

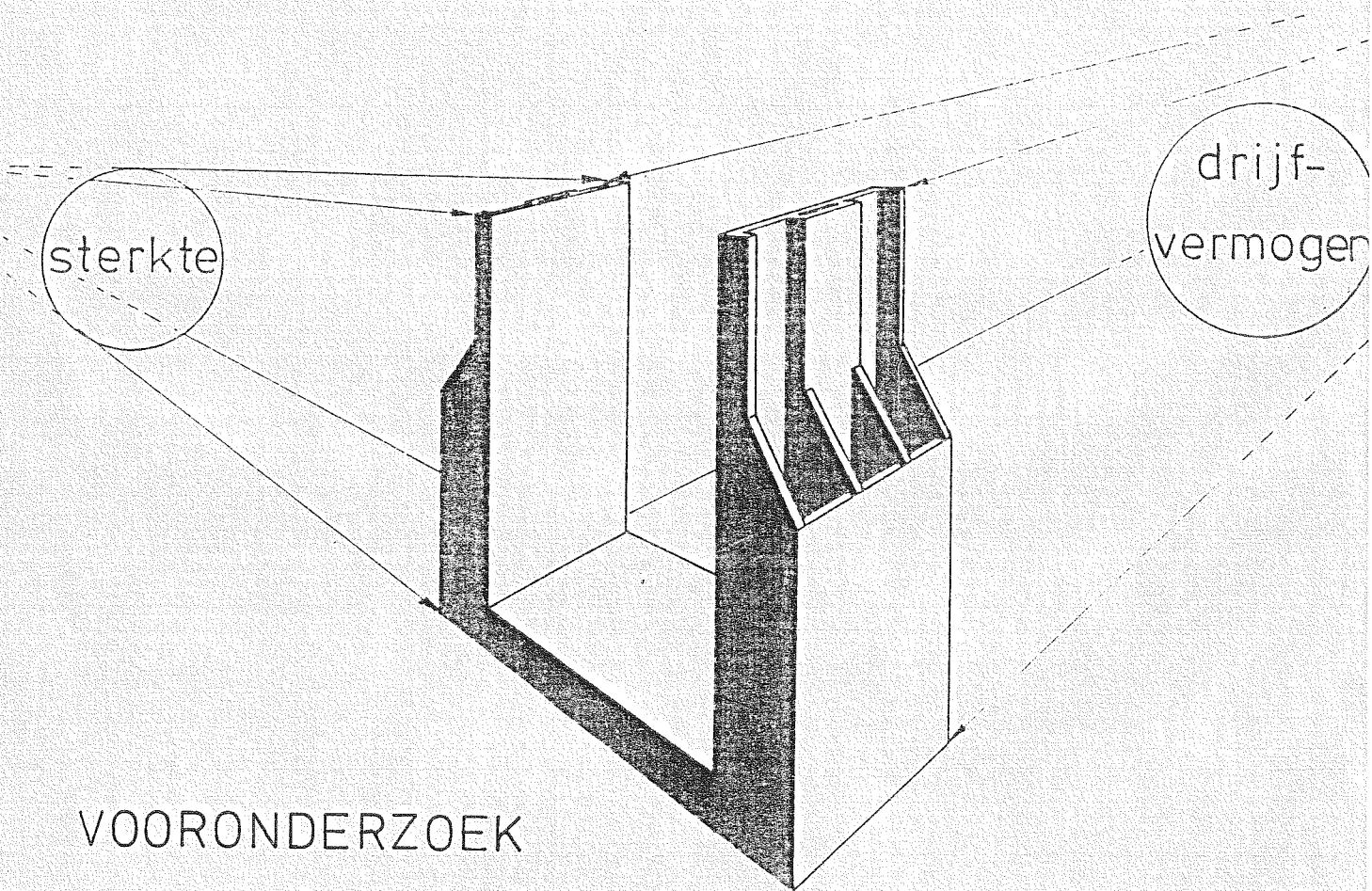
3-39

@, b, c, d, e, f



VAKOP DRP  
EENHEIDSONDERZOEKINGEN  
Afd. Civiele Techniek  
TH Delft

# DE CONSTRUCTIE VAN EEN DUWVAARTSLUIS TE MAASBRACHT



A. F. PRUIJSSERS

Onder begeleiding van:  
prof. ir. A. Glerum  
ir. J. Schippers

okt., 1982

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT

DE AANPASSING VAN HET SLUIZENCOMPLEX  
TE MAASBRACHT IN VERBAND MET DE  
INVOERING VAN BEPERKTE DUWVAART OP  
HET JULIANAKANAAL

VOORONDERZOEK

Onder leiding van:  
Prof. ir. A. Glerum  
Afdeling Constructieve Waterbouw

A.F. Pruijssers,  
Couperusstraat 21,  
Ridderkerk.

Met dank aan Gusta voor haar  
hulp bij al het typewerk

## SAMENVATTING

In het vooronderzoek zijn de randvoorwaarden bepaald, welke van belang waren voor een mogelijke sluisuitbreiding te Maasbracht. Tevens is een aantal alternatieven naar voren gebracht en getoetst aan de randvoorwaarden.

De drielingsluis te Maasbracht vormt een onderdeel van het Julianakanaal, een lateraal kanaal langs de Maas in Limburg. Deze vaarweg vormt een belangrijke verbinding met de vaarwegenstelsels in België en Frankrijk. Het kanaal wordt in de toekomst aangepast aan de duuvaart met twee bakken in gestrekte vaart. Hier toe dient het sluizencomplex te worden voorzien van een duuvaartsluis.

In het vooronderzoek is getracht te komen tot een verantwoordde keuze uit twee mogelijke oplossingen, nl. het verlengen van een bestaande sluis dan wel het bouwen van een vierde sluis. De sluisverlenging blijkt de voorkeur te verdienen boven een nieuwe sluis, mits de gekozen uitvoeringswijze toelaat dat met de te verlengen sluis in beperkte mate doorgeschut kan worden.

Uitgaande van dit capaciteitsgegeven is een methode ontwikkeld, waarbij de sluisverlenging in delen elders wordt geprefabriceerd. De sluisdelen kunnen na afbouw in een bouwdok naar de sluis worden versleept en daar worden afgezonken.

## INHOUDSOPGAVE

	Blz.
HOOFDSTUK I INLEIDING	1
I-1 De Maas en zijn kanalen	2
I-2 Het Julianakanaal met de zich daarin bevindende sluizen	6
- De sluisuitbreiding te Born	9
- De sluisopheffing te Roosteren	10
- De sluisuitbreiding te Maasbracht	10
- Dijksverhoging pand Roosteren-Maasbracht	11
- Dijksverplaatsing pand Illickhoven- Roosteren	12
- Wijziging kanaalmond te Maasbracht	13
I-3 Het sluizencomplex te Maasbracht	14
- Situering van de sluizen	15
- Sluisontwerp	15
- De bouwwijze	17
 HOOFDSTUK II DUWVAART OP HET JULIANAKANAAL	19
II-1 Inleiding	19
II-2 Prognoses scheepvaartbelasting op het Julianakanaal	23
- Problemenbenadering	24
- Prognoses optredende intensiteiten	27
- Duwvaart	30
- Bepaling capaciteiten	35
- Schatting verkeersbelasting in 2000	37
- Evaluering resultaten en conclusies	38
- Bepaling capaciteit geval V	40
 HOOFDSTUK III KEUZE TRACE REMMINGWERKEN	44
III-1 Algemeen	44
- Bescherming tegen dwarswind	45
- Vergroten sluiscapaciteit	46
- Vergroten veiligheid sluispassage	47
III-2 Conclusies	50

	Blz.
IV ONTWIKKELING VAN ALTERNATIEVEN	51
IV-1 Beoordeling van de basisoplossingen	51
IV-2 Situering duuvaartsluis	52
IV-3 Constructie en bouwwijze van de nieuwe sluis	55
- Gemaal Maasbracht	58
- Bronbemaling	59
IV-4 Constructie en uitvoering verlenging van de sluis	61
- Geprefabriceerde sluisdelen	62
IV-5 Globale kostenvergelijking beide alternatieven	67
- Kosten nieuwe sluis	67
- Kosten sluisverlenging	68
IV-6 Keuze alternatief	70
- Conclusie	71

## BILLAGEN :

BIJLAGE II-1 ; Omschrijving van de methode waarop	73
de duwseenheden ingevoerd zijn in	
de prognoses voor de scheepvaart	
tot en met klasse 5.	
BIJLAGE II-2 ; De capaciteitsbepaling voor de	75
duwvaartsluis in geval van een	
sluisverlenging en in geval van	
een nieuwe sluis.	
BIJLAGE IV-1 ; Bepaling van een nomogram voor	81
het vaststellen van het benodigde	
aantal putten van een bronbemaling	
in geval van freatisch grondwater	
en van volledig spanningswater.	
LITERATUURLIJST	87

## HOOFDSTUK I INLEIDING

De rivier de Maas heeft een stroomgebied verdeeld over vier landen, Frankrijk, België, Duitsland en Nederland. De Maas verbindt tesamen met verschillende kanalen industriegebieden in al deze landen. Nu is de Maas een typische regenrivier met een sterk wisselende afvoer, waardoor voor het bevaarbaar houden van de rivier verschillende stuwen en sluizen vereist zijn.

Het graven van het Julianakanaal als onderdeel van de Maasroute is een logisch gevolg van bepaalde economische en politieke ontwikkelingen, met name tussen België en Nederland.

We zullen daarom in het kort behandelen:

1. De Maas en zijn kanalen.
2. Het Julianakanaal met de zich daarin bevindende sluizen.
3. Het sluizencomplex te Maasbracht.

## I-1 De Maas en zijn kanalen

De Maas is een regenrivier, hetgeen leidt tot grote verschillen tussen de minimale - en de maximale afvoer. De minimale afvoer is ca.  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ , de maximale ca.  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Bij een kleine afvoer is de Maas voor een deel niet bevaarbaar. Het belang van een altijd bevaarbare Maas is duidelijk gezien de aan de rivier gelegen industriegebieden. Reeds in het begin van de vorige eeuw bestonden er al plannen om de Maas en de Schelde te verbinden met de Rijn; het zogenaamde "Canal du Nord". Dit kanaal voor schepen tot 200 ton was een idee van Napoleon om de belangrijke industrieplaats Luik te verbinden met de voor de strijd tegen de Engelsen belangrijke haven bij Antwerpen. Het werk werd in 1808 aangevat, maar weer stilgelegd toen in 1810 het kanaal zijn belang verloor door de inname van Holland door de Fransen. Enige druk vanuit Holland is ook niet vreemd geweest aan de stopzetting van het werk. De Nederlandse havens hadden immers wel een goede verbinding met de Rijn.

Na de hereniging van België en Nederland in 1815 begon in België de economische ontwikkeling eerst goed. Het gebied rond Luik herbergde veel industrietakken. Via de Sambre, een zijrivier van de Maas (zie fig. I-1), werden grondstoffen zoals steenkool en ijzererts aangevoerd. België heeft dan ook al voor 1900 de Maas bevaarbaar gemaakt. Het "Canal du Nord" kon in de ogen van de Nederlandse regering nog geen genade vinden.

Met de verdere groei van de industrie in Luik groeide ook de noodzaak van een scheepvaartverbinding met een grotere capaciteit en bedrijfszekerheid dan de Maas. Dit leidde tot het graven van de Zuid-Willemsvaart, die bij 's-Hertogenbosch weer aansluit op de Maas. Dit is een verbinding met de Nederlandse zeehavens. De verbinding met de Schelde kwam eerst na de scheiding tussen

België en Nederland. Alle kanalen werden gevoed met Maaswater, waardoor de Maas beneden Luik als vaarweg in onbruik geraakte.

Van zowel duitse als belgische zijde was reeds lang gedacht aan een verbinding Rijn-Maas-Schelde.

Toen in het begin van de eeuw Nederland een goede scheepvaartroute nodig had voor de afvoer van de limburgse steenkool ontstond het plan om de Maas vanaf Luik als vaarweg in ere te herstellen. Tussen Luik en Maastricht was midden vorige eeuw reeds een kanaal aangelegd. Nu vormt de Maas tussen Eysden en Maasbrach de grenslijn tussen beide landen en in 1912 begon men onderhandelingen om te komen tot kanalisatie van de Grensmaas. Door de Eerste Wereldoorlog kwamen de besprekingen stil te liggen en in Nederland besloot men toen in afwachting van een akkoord vast de Maas vanaf Maasbrach tot aan Grave te kanaliseren. Tevens werd het Maas-Waal kanaal gegraven als verbinding tussen de Maas en de Rijn. Ook werd het kanaal Wessel-Nederweert (zie fig. I-1) aangelegd als verbinding met de Zuid-Willemsvaart voor schepen tot 600 ton. Het Maas-Waal kanaal en de Maas tot Maasbrach waren nu geschikt voor schepen tot 2000 ton. De verbinding met de steenkolenmijnen in Zuid-Limburg was hiermee echter nog niet tot stand gebracht. Het stukje Grensmaas vormde nog steeds het struikelblok. Ook de naoorlogse besprekingen leverden om politieke redenen geen plan tot kanalisatie op en uiteindelijk gingen beide landen hun eigen weg.

België heeft gekozen voor een rechtstreekse verbinding Luik-Antwerpen in de vorm van het Albertkanaal voor schepen tot 2000 ton. Nederland koos voor een lateraal kanaal langs de Grensmaas: het Julianakanaal. Het Julianakanaal beschikt over vier sluizen met een totaal verfall van 23,60 meter en verkort de afstand Maastricht-Maasbrach met ongeveer tien kilometer.

Daarnaast werd in 1931 bij Bosscherveld de Zuid-Willemsvaart aangesloten op de Maas. Het Julianakanaal is geschikt voor schepen tot 2000 ton. De Maas bij Maastricht is gекanaliseerd en hiermee is vanaf Maastricht een goede vaarweg verwezenlijkt. Deze vaarweg is bij Maastricht slechts enkels kilometers verwijderd van het Albertkanaal in België. De verbinding tussen beide kanalen bestond slechts uit een gedeelte van het oude kanaal Luik-Maastricht geschikt voor schepen tot 450 ton. Het knooppunt van de verbinding lag bij de sluis te Ternaaien, welke vanwege de te kleine capaciteit werd aangeduid als de "stop van Ternaaien". Opheffing van deze stop zou het Belgische en Nederlandse vaarwegen-net geheel met elkaar verbinden en zou het grensoverschrijdende vervoer sterk bevorderen. De verbetering van de route was echter een zaak waarover beide landen overeenstemming moesten bereiken en België zag wel duidelijk het Nederlandse voordeel, maar niet het eigen voordeel. Zij meenden dat nu de grote schepen niet van Luik naar Antwerpen, maar naar de Nederlandse zeehaven zouden varen. Deze gedachte had in het verleden al vaker de plannen beïnvloed (Canal du Nord). Door de stop bij Ternaaien werd echter ook de Rijnvaart van en naar Luik gehinderd. Alleen schepen tot 450 ton konden de stop passeren.

Eerst nadat de Belgische autoriteiten ervan overtuigd konden worden dat de haven van Antwerpen geen lading zou verliezen aan Rotterdam was een oplossing mogelijk. De route vanaf Ternaaien via het Julianakanaal tot aan Rotterdam is namelijk 150 kilometer langer en bevat drie sluizen meer dan de route via het Albertkanaal naar Antwerpen. De route naar Antwerpen was derhalve veel economischer.

De route vanaf Luik naar de Rijn via het Julianakanaal is echter 190 kilometer korter dan via Antwerpen. Bij normale waterstanden bevinden zich op beide routes evenveel sluizen.

Het opheffen van de stop zou het nederlandse vaarwegennet verbinden met het belgische - en noordfranse net. De Belgen zouden een korte verbinding verkrijgen met de Rijn en het achterliggende vaargebied. Een commissie heeft van 1949 tot 1954 het probleem bestudeerd en kwam tot twee mogelijke oplossingen. Ten eerste de aanleg van het Cabergkanaal en ten tweede de bouw van een 2000-tons sluis bij Ternaaien met een kort kanaal naar de gekanaliseerde Maas. De laatste oplossing was beduidend eenvoudiger en goedkoper dan de aanleg van een geheel nieuw kanaal. Er werd daarom besloten tot de aanleg van een sluis bij Ternaaien. De opening van deze sluis op 11 december 1961 betekende het einde van de stop bij Ternaaien.

Inmiddels was de bouw van een aantal grotere sluizen in het Julianakanaal aangevangen teneinde de capaciteit van dit kanaal te vergroten. De waterspiegelbreedte werd vergroot en de twee laatste kanaalpanden werden samengevoegd, zodat de sluis bij Roosteren kwam te vervallen.

In België werd het Albert-kanaal verruimd en momenteel wordt het zelfs geschikt gemaakt voor vierbaks-duwvaart. De Waal is reeds geschikt voor vierbaks-duwvaart en de Maas beneden Maasbracht voor tweebaks-duwvaart. Het sluizencomplex te Ternaaien wordt nu opnieuw een stop. Teneerste omdat door de grote verkeersintensiteit de wachttijden op kunnen lopen tot 2 à 3 uur en ten tweede omdat de sluizen geen duwvaart kunnen verschutten. Hier is nu een nieuwe sluis gepland met kolkafmetingen van  $200 \times 16 \text{ m}^2$  teneinde beide problemen op te lossen.

Aanpassing van het Julianakanaal aan tweebaks-duwvaart zou grensoverschrijdende duwvaart mogelijk maken. Dit probleem is nader uitgewerkt in het afstudeerverslag van de heer Kooiman. Het heeft in zijn verslag aangetoond dat tweebaks-duwvaart op het Julianakanaal economisch verantwoord is en geeft aan welke aanpassingen daartoe nodig zijn.

Literatuurverwijzing: lit. 1

I-2. Het Julianakanaal met de zich daarin bevindende sluizen.

In de jaren na de Eerste Wereldoorlog maakte de steenkoolwinning in Zuid-Limburg een sterke groei door en werd daarmee voor dit gebied een economische factor van de eerste orde. Daar steenkool zich er uitstekend leent voor vervoer per schip werd sterk aangedrongen op een goede vaarwegverbinding tussen Zuid-Limburg en het Nederlandse vaarwegen-net. Aangezien overleg tussen België en Nederland omtrant het kanaliseren van de Grensmaas niet tot resultaten leidde, besloot men tot de aanleg van een lateraal kanaal, het Julianakanaal.

Behalve politieke redenen om tot de aanleg van dit kanaal te besluiten had deze oplossing ook technische voordelen t.o.v. het kanaliseren van de grensscheidende Maas. De nieuwe route had om het verval te overwinnen slechts vier sluizen nodig tegen acht in de grensrivier met zijn sterke ver- val en was bovendien tien kilometer korter. Daarnaast was de Maas veel bochtiger en gedurende de hoge afvoeren had men te kampen met sterke stromingen.

Door de aanleg van het Julianakanaal was Zuid-Limburg bereikbaar geworden voor schepen tot 2000 ton. Het nieuwe kanaal werd in 1935 opengesteld.

Het Julianakanaal heeft een lengte van 35,3 kilometer en loopt vanaf Limmel naar Maasbracht. Het totale verval over het kanaal is 25,60 meter. (Ingeval van strijken stuww bij Linne i.v.m. ijs- belasting max. 28,60 meter). Dit verval wordt door

de scheepvaart overwonnen d.m.v. vier sluizen.

De toestand na 1935:

Direct na het invaren van het kanaal vanaf de Maas bij Maastricht kwam men bij de sluis te Limmel (zie fig. I-3). Door de stuwen te Borgharen komen de waterstanden van de Maas en het kanaalpand Limmel-Born (NAP +44,0 m) met elkaar overeen. De sluis te Limmel werd dan ook alleen bij hoge of lage Maasafvoeren gebruikt. Dit betekent in de praktijk ongeveer 1 dag per jaar. In verband hiermee heeft men een dubbelssluis aangelegd. Dit is een samenstelling van twee sluizen, waarvan de kolken met elkaar in verbinding staan. Opvaart en afvaart konden nu gebruik maken van een sluis. Voor een vlotte doorvaart in geval van openstaande sluis was de breedte van de sluizen aangehouden op 16,0 m in plaats van de 14,0 m, welke voor de overige sluizen in het kanaal was gebruikt.

Na de passage van de sluis te Limmel volgt een kanaalpand met een lengte van 19,7 kilometer tot aan de sluis bij Born. De kanaalbreedte op de pand bedroeg 46,0 meter. De sluis te Born was het gehele jaar door in gebruik en had een verval van 11,35 m (NAP 44,0m+ NAP 32,65m+). De afmetingen van deze sluis waren 136 x 14 m<sup>2</sup>. Er is hier een enkele sluis toegepast in verband met de grote kolkomzettingen, welke eenrichtings-sluizen duur maakten (groot waterverlies).

Na de sluis bij Born volgt een kort kanaalpand met een lengte van 5,2 kilometer tot aan de sluis te Roosteren. De opzet van deze sluis was hetzelfde als die van de sluis bij Born, maar het verval was beduidend kleiner, namelijk 4,80 meter. Het kanaalpeil op het benedenpand kwam hiermee op 27,85 m+ NAP. Evenals de sluis bij Born was de sluis te Roosteren voorzien van hefdeuren.

Het volgende kanaalpand was 7,9 kilometer lang en eindigde bij de sluis te Maasbracht. Deze sluis keerde een verval van 7,65 m (NAP 27,85m+ - NAP 20,40 m+). De sluis heeft in het bovenhoofd een klepdeur, in het benedenhoofd echter puntdeuren. De breedte van de sluis was tussen de hoofden 14,0 m en tussen de kolkwanden 16,0 meter. De lengte van de kolk was 136,0 m. Het benedenpand sloot na 1,8 kilometer weer aan op de Maas. Alle sluizen hebben een naastliggend gemaal om in het geval van lage maasafvoeren het schutwater terug te pompen naar het bovenpand.

De ondergrond van het Julianakanaal bestaat uit sediment, dat in vroeger tijden is afgezet door de Maas. De Maas is een van de belangrijkste grindleveranciers en het zal duidelijk zijn, dat het Julianakanaal gelegen is op goed doorlatende grindlagen. Dit heeft nare gevolgen voor een kanaal, dat voor een groot gedeelte boven het maaiveld ligt. De kanaalbodem is om deze reden dan ook over de gehele lengte afgedekt met een ongeveer 0,40 m dikke kleilaag. In verband met slapende scheepsankers is deze kleilaag afgedekt met 0,60 m grind.

Door de openstelling van het Julianakanaal kon de industrialisering van Zuid-Limburg eerst goed op gang komen. Naast de steenkool-overslaghaven in Stein neemt het zand- en grindtransport een grote plaats in. Het scheepvaartverkeer tussen Maastricht en Nijmegen nam dusdanige vormen aan, dat alle op deze route gelegen sluizen (zie Fig. I-2) sterk overbelast werden. Door het verdrag tussen België en Nederland aangaande de aanleg van een 2000 tons-sluis te Ternaaien zou de vaarweg als internationale route belangrijk worden. Een capaciteitsvergrotting van de vaarweg tussen Maastricht en Nijmegen was een logische volgende stap

Rijkswaterstaat heeft hiertoe in de jaren 1957-1961 een programma tot verbetering van de vaarweg opgesteld. Dit plan omvatte onder andere de bouw van vijf nieuwe sluizencomplexen te Born, Maasbracht, Linne, Belfeld en Sambeek (zie figuur I-4). Alle in totaal elf nieuwe sluizen kregen kolkafmetingen  $142 \times 16 \text{ m}^2$ . Door samentrekking van de kanaalpanden Born-Roosteren en Roosteren-Maasbracht zou de sluis bij Roosteren komen te vervallen. Van Linne tot Buggenum moest een lateraal kanaal aangelegd worden, zodat het doorgaande scheepvaartverkeer de sluis te Roermond niet hoeft te passeren. Bij Böxmeer waren tweetbacht afsnijdingen noodzakelijk. We zullen ons hier beperken tot de werken verricht op het Julianakanaal. Een overzicht van deze werken is in figuur I-5 in de vorm van een lengtedoorschijn over het kanaal in beeld gebracht. In het volgende worden deze werken kort toegelicht.

#### De sluisuitbreiding te Born

De sluisuitbreiding omvatte de bouw van twee sluizen met kolkafmetingen  $142 \times 16 \text{ m}^2$ . De sluizen werden uitgevoerd als betonnen bakprofiel, waarbij de vloer en de wanden een geheel vormen. Het werk geschiedde in een bouwput ten oosten van de bestaande sluis en beliep een periode van ongeveer 4 jaar (1958-1962). De bodem, van de bovenvoorhaven is in den droge voorzien van een waterdichte bekleding. In dit geval is geen klei toegepast, omdat dit van ver aangevoerd moet worden en derhalve erg duur was. Het bleek economischer een asfaltbekleding toe te passen. Voor de benedenvoorhaven is weer een andere methode toegepast, omdat deze voorhaven ook bij een intensieve bemaling niet geheel droog kwam. Hier is gebruik gemaakt van een folie van gebitumeerd weefsel, welke vanaf rollen dwars over de haven werd getrokken. Hierover in een beschermlaag van grindzand

aangebracht. Na voltooiing van de werken aan de sluizen en de daarbij behorende voorhavens is de oude dijk tussen het kanaal en de nieuwe sluizen weggebaggerd. Ter plaatse van het weggebaggerde dijklichaam moet nu achteraf nog een waterdichte bekleding worden aangebracht. Hiervoor zijn giet-asfaltplaten van  $20 \times 8 \text{ m}^2$  toegepast. Deze platen werden door middel van een vacuumraam nauwkeurig op hun plaats op de bodem gelegd. Een vacuumraam is een holle doos zonder bodem, die over een asfaltplaat wordt geplaatst. De gietasfaltplaat dient nu als bodem van de doos en wordt vastgehouden door een aan te brengen inwendig vacuum. Ligt de plaat op de juiste plaats, dan laat men lucht in de doos, waardoor de plaat loskomt van het raam. Het nieuwe complex met daarnaast de oude sluis is te zien in de figuren I-6 en I-7.

#### De sluisopheffing te Roosteren

De sluis bij Roosteren is komen te vervallen en wel om twee redenen. Ten eerste werd op deze wijze de capaciteit van het Julianakanaal vergroot, omdat de schepen een schutting minder nodig hadden om het verval te passeren. Ten tweede was het pand Born-Roosteren te kort om het schutwater van het nieuwe sluizencomplex te Born zonder ontoelaatbare golfbewegingen op te nemen. Het pand beneden Born loopt nu door tot aan de sluis bij Maasbracht, ruim 13 kilometer verder.

#### De sluisuitbreiding te Maasbracht

De sluisuitbreiding te Maasbracht omvatte de bouw van een drietal identieke sluizen met kolkafmetingen van  $142 \times 16 \text{ m}^2$ . De nieuwe sluizen moesten worden gedimensioneerd op een groter verval dan de oude

sluis in verband met het opheffen van de sluis bij Roosteren. Het totale verval over de nieuwe sluizen kwam hiermee op 12,25 meter, het grootste verval over een sluis in Nederland tot nog toe. Aangezien het sluizencomplex te Maasbracht onderwerp is van dit onderzoek, zijn de werken hieraan uitgebreid beschreven in het volgende hoofdstuk.

#### Dijkverhoging pand Roosteren-Maasbracht

Na het opheffen van de sluis bij Roosteren ging het peil op het pand Roosteren-Maasbracht van NAP 27,85 m+ naar NAP 32,65 m+, waarmee het peil in overeenstemming was gebracht met het peil op het pand Born-Roosteren. De dijken langs dit pand moesten derhalve opgehoogd worden.

De oude dijken lagen met hun kruin 3,0 m hoger dan het kanaalpeil in verband met het evenwicht in de grondbalans bij het ontgraven van het kanaal. Tevens gaven de hoge dijken bescherming tegen zijwind op het kanaal. Voor de dijkverhoging was de grondbalans altijd negatief (ongeveer 1.000.000 m<sup>3</sup>). De zijwindbescherming was door de grotere manouvureerruimte ten gevolge van de waterspiegelverbreiding van minder belang. Men heeft daarom gekozen voor een kruinhoogte van de nieuwe (verhoogde) dijken van 1,50 meter boven het kanaalpeil. Als zijwindbescherming is gekozen voor de aanplanting van een dubbele bomenrij langs het kanaal. De nieuwe kanaalbreedte is 70,10 meter tegen 46,50 meter in de oude situatie.

De nieuwe dijken moesten evenals de oude dijken van een waterdichte bekleding worden voorzien. De oude dijken hadden hiertoe een taludbedekking van klei. De toenmalige aanleg van het Julianakanaal had echter alle in de naaste omgeving beschikbare kleivoorraad voor het aanbrengen van de waterdichte bekleding

benut. Klei van verder weggelegen winplaatsen aanvoeren werd te kostbaar. Hier is gekozen voor voor grindasfaltbeton. Bij het aanbrengen van dit grindasfaltbeton op de taluds was het nodig gedurende 14 maanden het peil met 0,30 m te verlagen om de asfaltbekleding goed aan te kunnen sluiten op de bestaande kleibekleding. De toegestane diepgang werd voor deze periode teruggebracht tot 2,60 m. (klasse 4- schepen met laadvermogen 1350 ton).

#### Dijkverplaatsing pand Illickhoven-Roosteren.

De peilverhoging op het pand Roosteren-Maasbracht bracht de kanaalbreedte van 46,50 m op 70,10 m. De breedte van het kanaal op het gedeelte van Stein tot Illickhoven is in de loop der jaren gegroeid tot ruim 70 meter. Dit was een gevolg van het feit dat het kanaal hier door het concessiegebied van de Staatsmijnen loopt. Door bodemdalingen en de daardoor veroorzaakte dijksophogingen nam de kanaalbreedte toe. Er ontstond nu een situatie waarbij slechts het stuk Illickhoven-Roosteren de breedte van 46,50 m zou behouden. Dit stuk zou daarmee een bottle-neck worden voor de scheepvaart en voor de translatie-golven ten gevolge van het schutten van de sluizen te Born en Maasbracht. Daarom is besloten ook dit kanaalgedeelte te verruimen door een dijkverlegging. De waterspiegel breedte kwam hierdoor op 74 m. De nieuwe dwarsprofielen van de pand Born-Roosteren en Roosteren-Maasbracht zijn gegeven in figuur I-8.

Op beide panden moesten de aanwezige bruggen vervangen of verwijderd worden. Het betrof hier

de bruggen te Illickhoven, Roosteren en Echt, welke vernieuwd en de brug te Stevensweerde, welche verwijderd werd. Ook een aantal duikers moesten worden verlengd.

Wijziging kanaalmond te Maasbracht.

Gelijk met het ophogen van de dijken langs het kanaalpand Roosteren-Maasbracht is de monding van het kanaal naar het noorden verlegd (zie fig 9). Bij hoge Maas afvoeren werd de scheepvaart gehinderd door de sterke stroming langs de mond van het kanaal. De vorm van de nieuwe monding is voortgekomen uit onderzoek in het Waterloopkundig laboratorium. De nieuwe monding ligt nu recht tegenover de monding van het kanaal Wessel-Nederweert.

In samenhang met de boven genoemde werken hebben er werken plaatsgevonden in verband met de aanleg van de nieuwe rijksweg 75 (E 9). Deze werken zijn echter niet relevant voor dit onderzoek en worden om die reden hier niet nader beschouwd.

Literatuur verwijzing: lit. 1.

lit. 2.

lit. 3.

lit. 4.

lit. 5.

lit. 6.

### I-3: Het sluizencomplex te Maasbracht.

De oude sluis te Maasbracht had kolkafmetingen  $136 \times 14\text{ m}^2$ , evenals de oude sluis te Born. In Born is de oude sluis gehandhaafd en zijn twee nieuwe sluizenernaast gebouwd. Bij Maasbracht is besloten tot de bouw van drie nieuwe sluizen, waarbij de oude sluis te vervallen kwam. Deze sluis is volgegooid met aarde. De sluis keerde namelijk een verval van 7,45 meter en de nieuwe sluizen een verval van 12,25 meter. Het aanpassen van de bestaande sluis aan het grotere verval bleek niet mogelijk te zijn in verband met de stabiliteit van het benedenhoofd en de geringe wanddikte van de kolkmuren.

De nieuwe sluizen zijn ontworpen om een maximaal verval van 15,25 meter te keren. Dit is het geval indien de stuwe te Linne in verband met isgang gestreken wordt. Er wordt dan niet meer geschut. De sluisvloer en de benedendrempel liggen op NAP  $16,80^+ \text{ m}$ , zodat bij een SP  $20,40^+ \text{ m}$  een waterdiepte van 3,60 meter beschikbaar is. Bij het vaststellen van de drempelhoogte van het bovenhoofd moet rekening worden gehouden met de situatie kort na openstelling. Op het kanaal gold toen nog het oude peil van NAP  $27,85^+ \text{ m}$  en de waterdiepte boven de drempel werd op 3,10 meter aangehouden. Nadat de dijkophogingen voltooid waren, is het kanaalpeil verhoogd tot NAP  $32,65^+ \text{ m}$  en werd de drempel-diepte 7,90 meter beneden kanaalpeil.

### Situering van de sluizen.

Bij de plaatsbepaling van de drie nieuwe sluizen had men de keuze tussen:

- a:Drie sluizen ten oosten van de bestaande.
- b:Een of twee sluizen ten oosten en resp. twee en een sluis ten westen van de bestaande.
- c:Drie sluizen ten westen van de bestaande.

Mogelijkheid a was niet goed te verwezenlijken in verband met de bebouwing van Maasbracht. Mogelijkheid b zou twee bouwputten vereisen en in het gebruiksstadium aanleiding kunnen geven tot een onoverzichtelijke situatie. Mogelijkheid c was duidelijk het meest geschikt, temeer daar nu maar één bouwput benodigd was en nu kon ook het gemaal gehandhaafd blijven. In figuur I-10 is de bouwput met de nieuwe sluizen zichtbaar naast de nog in werking zijnde oude sluis. De foto is genomen vanaf het benedenpand.

### Sluisontwerp.

De sluizen zijn uitgevoerd als een zogenoemd betonnen bakprofiel. Dit houdt in dat wanden en bodem een geheel vormen. Elke sluis bestaat uit twee hoofden met daartussen acht moten met elk een lengte van ruim 16 meter, welke met bandverbindingen in elkaar grijpen. (zie figuur I-11).

In elke moat bevinden zich in beide wanden een drijvende bolder (zie figuur I-12). Deze drijvende bolders zijn toegepast opdat de schippers tijdens het vullen of ledigen van de schutkolk niet verschillende malen de meertouwen hoeven te verzetten.

De hoogte van de bolders is afwisselend 2 en 4 meter boven de waterspiegel in verband met het hoogteverschil tussen geladen en ongeladen schepen. De bolders bestaan uit een bolder, een verbindingsstang en een drijfkist die tussen rails doorloopt. Onder de bolders komt een luchtpijp uit, welke in de winter door het in beweging brengen van het water vastvriezen voorkomt.

Het bovenhoofd omvat een riolenstelsel, dat uitkomt in een woonkelder onder de deuren. De ingangen tot de riolen bevinden zich in de deurkassen. De riolen zijn afgesloten door stalen wielschuiven, welke hydraulisch bediend worden. Zowel voor als achter deze bedrijfsschuiven bevinden zich noodschuiven. Hierdoor is het mogelijk om onderhoud te plegen aan een van de schuiven, terwijl via het andere riool het vulproces zij het vertraagd doorgang kan vinden. De deuren in het bovenhoofd zijn puntdeuren met een hoogte van ca. 9,65 meter. De optredende spatkrachten kunnen door het bakprofiel zonder extra voorzieningen worden opgenomen.

De spatkrachten, die optreden bij het benedenhoofd, kunnen niet zonder meer door het bakprofiel worden opgenomen. De puntdeuren hebben hier namelijk een hoogte van ongeveer 17,65 meter. Om de krachten op te kunnen nemen is over het benedenhoofd een koppeling aangebracht. Deze koppeling in de vorm van een verkeersbrug bestaat uit zes geprefabriceerde balken 0,57x 0,90 meter. De optredende trekkracht bedraagt 8000 ton. Ingeval van droogzetten van de sluis treedt in de brug

een drukkracht van 1000 kN op.

Voor de benedendeuren is aan de kolkzijde een vaste stootbalk aangebracht teneinde aanvaring van de puntdeuren te voorkomen. (Bij de oude sluis is men wel eenmaal door de benedendeuren gevaren. Hier was geen stootbalk aanwezig). Op dezelfde plaats als de stootbalk bevindt zich ook een op het water drijvende ijsbalk om te voorkomen, dat bij ijsgang de deuren geblokkeerd worden. Na het openen van de deuren wordt de ijsbalk met behulp van twee lieren opgehesen. Hierna kan zowel het scheepvaartverkeer de sluis verlaten als de ijsgang stroomafwaarts wegdrifven. In de zomer is de ijsbalk aan de stootbalk bevestigd. Bij het bovenhoofd is de aanwezigheid van een ijsbalk overbodig, omdat hier het ijs vanaf het hoofd met behulp van pik-haken wordt verwijderd.

De woelkelders van de twee oostelijke sluizen zijn met elkaar verbonden door een omloopriool. Dit riool wordt gebruikt ten tijde van lage Maasafvoeren om schutwater van de ene kolk in de andere te brengen. Dit spaart per keer een halve kolkinhoud. Het schutproces duurt dan wel langer.

#### De bouwwijze

De driesluizen zijn gebouwd in een bouwput, welke ook de boven- en benedenvoorhaven omvatte. De bouwput werd door een bronbemaling drooggehouden. Deze bemaling was in verband met de goed doorlatende grind- en zandlagen bijzonder omvangrijk. Er waren in totaal 114 onderwaterpompen met een capaciteit van 11400 m<sup>3</sup>/h aanwezig. Hiervan werden 29 bronnen alleen bij hoge Maasafvoeren (afvoeren tot 3000 m<sup>3</sup>/s) gebruikt. Het peil van het benedenpand kon dan oplopen tot 23,45 m+ NAP.

Een positief gevolg van de aanwezige grindlagen was dat er een fundering op staal toegepast kon worden.

De wanden van een moat zijn steeds over de volle hoogte in een keer gestort. Dit is gedaan om stortnaden te voorkomen.

De bodem en de taluds van de boven voorhaven zijn bekleed met een laag grindasfaltbeton van 12 cm met daarover een tweede laag van 5 cm dikte. Hierover is weer een afdichtingslaag van asfalt-bitumen. De ontvangstbedden bij het bovenhoofd zijn uitgevoerd als betonplaten  $3 \times 3 \times 0,35$  over 36,80 meter gelegen op een grindlaag. De platen liggen boven de waterdichtende laag.

Na het wegbaggeren van de oude dijk tussen oude en nieuwe voorhaven zijn hier weer gietasfaltplaten gebruikt op dezelfde wijze als bij de sluizen te Born.

De beneden voorhaven is over ruim 250 m lengte verdedigd met stortsteen. Vlak na de uitstroomriolen zijn betonplaten geplaatst met daartussen vier stroombrekers. Deze stroombrekers steken 1 meter boven de platen uit en maken een stompe hoek met elkaar.

Het werk duurde van begin 1962 tot midden 1966. Nadat de sluizen in werking waren gekomen, is de oude sluis met aarde volgegooid.

Literatuurverwijzing: lit. 3

lit. 4

lit. 5

lit. 6

## II. DUWVAART OP HET JULIANAKANAAL.

### II-1. Inleiding.

Doel van dit afstudeerwerk is het uitwerken van de voor beperkte duwvaart benodigde aanpassingen van het sluizencomplex te Maasbracht. Onder beperkte duwvaart dient men te verstaan vaart met tweebaksduweenheden varend in gestrekte formatie danwel een motorschip welke een enkele bak voortduwt. In het laatste geval is er meestal sprake van omgebouwde schepen, die geschikt gemaakt zijn voor het duwen van vaartuigen.

De invoering van de duwvaart komt voort uit het streven naar optimalisering van de binnenvaart. Bij de conventionele binnenvaart (motorschepen, sleepschepen) is het benodigde aantal personen per ton lading erg groot. Dit is gelegen in het feit dat het gemiddeld laadvermogen laag is, terwijl elk vaartuig toch bemand moet zijn. Een duweenheid daarentegen vormt door de gelijksoortige bakken een hecht geheel, waardoor de afzonderlijke bakken onbemand kunnen blijven. Zeker in verhouding tot de sleepvaart kan de personeelsbesparing meer dan 50 % bedragen.

De duwvaart heeft (evenals de sleepvaart) een grote flexibiliteit ten aanzien van de hoeveelheid te vervoeren lading door het naar wens toevoegen of verwijderen van een duwbak. Een duweenheid benut in de regel 100 % van zijn laadvermogen tegen 85% bij de motorschepen.

Aanschaf en onderhoud van de bakken is relatief goedkoop, omdat woonruimte en stuurinrichting ontbreken. Door de gelijkvormigheid van de bakken is de waterweerstand bij in grootte toenemende eenheden kleiner dan bij de sleepvaart. Het motorvermogen van de duwboot kan dan ook aanzienlijk minder zijn. Ook bij het invaren van een schutsluis is het manouvreren met een hechtsamengestelde duweenheid eenvoudiger dan bij sleepconvooien.

Ten aanzien van de motorschepen bestaat het voordeel dat gedurende het laden en lossen van de lading het geïnstalleerde vermogen niet stil komt te liggen; de duwboot wordt eenvoudig losgekoppeld en is dan beschikbaar om een nieuwe duweenheid samen te stellen. Dit vraagt wel om walpersoneel ter bewaking en afhandeling van de afgekoppelde duwbakken. Voor het manouvreren van de eenheden in havens is vaak de inzet van havenduwboten vereist.

Uit het bovenstaande blijkt dat duwvaart grote voordelen kan hebben ten opzichte van de conventionele binnenvaart. De opzet van een goed georganiseerde duwbootvaart is dusdanig omvangrijk dat alleen grote bedrijven hiervoor de financiële middelen hebben. Duwvaart leent zich voor continue vaart met verschillende ploegen. De hele opzet van de duwvaart verschilt dan ook beduidend van de vaart met motorschepen. Van de motorschepen is ongeveer 85 % eigendom van de schipper, wiens gezin ook op de boot huist. Bij duwvaart is de schipper in dienst van de maatschappij en woont

hij gewoon op de wal. Dit brengt bij de invoering van de duwvaart het gevaar van een grote overcapaciteit op een vaarweg met zich mee. Voor de schipper/eigenaar is zijn schip zowel zijn "brood" als zijn huis en hij zal desnoods met minder lading toch blijven varen. Hij zal eisen dat alle lading via de beurzen en de evenredige vrachtverdeling aan alle schippers toevalt. Zoals uit het recente verleden is gebleken zijn deze schippers bereid om hun broodwinning desnoods met blokkades veilig te stellen. Het is de regering, die met gunstige sloop- en opleggregelingen deze overcapaciteit in laadvermogen tegen moet gaan. Bij de capaciteitsberekening van de sluizen bij invoering van duwvaart zal met deze overcapaciteit terdege rekening moeten worden gehouden.

Bij de invoering van duwvaart op het Julianakanaal moeten we zoals gezegd in de eerste plaats denken aan eenheden met twee duwbakken in gestrekte vaart. De standaard-afmetingen van dergelijke eenheden zijn  $185 \times 11,40 \text{ m}^2$ . Zowel de afmetingen van het kanaal (hetgeen onderwerp is van het afstudeerverslag van de heer Kooiman) als de zich daarin bevindende sluizen (afmetingen  $142 \times 16 \text{ m}^2$ ) moeten hieraan worden aangepast.

Om het constructieve karakter van dit afstudeer-project te bewaren zal uitsluitend de aanpassing van de sluizen te Maasbracht diepgaand bekeken worden. De mogelijke oplossingen voor de overige sluizencomplexen te Limmel en Born zullen wel in grote lijnen worden aangeduid. Een verdere uitwerking van deze oplossingen blijft echter achterwege.

De sluizen bij Limmel staan vrijwel het gehele jaar open, zodat bij de bouw van een nieuwe duwvaartsluis

geen capaciteitsproblemen op zullen treden.

De situatie bij Born is nagenoeg gelijk aan die te Maasbracht. Er is hier echter meer ruimte beschikbaar om de uitbreiding van het complex te verwezenlijken.

Bij een sluisuitbreiding te Maasbracht krijgt men te maken met een capaciteitsvermindering tijdens de bouw, ruimtegebrek met betrekking tot de voorhavens en de waterdichtheid van het in ophoging gelegen kanaal. Om al deze facetten van het probleem diepgaand te kunnen bestuderen is de beperking van het onderzoek tot één sluizencomplex noodzakelijk.

In de navolgende hoofdstukken zullen de randvoorwaarden bepaald worden, die betrekking hebben op de aanpassing van de sluizen aan de eisen gesteld door de duwvaart. Alhoewel het in dit stadium van het onderzoek niet mogelijk is om de verschillende oplossingen in detail te geven, zullen alle alternatieven uitgaan van een van de twee volgende basisoplossingen:

1. De verlenging van een bestaande sluis tot een duwvaartsluis met afmetingen  $200 \times 16 \text{ m}^2$ .
2. De bouw van een vierde sluis met afmetingen  $200 \times 12 \text{ m}^2$ .

De randvoorwaarden zullen zodanig worden geformuleerd, dat een keuze kan worden gemaakt uit deze twee basisoplossingen. Eerst daarna zullen de overgebleven alternatieven, welke gerelateerd zijn aan de gekozen basisoplossing, in detail bekeken worden. Hieruit moet dan het uiteindelijke ontwerp voor de sluisuitbreiding volgen.

Literatuurverwijzing: lit. 1

lit. 7

## II-2. Prognoses scheepvaartbelasting op het Julianakanaal.

### Algemeen.

Het Julianakanaal is in de huidige vorm een klasse V vaarweg (zie figuur II-1 en II-2) en derhalve geschikt voor schepen tot 2000 ton. Uitgaande van gegevens over scheepvaart- en ladingbewegingen is het mogelijk om prognoses op te stellen voor wat betreft het aantal schepen en de te vervoeren hoeveelheid lading op een bepaald tijdstip in de toekomst. Bij invoering van duwvaart op het Julianakanaal verandert de situatie drastisch. Door het grotere laadvermogen zal het aantal schepen teruglopen. De hoeveelheid lading zal vermoedelijk door het economischer vervoer iets toenemen. Zoals beschreven is in II-1 zal het totale laadvermogen vooral in het begin sterk toenemen. In dit hoofdstuk zal ge- tracht worden een prognose te geven voor de sluiscapaciteit in de jaren 1985 en 2000. In verband met de twee basisoplossingen (zie II-1) en de daarbij horende uitvoeringswijze zullen de volgende gevallenrbekijken worden:

- I . Bestaande complex.
- II. Bestaande complex met een verlengde sluis.  
(basisoplossing 1).
- III. Bestaande complex met vierde sluis.  
(basisoplossing 2).
- IV. Eén sluis tijdelijk buiten gebruik.
- V . In een sluis beperkt één-richtingsverkeer.

Hierbij wordt met dank gebruik gemaakt van een nota van RWS (lit 7) welke de eerste vier gevallen beschouwt. Ook de resultaten van de duwvaartprognoses van de heer Kooiman (lit. 1) zullen hierin verwerkt worden. Geval V wordt beschouwd om toegang te verschaffen tot een geheel afwijkende oplossing in het geval van sluisuitbreiding. Naast beide genoemde bronnen zullen gegevens omtrent de huidige sluisbelasting ontleend worden aan de cijfers van statistisch overzicht van de scheepvaart op de Maasroute (lit. 8).

#### Probleembenadering.

De capaciteit van een vaarweg wordt bepaald door de capaciteit van het moeilijkst te passeren vaarwegonderdeel, in dit geval de sluizen. De sluizen te Limmel staan meestal open. De capaciteiten van de sluizen te Born en Maasbracht zijn dus bepalend. Beide capaciteiten zijn zwaars later zal blijken nagenoeg gelijk.

Een nauwkeurige omschrijving van het begrip capaciteit is hier op zijn plaats:

"De capaciteit van een sluis of sluizencomplex is de maximale hoeveelheid verkeer, uitgedrukt in aantallen schepen of tonnen laadvermogen, die onder de voorkomende omstandigheden per tijdseenheid kan worden geschut als het sluisbedrijf continu volbelast werkt".

Naast de capaciteit is de weerstand van een sluis een belangrijk gegeven. De weerstand komt tot uiting

in de tijd, die benodigd is om de sluis te passeren. De capaciteit en de weerstand, die van elkaar afhankelijk zijn, vormen de zogenaamde primaire factoren die de verkeersafwikkeling bepalen.

Naast deze primaire factoren bestaan er ook secundaire factoren. Deze zijn van belang voor een optimale benutting van de aanwezige sluis. We kunnen hierbij denken aan seingeving, betonning en bekendheid van de schippers met de vaarweg. In dit hoofdstuk gaat het uitsluitend om de primaire factoren.

Bij het bepalen van de primaire factoren oftewel de afmetingen van de sluizen kunnen drie maatgevende gevallen worden onderscheiden:

- a. Het maatgevende enkele schip.
- b. De maatgevende combinatie van schepen.
- c. De maatgevende scheepvaartintensiteit.

Welke van de gevallen gehanteerd moet(en) worden is afhankelijk van het optreden van een van de twee volgende situaties:

1. De sluisafmetingen zijn gegeven. In dit geval is de maatgevende scheepvaartintensiteit van belang. Dit geval moet zeker beschouwd worden. In de eerste plaats om te kijken of in de eindsituatie zowel voor de motorschepen als de duwvaart voldoende capaciteit aanwezig is. Daarnaast zal gedurende de bouw het optredende verkeersaanbod met de bestaande sluizen verwerkt moeten worden.
2. De sluis moet nieuw worden aangelegd of verbeterd. Dit geval treedt zeker op. Het betreft hier echter

een duwvaartsluis, waardoor het maatgevende enkele schip de afmetingen bepaalt. De afmetingen liggen derhalve vast, zodat ook nu situatie 1 optreedt.

In alle optredende situaties is dus kennis van de maatgevende scheepvaart-intensiteit nodig. Wat moet men echter verstaan onder de maatgevende scheepvaart-intensiteit?

Het gelijkstellen van de maatgevende scheepvaart-intensiteit  $I_w$  \*) aan de capaciteit  $C_w$  zou bijzonder vervelende gevolgen hebben. De definitie geeft een omschrijving voor  $C_w$  onder volbelasting. Dit vereist een gestuurd aanbod van schepen. Daar in werkelijkheid hiervan geen sprake kan zijn, zullen er schepen voor de sluis moeten wachten, die zogenoamde overligtijd. De momentane intensiteit is dan groter dan de capaciteit. Om de overligtijden te beperken moet  $I_w/C_w$  kleiner dan 1 zijn. De momentane intensiteiten zullen een Gausse-kromme vormen. Hierbij is de standaardafwijking van belang, hier variatie-coëfficient  $V_c$  genoemd. In fig. II-3 is een indruk gegeven van de gemiddelde overligtijden  $\bar{t}_o$  bij verschillende  $I_w/C_w$ -verhouding. De stippellijn geeft een globale aanduiding van de situatie te Maasbracht (geïnterpoleerd aan de hand van de bedrijfstijd = 118 uur). Met fig. II-3 kan tabel II-4 samengesteld worden. Bij de berekening wordt een maximaal toelaatbare overligtijd van 0,5 - 1 uur in een representatieve week aangehouden. In een dergelijke week kan de intensiteit gemiddeld gesteld worden op 2,15 % van de jaar-intensiteit.

\*)  $I_w$ : de w duidt aan dat het om de weekintensiteit gaat.

Bij de volgende prognoses is daarom uitgegaan van de volgende punten:

- Een bedrijfstijd van 114,2-118 uren per week.  
(huidige regiem)
- Een grenswaarde voor  $I_w/C_w$  als kleiner dan 0,78.
- Het maatgevende verkeersaanbod bedraagt 2,15 % van het jaaraanbod.
- 65 % van de schepen is geladen (waarde van het CBS).\*)
- Motoorschepen zijn voor 85 % beladen.
- Duwbakken zijn voor 100 % beladen.
- De gevonden capaciteit is met 10 % verminderd om pleziervaart etc buiten beschouwing te kunnen laten.

#### Prognoses optredende intensiteiten.

De toelaatbare intensiteit  $I_w$  geeft een boven-grens aan. De werkelijk optredende intensiteit  $I_o$  moet hieronder blijven. Deze  $I_o$  kan zowel uitgedrukt worden in aantallen schepen als in totaal laadvermogen. De  $I_o$  staat vanzelfsprekend in direct verband met de vervoerde lading. Aan de hand van in tabel II-5 weergegeven waarden heeft het Nederlands Vervoerswetenschappelijk Instituut (NVI) prognoses opgesteld voor de te vervoeren lading.

\*) Centraal Bureau voor de statistiek.

Voor Maasbracht is gevonden:

(  $\times 1000$  ton )  
jaar

Noord 8638 in 1985

Zuid 16601

Totaal 25239  $\times 1000$  ton.

Hiermee zijn 65 % van de schepen voor 85 % geladen. Het totale laadvermogen in 1985 wordt dan  $25239 / (0,85 \cdot 0,65) = 45681 \cdot 1000$  ton.

Bij een geschat gemiddeld laadvermogen van 750 ton zijn er dan 60900 schepen nodig. Deze waarden zijn terug te vinden in fig. II-6, welke afkomstig is uit de nota :S 77.4. van de RWS (lit 7).

Deze nota stamt uit 1977 en geeft twee prognoses tot het jaar 2000.

Prognose 2 is toegevoegd omdat in 1977 nog sprake was van het mijnsteenvervoer vanaf Stein.

Op het terrein van de DSM te Stein is een mijnsteenberg afgegraven, waarmee grindgaten opgevuld zijn. Het totale laadvermogen dat hiervoor nodig was, was aanzienlijk: 10-12 miljoen ton per jaar. Dit transport is medio 1978 gestopt toen de berg geheel afgegraven was. Deze stop is duidelijk te zien aan de scherpe daling van I<sub>o</sub> in de doorgetrokken lijn (streep-lijn) in fig II-6. We houden verder prognose 1 aan. Deze prognose houdt geen rekening met het invoeren van beperkte duwvaart.

Nota :S 77.4 geeft een beoordeling van de gevallen I tot en met IV, zoals die beschreven zijn in het begin van II-2. Deze vier gevallen

omvatten drie verschillende soorten sluizen:

Sluisaanduiding	omschrijving	L(m)	B(m)	Geval
A	bestaande sluis	142	16	I Hm IV
B	verlengde sluis	200	16	II
C	duwvaartsluis	200	12	III

Geval I : 3 A

II : 2A + B

III : 2A + C

IV : 2A

In fig. II-7 is het verband tussen de uurcapaciteit ( $C_s$  en  $C_T$ ) en gemiddeld laadvermogen ( $\bar{T}$ ) voor de sluis te Maasbracht. Met deze grafieken is de capaciteit van de sluis te berekenen.

Voor 1985 vinden we :  $\bar{T} = 750$  ton. Dan geldt voor sluis A :  $C_T = 5000 \frac{\text{ton}}{\text{uur}}$

Dat is per week  $114,2 \times 5000 = 571000$  ton.

Dat is per jaar  $571000/0,0215 = 26558139$  ton.

Dit is de  $C_{jaar}$  voor een sluis A.

De  $I_t = 0,78 C_{jaar} = 20715348$  ton laadvermogen.

Voor 3A geldt dan: 62146044 ton.

Deze waarde vinden we terug in fig II-8 waarin de toelatbare jaarintensiteit  $I_t$  als functie van het gemiddeld laadvermogen  $\bar{T}$  gegeven is. Combineren we fig II-6 en fig II-8 dan zien we direct in welk geval de  $I_o$  te groot wordt (fig II-9).

De sluizen blijken onvoldoende capaciteit te hebben in geval IV (2A). Na 1981 wordt  $I_o$  groter dan  $I_t$  en gaan de overlijden toenemen. Om deze reden is geval V toegevoegd. Geval V omschrijft de situatie ingeval van een sluisver-

lenging, waarbij tijdens de uitvoering toch geschut wordt in één richting. Onderzocht zal worden tot welke klasse schepen toegelaten worden. Geval V wordt aan het einde van dit hoofdstuk bekeken.

#### Duwvaart.

In nota S 77.4 is de invloed van de invoering van beperkte duwvaart terug te vinden in toename van het gemiddelde laadvermogen. Verdere detaillering in deze is gewenst en we ontleenen daartoe de gegevens aan lit 1. Deze gegevens zijn overigens afgeleid van de NVI-prognoses. Deze prognoses gelden voor 1985, een jaartal dat nu al snel bereikt zal worden. Getracht zal worden om ook tot het jaar 2000 een prognose op te stellen. Deze prognose zal door het beperkte zichtveld op de totale maatschappelijke ontwikkeling in Nederland meer het karakter van een schatting hebben.

In lit 1 is uitgezocht welke lading mogelijk door duwbakken vervoerd zou kunnen worden. Er blijken drie belangrijke goederensoorten hiervoor in aanmerking te komen, namelijk meststoffen, grind en halffabrikaten. De NVI-prognose geeft voor de goederen als waarde voor 1985 (gepasseerd door de sluizen te Maasbracht):

goederensoort	Noord	Zuid ton/jaar
meststoffen:	1069371	97339
grind :		5805483 1663912
halffabrikaten:		1558867 862172 1353742

Tabel II-10

Uitgaande van de wetenschap dat de 4100- tons duweenheden voor 100 % geladen zijn is eenvoudig te bepalen hoeveel duwbakken er per jaar nodig zijn om de genoemde drie goederen te vervoeren. Hierbij is ermee gerekend dat de bakken, die naar het noorden gevaren zijn, op hun weg terug ook weer lading vervoeren. Voor het aantal duweenheden in 1985 wordt hiermee gevonden.

Goederensoort		Noord	Zuid
Meststoffen	vol	261	127
	leeg	0	134
Grind	vol	0	1822
	leeg	1822	0
Halffabrikaten	vol	210	710
	leeg	500	0
Totaal	vol	471	2659
	leeg	2322	134

Tabel II-11 Aantal duweenheden op jaarbasis in 1985.

Bij het vaststellen van de bovenstaande cijfers is men ervan uitgegaan dat alle beschikbare lading gevormd door de drie goederensoorten met duwbakken vervoerd zal worden. Het is echter in het geheel niet zeker dat deze lading niet ook door gewone motorschepen vervoerd zal worden. De gevonden cijfers vormen derhalve een boven-grens. Voor het aantal duwbakken in 1985. Evenals bij de nota van de RWS gaan we voor de maatgevende optredende weekintensiteit uit van 2,15 % van de jaarintensiteit. We krijgen dan als waarden in

aantal schepen / week:

Goederensoort		Noord	Zuid	s/week
Meststoffen	vol	5,6	2,7	
	leeg	0	2,9	
Grind	vol	0	39,2	
	leeg	39,2	0	
Halffabrikaten	vol	4,5	15,3	
	leeg	10,8	0	
Totaal	vol	10,0	57,0	
	leeg	50,0	3,0	

Tabel II-12 Aantal duweenheden per 2,15 %- week in 1985.

Hoe vergelijken we nu deze cijfers met de capaciteit van de sluis. Het invaren van een duweenheid zal immers meer tijd vragen dan het invaren van een motorschip. Om appels en peren te kunnen vergelijken volgen we een andere werkwijze dan in de nota van RWS (lit. 7). In de nota vormde het gemiddelde tonnage de basis van de capaciteitsberekening. In het navolgende gaan we uit van de klasse-indeling volgens fig. II-2. Elk schip uit de klasse-indeling wordt nu met behulp van een equivalentie-cijfer omgerekend naar een zogenoemd normaalschip (ns). Onder een normaalschip wordt verstaan een schip van 125 ton. De equivalentie-cijfers voor de sluizen te Maasbracht zijn te vinden in tabel II-13. We verkrijgen hiermee voor de intensiteit een waarde in een aantal normaalschepen. De capaciteit van de drie sluizen

tesamen is bepaald uit waarnemingen en gesteld op 6918 ns. bij 118 uren bedrijfstijd per week.

De NVI-prognoses geven alleen een voorspelling van de scheepvaartbelasting in 1985 voor een klasse V-vaarweg. Dit is dus zonder duwvaart. Voor de klasse V-vaarweg wordt als intensiteit gevonden:

Beladingsklasse	0.	1	2	3	4	5	tot.	ns.
Noord vol	36	106	117	60	22	15	356	856
	1	32	107	66	46	30	282	901
Zuid vol	3	53	185	132	67	44	484	1509
	39	75	55	16	5	9	198	413
Totaal per klasse	78	266	464	264	140	98	1320	3679

Table II-14. Weekbelasting zonder duwvaart in 1985.

Als  $I_w/C_w$  verhouding wordt dus gevonden  $3679/6918=0,53$ . Dit is ruim voldoende. Deze cijfers vormen op zich een ondergrens voor ons probleem, immers dit is de situatie met een minimaal aantal duweenheden.

In lit. 1 is nu de beperkte duwvaart in tabel II-14 ingevoerd door per duweenheid een gelijk tonnage in mindering te brengen op de overige klasse. De methode is uitgewerkt in bijlage II-1. Met behulp van de daar bepaalde waarden vinden we tabel II-15.

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6	tot.	ns1	ns2
Noord	vol	21	91	102	53	15	8	10	300	740	888
	leeg	0	0	31	28	8	0	50	117	172	696
Zuid	vol	0	0	98	91	24	1	57	271	685	1527
	leeg	34	71	51	14	3	7	3	183	321	352
Totaal		55	162	282	186	50	16	120	878	1918	3463

Tabel II-15. Weekbelasting met duwvaart in 1985.

ns 1 = het aantal normaalschepen tot en met klasse 5.

ns 2 = ns 1 inclusief het aantal normaalschepen uit klasse 6.

Tabel II-15 vormt voor ons een boven grens: we hebben hier het maximale aantal duweenheden. De vraag is echter of we hier de twee ongunstigste situaties beschreven hebben. Tabel II-14 geeft de situatie vóór de verandering van de vaarweg, tabel II-15 omschrijft de situatie als de duwvaart volledig ingevoerd is. Vlak na het openstellen van de duwvaartsluis zal de duwvaart op gang komen, maar zoals al in II-1 beschreven is, zal het aantal motorschepen niet zo snel verminderen. We zullen de overcapaciteit in laadvermogen in rekening moeten brengen. De overcapaciteit is echter moeilijk kwantitatief te omschrijven. Om toch te kunnen rekenen stellen we zuiver arbitrair dat de waarheid wel in het midden zal liggen. We middelen om de reden de waarden van de tabellen II-14 en II-15. Alleen voor het aantal schepen in de klasse 6 worden de maximale waarden aangehouden. We gaan voor de maatgevende sluisbelasting uit van deze waarden, welke in tabel II-16 zijn weergegeven.

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6	tot.	ns1	ns2
Noord	vol	29	99	110	57	19	12	10	336	843	991
	leeg	1	16	68	47	27	15	50	224	486	1010
Zuid	vol	2	27	142	112	46	23	57	409	1174	2016
	leeg	36	73	53	15	4	8	3	1925	342	374
Totaal		68	215	373	231	96	58	120	1161	2845	4391

Tabel II-16. De maatgevende weekbelasting in 1985.

Geen moment willen we pretenderen met de waarden in tabel II-16 de werkelijkheid te omschrijven. De aannname, die tot de samenstelling van deze tabel heeft geleid, is op zijn minst discutabel. Bekijken we echter de verhouding tussen de totale laadvermogens uit de tabellen II-15 en II-16 dan vinden we de waarde  $1234800/978175 = 1,26$ . Als we ervan uitgaan, dat de duwbakken vanwege de economischer vaart altijd lading hebben, dan wordt die verhouding zelfs  $742800/486175 = 1,53$ . Dit komt voort uit de middeling van de tabellen II-14 en II-15. Ook de meest vastberaden particuliere schipper kan bij een dergelijke overcapaciteit zijn schip niet meer rendabel laten varen. De in tabel II-16 gegeven waarden geven een te pessimistisch beeld en zijn dus aan de veilige kant. We kunnen daarom tabel II-16 gebruiken in de vergelijking met de sluiscapaciteit. Deze capaciteit zullen we daartoe eerst moeten bepalen voor de beide basisoplossingen.

#### Bepaling capaciteiten

Bij het bepalen van de capaciteiten moeten we uitgaan van de twee mogelijke basisoplossingen:

- I. Het verlengen van een bestaande sluis.
- II. De bouw van een visrde sluis.

Basisoplossing I: We hebben hier de keuze tussen een vermenging van de motorschepen en de duweenheden (mogelijkheid I a) en het scheiden van beide vervoersgroepen (mogelijkheid IIb).

Basisoplossing II: Het is onlogisch om in dit geval niet over te gaan op volledige scheiding van vaart met motorschepen en duwvaart. Hier is dus maar één oplossing.

#### Mogelijkheid I\_a.

In dit geval moeten de capaciteiten van de twee oude- en de nieuwe verlengde sluis opgeteld worden. De totale capaciteit moet dan voldoende zijn. Om de capaciteiten te bepalen grijpen we terug naar de resultaten gevonden met de nota S 77,4 (lit. 7). We hebben hier het geval 2 A + B (zie fig. II-8). Het gemiddelde tonnage bepaald uit tabel II-16 is 1061 ton en in fig. II-7 vinden we dan voor de sluizen:

$$C_{TA} : C_{TB} : C_{TC} = 1,00 : 1,34 : 1,00.$$

Volgens lit. 1 is de capaciteit van sluis A 2306 normaalschepen. De capaciteit van de sluizen 2 A + B is gelijk aan  $2 \times 2306 + 1,34 \times 2306 = 7702$  normaal-schepen.

#### Mogelijkheid I\_b.

Nu moeten de motorschepen allemaal door de twee oude sluizen en de duweenheden door de verlengde sluis. De capaciteit van de twee sluizen A is gelijk aan  $2 \times 2306 = 4612$  ns.

Voor het vaststellen van de capaciteit van sluis B moet nu worden uitgegaan van een gemiddeld laadver-

vermogen van 4100 ton. Lit. 7 geeft dan geen waarde. De bepaling van de capaciteit in dit geval is vrij omvangrijk en zou hier een zijweg betekenen, welke de overzichtelijkheid niet ten goede komt. Daarom is de capaciteitsbepaling ondergebracht in bijlage II-2 en wordt hier slechts het resultaat genoemd. We vinden als waarde voor de capaciteit in geval van sluis B :

$C = 4178 \text{ ns}$  (bij 118 uren bedrijfstijd per week).

$C = 5946 \text{ ns}$  (bij continue bediening = 168 uren per week).

#### Mogelijkheid II:

In dit geval hebben we te maken met bestaande complex van 3 A-sluizen met een capaciteit 6918 ns voor de motorschepen. Voor de duwvaart hebben we nu een aparte sluis  $200 \times 12 \text{ m}^2$ , waarvan de capaciteit weer in bijlage II-2 is bepaald. De capaciteit is de capaciteit voor sluis C :

$C = 4417 \text{ ns}$  (bij 118 uur).

$C = 6184 \text{ ns}$  (bij 168 uur).

#### Schatting verkeersbelasting in 2000.

In het navolgende gedeelte zullen we een schatting maken van de intensiteiten in het jaar 2000. We verwijzen hier in de eerste plaats naar fig II-9, welke voor het jaar 2000 een jaarintensiteit van 50 miljoen ton geeft. Dit in het geval van een klasse V vaarweg. Uit fig. II-6 wordt voor de gemiddelde tonnage gevonden 1000 ton. Uitgaande van deze T maken we met behulp van tabel II-17 een indeling in beladingsklassen. Om 50 miljoen ton te vervoeren zijn 50000 schepen nodig. Dit is per

2,15 % week 1075 schepen. De verdeling wordt dan zoals weergegeven in tabel II-18.

Het totale laadvermogen is met 9,5 % toegenomen ten opzichte van 1985. We nemen aan dat dit ook geldt voor de duweenheden. In 2000 hebben we dan 131 duweenheden per week. Deze duwbakken gaan we weer volgens bijlage II-1 invoeren in de tabel. Hierbij verdwijnen tweemaal zoveel schepen uit de klassen 0 tot en met 5 (aanname), zodat het totale laadvermogen gelijk blijft.  
We vinden dan tabel II-19.

Om weer rekening te houden met de optredende overcapaciteit bij invoering van beperkte duwvaart passen we voor de klassen 0 tot en met 5 een middeling van de tabellen II-18 en II-19 toe.

Het resultaat houden we weer aan als maatgevende weekintensiteit. Dit resultaat moet gezien worden als grove schatting.

Beladingsklasse	0	1	2	3	4	5	6	tot	ns1	ns2
vol	11	49	91	168	84	93	73	596	1779	3057
leeg	5	26	40	77	32	40	58	278	704	1313
totaal	16	75	131	245	116	133	131	847	2683	4369

Tabel II-20 Maatgevende weekbelasting in 2000.

#### Evaluering resultaten en conclusies.

De nota S 77,4 (lit7) behandelt de gevallen I tot en met IV van onze probleemstelling. Toch zijn slechts de uitkomsten voor de gevallen I en IV zinvol.

Daar in de gevallen II en III geen onderscheid wordt gemaakt naar duwvaart en overige vaart zijn de resultaten weinig zinvol. De conclusies, die we kunnen trekken zijn dat de drie oude sluizen tot na het jaar 2000 ruim voldoende zijn en dat na 1985 bij het in bedrijf zijn van slechts twee sluizen de overlijktijden sterk zullen toenemen.

Uitgaande van de NVI-prognoses zijn in het voorstaande maatgevende weekbelastingen en capaciteiten bepaald. Om hieruit conclusies te kunnen trekken zullen alle waarden naast elkaar in een tabel verwerkt worden: (zie tabel II-21).

Uit tabel II-21 kunnen we het volgende afleiden.

Geval I: De bestaande situatie voldoet ook na 2000 nog ruim. Dit is in overeenstemming met hetgeen we vonden aan de hand van nota S 77,4 (lit?).

Geval II: Waarbij een sluis verlengd is, voldoet in 2000 nog ruim aan de vereiste capaciteit. (basisoplossing 1).

Geval III: Het alternatief met een vierde sluis, is nog iets ruimer gedimensioneerd dan geval II. De capaciteit is dan ook een weinig groter dan in geval II.

Geval IV: Welke optreedt gedurende de bouwfase van geval II, heeft zowel in 1985 als in 2000 te weinig capaciteit om de schepen zonder te lange overlijktijden te kunnen schutten.

Het niet voldoen van de capaciteit in geval IV sluit in feite geval II uit. Hierdoor zou basisoplossing 1 dus niet mogelijk zijn, omdat de uiteindelijke situatie wel, maar uitvoeringsfase niet in overeenstemming is met de gestelde eisen. Om basisoplossing 1 toch mogelijk te maken, moeten we derhalve een uitvoeringswijze vinden, waarbij de capaciteit voldoende is.

We beschouwen daartoe geval V, waarbij het schutten met de te verlengen sluis in beperkte mate mogelijk blijft.

#### Bepaling capaciteit geval V.

De problemen bij een uitvoeringswijze, waarbij schutten mogelijk blijft, zullen groot en wellicht onoplosbaar zijn. In dit stadium is hieromtrent nog niets te zeggen. In het navolgende zullen we de technische haalbaarheid aanmommen en de benodigde capaciteit in dat geval bepalen. We zullen de capaciteit voor drie gevallen moeten berekenen:

- a. Twee richtingsverkeer.
- b. Eén-richtingsverkeer naar zuiden.
- c. Eén-richtingsverkeer naar noorden.

Uit de aard van de zaak bepalen we niet zoals in de voorgaande gevallen de aanwezige capaciteit, maar de minimaal benodigde capaciteit om te voldoen aan de gestelde eisen.

#### Geval V-a.

Een sluis A heeft in beide richtingen een gelijke capaciteit te weten 1153 ns. De beide niet te

verlengen sluizen kunnen dus  $4 \times 1153 = 4312$  ns verwerken. De eis dat  $I_w/C_w$  kleiner is dan 0,78 geeft  $I_w = 0,78 \times 4312$  ns = 3363 ns.

Uit tabel II-21 blijkt dat:

$$I_o = 3679 \text{ ns in 1985.}$$

$$I_o = 3855 \text{ ns in 2000.}$$

De te verlengen sluis moet dus minimaal kunnen verwerken:

$$I_w = 3679 - 3363 = 316 \text{ ns in 1985.}$$

$$I_w = 3855 - 3363 = 492 \text{ ns in 2000.}$$

De sluis moet dus een capaciteit hebben van:

$$C_w = 316/0,78 = 405 \text{ ns (19%) in 1985.}$$

$$C_w = 492/0,78 = 631 \text{ ns (29%) in 2000.}$$

De sluis moet dus 19 %-29 % van zijn normale capaciteit kunnen schutten gedurende de uitvoeringsfase.,

#### Geval V-b.

Uit tabel II-14 blijkt dat er per week 19,22 ns naar het zuiden en 1757 ns naar het noorden geschut worden in 1985. In 2000 zijn deze waarden respectievelijk 2014 ns en 1841 ns. (Hierbij is uitgegaan van dezelfde verdeling als in 1985).

De beide sluizen A moeten alles richting noord schutten:

1757 ns in 1985 en

1841 ns in 2000.

De  $I_t$  voor beide sluizen tesaamen is  $0,78 \times 2156 = 1681$  ns. Dit is te weinig en we moeten dus om de capaciteit te vergroten soms leeg terugschutten.

danwel de bedrijfstijd verlengen tot 123 uur in 1985 en 130 uur in 2000.

Ingeval van leeg terugschutten neemt de capaciteit richting zuid af. We stellen dat de afname in capaciteit het dubbele is van het teveel aan ns richting noord:

$$2 * (1757-1681) = 152 \text{ ns in 1985.}$$

$$2 * (1841-1681) = 320 \text{ ns in 2000.}$$

De beide sluizen A schutten dus richting zuid:

$$1681 - 152 = 1529 \text{ ns in 1985.}$$

$$1681 - 320 = 1361 \text{ ns in 2000.}$$

De te verlengen sluis moet dus richting zuid schutten:

$$1922-1529 = 393 \text{ ns in 1985.}$$

$$2014-1361 = 653 \text{ ns in 2000.}$$

Dit brengt de minimaal benodigde capaciteit van de te verlengen sluis op:

$$393/0,78 = 504 \text{ ns (44 %) in 1985.}$$

$$653/0,78 = 837 \text{ ns (73 %) in 2000.}$$

De sluis moet dus 44 % - 73 % van zijn normale capaciteit kunnen schutten gedurende de uitvoeringsfase.

#### Geval V-c.

Op dezelfde wijze als in geval V-b vinden we hier dat de capaciteit van de te verlengen sluis moet zijn:

$$715 \text{ ns (62 %) in 1985.}$$

$$1059 \text{ ns (92 %) in 2000.}$$

De sluis moet dus 62 % - 92 % van zijn normale capaciteit kunnen schutten gedurende de uitvoeringsfase.

Over de gevonden minimale capaciteiten valt verder niets te zeggen aangezien de wijze van uitvoeren niet bekend is. De aannamen gedaan bij het bepalen van deze capaciteiten zijn nogal arbitrair. Het is daarom zaak dat de gekozen uitvoeringswijze ruim boven de minimale capaciteit zit.

Tot slot van dit hoofdstuk verwijzen we nog naar fig. II-22, waarin de scheepsintensiteitsverdeling over het jaar gegeven is. Uit de tabel volgt dat  $I_0 = 0,0215 \cdot 37401 = 804$  schepen / week. Dat komt overeen met  $\frac{13}{3} \cdot 804 = 3485$  schepen / maand. Deze lijn is aangegeven in fig. II-22. Gedurende ruim 8 maanden per jaar blijft de werkelijke intensiteit onder deze lijn. Dit geeft bij de uitvoering de nodige ruimte.

Literatuurverwijzing: Lit. 1.

Lit. 7.

Lit. 8.

Lit. 9.

Lit. 10.

### III. Keuze tracé remmingwerken.

#### III-1. Algemeen.

In dit hoofdstuk bepalen we de vormgeving van de remmingwerken in geval van de beide beschouwde basisoplossingen. We houden ons hier beslist niet bezig met de dimensionering van de remmingwerken. Kennis over de vormgeving van de remmingwerken is vereist, omdat dit mede de vereiste ruimte in de voorhavens bepaalt. Alle bestaande literatuur over dit onderwerp geven aanbevelingen voor het geval van vierbaks-duwvaart. Deze aanbevelingen zullen worden omgezet voor de vaart met tweebaks-duwenheden.

De remmingwerken omvatten de wachtplaatsen, de opstelplaatsen en de geleidewerken. De wachtplaatsen dienen voor die schepen, die niet met de eerstvolgende schutting meegaan. De opstelplaatsen zijn voor de schepen, die wel met de eerstvolgende schutting meegaan. De geleidewerken verzorgen de geleiding van het schip tussen de opstelruimte en het sluishoofd. Om dierreden zijn geleidewerken divergerende constructies met een sterke fuikwerking. In veel literatuur gebruikt men voor het geheel van remmingwerken ook de term geleidewerken. Dit achten wij echter misleidend en gebruiken liever de verzamelnaam remmingwerken (overeenkomstig lit. 14).

De remmingwerken, met name de geleidewerken, hebben een meervoudige functie, te weten:

- a. Bescherming tegen dwarswind.
- b. Vergroten sluiscapaciteit.
- c. Vergroten veiligheid sluispassage.

Uit de aard van de zaak bekijken we tweerichtingsverkeer met duweenheden mogelijk met een beperkte conventionele vaart.

a. Bescherming tegen dwarswind.

Dwarswind verplaatst een schip zijwaarts. Om het schip op koers te houden wordt dan de boeg in de wind gedraaid. De lengteas van het schip maakt dan een hoek met de vaarrichting. Hier voor is extra vaarruimte nodig vooral bij het invaren van een schutkolk omdat dan de snelheid van het schip laag is. De bestuurbaarheid neemt dan af. Dit is met name het geval bij de lege duwbakken, die hoog op het water liggen en een geringe massatraagheid hebben.

Het schip kan door de wind tegen het geleidewerk geblazen worden. Klemvaren in de kolk is dan niet onmogelijk (zie geval c). Afgezien van de geleiding kan de constructie een windbeperkend effect hebben. Dit is afhankelijk van de "dichtheid" van de constructie, een aspect dat in dit hoofdstuk niet beschouwd wordt. Wel is het voor de voorhavenindeling van belang te weten waar de wind vandaan komt en wat de windsnelheid daarbij is. Hiertoe hebben we een windroos samengesteld (fig. IIB-1), aan de hand van gegevens uit lit. 12. Deze gegevens zijn afkomstig van het meetstation Beek, ongeveer 24 km. ten zuiden van Maasbracht. Uit deze windroos blijkt de hoofdrichting van de wind ongeveer zuidwest te zijn, waarbij voor de grotere windsnelheden de richting meer westelijk wordt. De wind uit het oosten is duidelijk minder frequent en tevens minder hard.

De richting van het kanaal ter plaatse is ongeveer ZZW-NNO en in de meeste gevallen zal er daarom nauwelijks dwarswind optreden. Voor de grotere windsnelheden treedt er echter wel dwarswind vanuit het westen op. Als conclusie kan dan gesteld worden dat een situering aan de westkant van het kanaal de voorkeur verdient in verband met de windbeperkende invloed van de dijk met de daarop voor-komende begroeiing. In het navolgende veronderstellen we een goede bescherming tegen de wind, danwel door de situering van de sluis of door de constructie van de geleidewerken.

b. Vergroten sluiscapaciteit.

Het in-en uitvaren van de nieuwe sluiskolk dient met de nodige omzichtigheid te geschieden. Dit heeft lage vaarsnelheden tot gevolg. Een divergerend geleidewerk met een goede fuikwerking geeft behalve mechanische geleiding ook een optische geleiding: de schipper "ziet" waar hij heen moet sturen. Hierdoor kan de vaarsnelheid hoger blijven en wordt daarmee de capaciteit vergroot.

Door de geleidewerken niet te lang te maken, kunnen de opstelplaatsen dicht bij de sluis gesitueerd worden, waardoor de tussenstanden beperkt worden.

Met name vanwege de optische geleiding is het noodzakelijk, dat de geleidewerken symmetrisch zijn ten opzichte van de sluisas. De bevaarbare breedte bij het begin van de "fuik" dient hiertoe minimaal 35 meter te bedragen (vierbaks-duweneenheden). Deze waarde van 35 meter zetten we voor tweebaks-duwvaart om tot  $35,0 - 11,4 = 23,6$  meter.

c. Vergroten veiligheid sluispassage.

Ten aanzien van de veiligheid van de sluispassage gaan we hier uit van de volgende aspecten:

1. Aanvaren van de frontmuren.
2. Klemvaren in de sluisgang.
3. Aanvaren van de deuren in de kassen.
4. Veiligheid van de wachtende schepen.

Andere voorkomende aspecten hebben een meer constructief karakter en worden om die reden hier niet behandeld. De hierboven genoemde aspecten geven aanleiding tot de volgende aanbevelingen:

ad\_c-1:

Het aanvaren van de frontmuren kan op eenvoudige wijze voorkomen worden door de geleidewerken zonder overgang aan te sluiten op het sluishaofd. De frontmuren gaan dan geheel schuil achter de geleidewerken.

ad\_c-2:

Als een duweenheid ten gevolge van dwarswind os iets soortgelijks uit de koers raakt, wordt de maximale koersafwijking bereikt wanneer de duweenheid geheel tegen het geleidewerk aanligt. ( zie fig. III-2). De hoek  $\alpha$ , die het geleidewerk maakt met de sluisas, moet dan dusdanig klein zijn, dat de duweenheid vanuit deze positie zonder klemvaren de sluiskolk in kan komen. Onderzoek in het Waterloopkundig Laboratorium (lit. 13) voor de Volkeraksluizen (breedte sluizen = 24 meter), heeft de volgende resultaten opgeleverd (voor vierbaks-

duweenheden) voor de hoek  $\alpha$ :

1.  $\operatorname{tg} \alpha = 1/8$  : schip loopt volledig klem.
2.  $\operatorname{tg} \alpha = 1/10-1/12$  : schip wordt sterk afgeremd,  
maar draait wel de kolk in.
3.  $\operatorname{tg} \alpha = 1/16$  : overgangsgeval tussen 2 en 4.
4.  $\operatorname{tg} \alpha = 1/20$  : schip vaart schurend langs de wand  
de kolk in.

Voor vierbaks-duweenheden is dus minimaal een hoek  $\operatorname{tg} \alpha = 1/20$  vereist. Dit brengt met zich mee dat de opstelplaatsen op grote afstand van de sluis komen te liggen, hetgeen de capaciteit sterk verlaagd. Teneinde hieraan tegemoet te komen is men gekomen met een parabolische vormgeving van het geleidewerk. Bij deze vorm is de  $\operatorname{tg} \alpha$  vlakbij de sluis erg klein. Verder van de sluis neemt de hoek echter snel toe waardoor sneller voldoende breedte voor de opstelplaatsen ontstaat. Ook wordt vaak een cirkelboog met straat  $r = 500-600$  meter toegepast in plaats van een paraboolvorm. Uitgaande vierbaks-duweenheid de kolk indraait wanneer gelijk is aan  $a = 23,43$  meter. Met  $B=16$  meter en  $b=11,4$  meter geeft de formule dan  $\operatorname{tg} \alpha = 0,185$ . Dus  $\operatorname{tg} \alpha = 1/5,4$ . Zie fig. III-4. De geleidewerken maken in de huidige situatie een hoek  $\operatorname{tg} \alpha = 0,13$  met de sluisas. Daarmee wordt  $a$  gelijk aan 34,65 meter. Dit is ruim voldoende en bij de verlengde sluis behoeven dus geen parabolische geleidewerken te worden toegepast.

De in fig. III-3 aangegeven vrije vaarbreedte van 40 meter heeft volgens lit. 11 een minimale maat van 35 meter. In het voorgaande is deze waarde reeds teruggebracht tot 23,6 meter voor tweebaks-duweenheden. Voor de opstelruimten is een breedte van

12 meter voldoende. Met deze gegevens kunnen de verschillende mogelijke vormgevingen getekend worden (zie fig. III-5).

#### Basisoplossing 2: nieuwe sluis

De nieuw te bouwen duwvaartsluis heeft een kolkbreedte van 12 meter. Hierdoor ontstaat dezelfde situatie als bij de vierbaksduwvaart, want de breedte van de duweenheid is 11,40 meter. Het gevaar van klemvaren kan dan alleen voorkomen worden door het toepassen van een geleidewerk met  $\text{tg} \alpha <$  kleiner dan  $1/20$  of een parabolische vormgeving. De daarmee te vinden tracé is zijn getekend in fig. III-6.

#### ad\_c-3.

Het gevaar van het aanvaren van de deuren in de deurkassen is te koppelen aan hetgeen behandeld is in c-2. Bij de nieuw te bouwen sluis geeft het parabolische geleidewerk voldoende veiligheid tegen het aanvaren van de deuren.

Het geleidewerk van de te verlengen sluis met  $\text{tg} \alpha = 0,13$  en  $a = 3465$  meter zorgt eveneens voor voldoende bescherming, omdat na 26 meter de deuren (benedenhoofd) gepasseerd zijn.

#### ad-c-4.

De veiligheid van de wachtende schepen lijkt verzekerd door de vaarstrook van 24 meter breedte. (zie fig. III-5 en III-6). Dit is ruim tweemaal de breedte van de duweenheid zelf. De in fig. III-3 voor de vierbaksduwvaart gegeven maat van 40 meter is slechts  $1,75 \times$  scheepbreedte.

Het aantal wachtende schepen zal overigens beperkt zijn, omdat de conventionele vaart alleen bij grote scheepsintensiteit van deze sluis gebruik zal maken. De snelheid waarmee de duweenheden elkaar opvolgen wordt bepaald door de capaciteit van de voorliggende sluis (Born en Linne). Verwacht mag worden dat er nooit twee duweenheden tegelijkertijd aan dezelfde kant van de sluis hoeven te wachten.

### III-2. Conclusies

Het belangrijkste verschil in de vormgeving van de remmingwerken voor de beide basis gevallen is gelegen in het tracé van de geleidewerken. De te verlengen sluis heeft een recht geleidewerk, dat eenvoudig van vorm isken waarbij de opstelplaats voor de te schutten schepen vrij dicht bij de sluis ligt. De nieuw te bouwen sluis vereist een geleidewerk met een parabolische of cirkelvormige uitvoering, welke ingewikkelder en daarom duurder is dan een recht geleidewerk.

Het gevaar van aanvaren van de frontmuren van de sluis of van de sluisdeuren mag bij de gevonden vormgevingen van de geleidewerken verwaarloosd worden.

Als laatste conclusie kan gesteld worden, dat een situering van de duwvaartsluis aan de westkant van het kanaal de voorkeur verdient i.v.m. bescherming tegen dwarswind. Dit laatste is overigens niet van overwegend belang daar de optredende windsnelheden in het algemeen laag zijn.

Literatuurverwijzing: lit. 9

lit. 11

lit. 12

lit. 13

lit. 14

## IV Ontwikkeling van alternatieven.

### IV-1 Beoordeling van de basisoplossingen

Volgens de opzet van het vooronderzoek volgt nu de keuze tussen de twee basisoplossingen aan de hand van de in de hoofdstukken II en III bepaalde voorwaarden. Deze voorwaarden betreffen hier de sluiscapaciteit en de vormgeving van de remmingwerken. Dit zijn de enige aspecten, waarover in algemene zin uitspraken gedaan kunnen worden.

Het onderzoek geeft aan dat een nieuwe sluis een wel bijzonder ruime oplossing t.a.v. de sluiscapaciteit geeft. Dit betekent in feite het investeren in een schutvermogen, dat de eerste tientallen jaren nog niet nodig is. De uitvoering van het werk kan echter op eenvoudige wijze geschieden in een aparte bouwput buiten het kanaalpand. De bemaling van deze bouwput zal gezien de ervaringen bij de sluizenbouw in de jaren zestig bijzonder omvangrijk zijn. Nader onderzoek zal nodig zijn om de bemaling ook kwantitatief te kunnen omschrijven.

De sluisverlenging voldoet volgens de resultaten van hoofdstuk II in de eindfase ruim aan de vereiste capaciteit. De totale capaciteit is echter ongeveer 77 % van die van het complex met de nieuwe sluis. Dit geeft gelijk een indruk van de onnutte capaciteit van basisoplossing 2. Het probleem bij de sluisverlenging is gelegen in de uitvoeringsfase. Dan zijn de twee overige sluizen onvoldoende om alle schepen zonder toenemende overlijdijden te kunnen schutten. De uitvoerbaarheid van de sluisverlenging hangt daarom rechtstreeks af van de oplossing van het capaciteitsprobleem. Hiertoe is in hoofdstuk II geval V meegenomen. De daarbij gevonden waarden zullen verwerkt moeten worden in een bouwwijze.

Resumerend kan gesteld worden dat het niet mogelijk is om uitgaande van de voorgaande algemene beschouwing

te komen tot een verantwoordde keuze uit de basisoplossingen. De beide oplossingen zullen daarom worden ingevuld met meer concrete gegevens. De hieruit voortkomende alternatieven zullen op hun uitvoerbaarheid getoetst worden.

#### IV-2 Situering duuvaartsluis

##### Algemeen

Voor de aanleg van een nieuwe sluis kunnen drie mogelijke plaatsen aangewezen worden:

- Westelijk van het bestaande sluizencomplex
- Oostelijk van het bestaande sluizencomplex
- Situering op enige afstand boven of onder het bestaande sluizencomplex.

Ten westen van het bestaande complex liggen een industriegebied en de afrit van de brug over de benedenhoofden. Bij de aanleg op deze plaats (zie, fig. I-10) moet de industrie verdwijnen. Tevens moeten er voorzieningen getroffen worden, opdat het verkeer over de brug doorgang heeft. Deze brug vormt namelijk de verbinding met Stevensweert en omrijden kan alleen via het 5 km zuidelijker gelegen plaatsje Echt. De bouwput valt nu geheel buiten het bestaande kanaalpand, zodat het scheepvaartverkeer geen enkele hinder ondervindt. Na voltooiing van het werk moet de westelijke kanaaldijk over een lengte van minimaal 1500 m naar achteren verplaatst worden voor de vorming van de voorhavens. De benedenvoorhaven slokt het laatst overgebleven deel van de oude berghaven op. Het totaal van de genoemde bezwaren wordt dusdanig nadelig gevonden, dat van uitwerking van deze mogelijkheid wordt afgezien.

Het ruimtebeslag van de nieuwe sluis in geval van een situering anders dan naast het bestaande complex is bijzonder groot en vraagt om aanzienlijke dijkverleggingen. Deze mogelijkheid is ook uit oogpunt van verkeersveiligheid weinig aantrekkelijk. Deze situering wordt daarom eveneens niet nader bekeken.

De enig overgebleven plaats voor de aanleg van een nieuwe sluis is dan oostelijk van de bestaande sluizen. Op deze plaats ligt de uit de dertiger jaren stammende sluis, welke een verval van 7,45 m heeft. Deze sluis is buiten het huidige kanaal komen te liggen, waarna de muren gedeeltelijk gesloopt zijn en de rest van de kolk volgegooid is met grond en puin. De resten van deze sluis zullen eerst verwijderd moeten worden, voordat de bouw van de nieuwe duwvaartsluis een aanvang kan vinden. De bij de oude sluis behorende voorhaven, welke momenteel dienst doet als berghaven, zal opnieuw de functie van voorhaven gaan vervullen. Deze benedenvoorhaven is ruim genoeg om de remmingwerken voor de duweenheden te plaatsen. Dit ligt anders voor de bovenvoorhaven, waar momenteel de reserve-deuren van de sluizen opgeslagen liggen. Deze voorhaven is vrij klein en maakt een hoek van ongeveer  $10^{\circ}$  met de kanaal. Om te voorkomen dat de opstelpaats van de wachtende duweenheden te ver van de sluis kolk komt te liggen, moet de voorhaven worden uitgebreid. De oostelijke kanaaldijk zal hiertoe over ongeveer 800 m. lengte verplaatst moeten worden. Met betrekking tot de benedenvoorhaven kan nog gezegd worden, dat vermoedelijk het zich daar bevindende gemaal gesloopt moet worden. Dit gemaal doet op dit moment geen dienst, maar bij het schutten met vier sluizen zal in de droge periodes zeker water teruggepompt moeten worden. Dit houdt dus mogelijk de bouw van een nieuw gemaal in. (zie fig. IV-1).

Bij een sluisverlenging hebben we in principe zes mogelijkheden: één van de drie sluizen in één van de twee richtingen verlengen. Het verlengen in beide richtingen is te onlogisch om zelfs maar te overwegen.

Het verlengen van een sluis vanaf het benedenhoofd betekent, dat de brug met de deuren meegeverplaatst moet worden. De brug vormt immers de trekband voor de optredende spatkrachten. De weg over de brug moet dan tussen twee sluizen in een nauwe bocht omgeleid worden naar de nieuwe brug 60 meter verder. Hiervoor is tussen de sluizen niet voldoende ruimte te vinden. Het verlengen vanaf een benedenhoofd is dan alleen realiseerbaar indien de verkeersweg over een elders gebouwde brug wordt geleidt. De plaatsbepaling van deze brug is afhankelijk van vele factoren, onder andere de infrastructuur van Maasbracht. Wel is duidelijk, dat dit een dure oplossing is, aangezien de brug over het benedenhoofd toch aangelegd moet worden i.v.m. de spatkrachten. De kosten van de verkeersbrug komen dan boven op de kosten van de sluisverlenging.

De enige mogelijkheid tot verlengen van een sluis is dan vanaf het bovenhoofd. Dit bovenhoofd heeft geen trekband nodig, omdat de deuren een stuk korter zijn dan die van het benedenhoofd. De optredende spatkrachten blijven daardoor zo klein, dat ze door de U-vorm van de kolk kunnen worden opgenomen. Het bovenhoofd is daarentegen wel voorzien van een woelkelder om de energie van het instromende water te vernietigen. Bij de sluisverlenging zal deze woelkelder gesloopt moeten worden. In het nieuwe sluishoofd zal eenzelfde woelkelder worden gemaakt. Deze oplossing is moeilijk, maar op de voorhand niet onmogelijk.

De keuze ten aanzien van de situering van de sluisverlenging blijft beperkt tot de drie benedenhoofden van de drie sluizen. De twee sluizen, die het dichtst bij elkaar liggen, hebben een omloopriool tussen de woelkelders. Dit riool wordt gebruikt om ten tijde van lage Maasafvoeren schutwater te besparen. Dit komt neer op een besparing van ongeveer  $14000 \text{ m}^3$  water per schutting. Bij het verlengen van één van deze sluizen zou dit riool vervallen of verlengd moeten worden. Daarnaast hebben

de beide sluizen een gezamelijke voorhaven. Deze voorhaven is zeker goed in te richten voor duwvaart, maar ten alle tijden zal de duwvaart en de conventionele vaart gebruik moeten maken van dezelfde voorhaven. Indien mogelijk willen we dit laatste voorkomen. Om de hier genoemde redenen valt de voorkeur voorlopig op de meest westelijke sluis, welke een eigen voorhaven heeft. De duwvaart is dan te scheiden van de conventionele vaart, terwijl gedurende de uitvoeringsfase het werk materieel het scheepvaartverkeer niet hindert. De voorhavens zijn juist groot genoeg om een remmingwerk volgens fig. III-5-B te kunnen plaatsen. In de beneden voorhaven hoeft dan alleen een damwand verplaatst te worden. Een en ander is weergegeven in fig. IV-2.

Samenvattend kan gezegd worden, dat basisoplossing 1 gestalte krijgt in de verlenging vanaf het bovenhoofd van de westelijke sluis, terwijl basisoplossing 2 wordt uitgewerkt in de aanleg van een sluis oostelijk van het bestaande complex.

#### IV-3 Constructie en bouwwijze van de nieuwe sluis.

Ten aanzien van de schutkolk kunnen we kiezen uit verschillende vormgevingen:

1. Gewichtsmuren
2. Kademuurconstructies
3. Aarden belopen
4. Stalen damwanden
5. Gewapend betonnen bakprofiel.

De eerste drie constructievormen worden in de regel gecombineerd met een open vloer. De aanwezige ondergrond is in dit geval zand en grind met een grote doorlatendheid. Dit gekoppeld aan het grote verval over de sluis maakt een open vloer onmogelijk. De drie genoemde constructievormen zullen daarom niet nader uitgewerkt worden.

De bouw van een schutkolk met behulp van damwanden kan in bepaalde gevallen zeker economisch verantwoord zijn. Bij toepassing van damwanden behoeft er weinig ontgraven te worden. De ankers kunnen rechtstreeks op het maaiveld gelegd worden, waarna de te ontgraven grond hierover aangebracht wordt. Ter plaatse van de hoofden zullen bouwputten gegraven moeten worden, hetgeen de rechtlijnige toepassing van de damwanden wel enigszins verstoord. De aansluiting van de betonnen hoofden op de stalen schutkolkwand kan eveneens moeilijkheden opleveren. De levensduur van de damwanden kan voor een sluis voldoende genoemd worden.; er zijn tegenwoordig uitstekende conserveringsmiddelen en in zoet water is de roestvorming minimaal. De achterkant van de damwanden is echter aan het gezicht ontrokken, hetgeen onderhoud moeilijk maakt. Een belangrijke eis bij het toepassen van damwanden als kolkmuren is dat er geen planken uit het slot mogen lopen. Dit maakt het heien tot een lastige zaak, zeker als er veel grind in het zand zit.

Voor binnenvaartsluizen met een gesloten bodem is het gewapend betonnen bakprofiel een veel toegepast type constructie. De kolk is hierbij geheel gesloten, zodat de bescherming tegen onder- en achterloopsheid beperkt kan blijven tot relatief kleine damwanden. De betonnen wand is zo gedimensioneerd, dat met eenvoudige bekisting kan worden volstaan. De constructievraagt na voltooiing vrijwel geen onderhoud; dit is in overeenstemming met de al aanwezige sluizen. De ontgraving van de bouwput met daarabij behorende bemaling zal veel omvangrijker zijn dan in het geval van een damwand-constructie. De bakconstructie kan door de goede draagkrachtige ondergrond op staal gefundeerd worden, terwijl de damwand-constructie in feite een (stalen) palenfundering betekent

Beide typen schutkolkconstructies hebben voordeelen en nadelen, waardoor de een noch de ander uitgesloten mag worden. In het geval dat gekozen wordt voor de aanleg van een nieuwe sluis, zullen bij constructies beide berekend moeten worden, waarna op grond van economie en uitvoeringswijze een keuze gemaakt kan worden.

Ook voor de deuren kunnen we kiezen uit verschillende mogelijkheden. Als we ons beperken tot de meest gangbare deurtypen, dan kunnen we noemen:

1. Roldeuren
2. Hefdeuren
3. Puntdeuren.

Bij toepassing van rol- of hefdeuren kan de lengte van de sluishoofden beperkt blijven. Roldeuren maken een sluishoofd echter erg breed, terwijl hefdeuren de doorvaarhoogte beperken. De roldeuren verdwijnen geheel in het sluishoofd, zodat ze weinig kwetsbaar zijn. De benodigde breedte is in ons geval wel aanwezig. Bij een roldeur bevinden alle bewegende delen zich voortdurend onder water. Inspectie is dus alleen mogelijk door het drooggzetten van de deurkom. De deuren zijn over het algemeen zwaar, waardoor de beweging veel vermogen vraagt.

De hefdeuren zouden een minimale doorvaarhoogte moeten hebben van 7,35 meter, omdat deze waarde geldt voor alle over het kanaal lopende bruggen. Hefdeuren zijn goed te combineren met een aanvaarconstructie, zodat de kans op het doorvaren van de deur klein is. De deurhoogte van de benedendeuren bij de bestaande sluizen is 17,65 m. Deze deur moet dan  $7,35 + 4,80 = 12,15$  m (zie bijlage II-2) gehesen worden. Dit betekent dat de heftoren minimaal  $17,65 + 12,15 = 30$  m. boven de kolkvloer uitkomt. De deur, die dan geheel in de wind komt te hangen, vraagt om een grote stabiliteit van de heftoren. Voordeel bij hefdeuren is,

dat de bewegingsinrichtingen boven water komen en makkelijk te inspecteren zijn.

De bestaande sluizen zijn uitgerust met puntdeuren, hetgeen voor het benedenhoofd heeft geleid tot de verplichte aanwezigheid van de brug i.v.m. de trekband. In geval van toepassing van puntdeuren voor de nieuwe sluis hebben deze deuren geheel andere maten dan de deuren van de overige sluizen. Ze zijn dus niet onderling uitwisselbaar. Puntdeuren vragen om een grote onnutte kolk lengte en relatief lange sluishoofden. De taats en taatskom van de puntdeuren zithaltijd onder water, waardoor inspectie en onderhoud een speciale taatskuip of een gehele droogzetting van de sluis vereisen. De deuren zijn vrij kwetsbaar in verband met aanvaringen, al kan een goed geleidewerk veel kwaad voorkomen. Evenals bij de bestaande sluizen zal de benedendeur beschermd worden door een vaste balk. De bovendeuren worden niet bedreigd door invarende schepen; omdat deze hooguit tegen de woelkelder aan kunnen varen.

Gezien vanaf de plaats Maasbracht hebben de bestaande sluizen mede door de brugconstructie een sterke poortwerking, welke het uitzicht op het kanaal domineert. Hefdeuren zouden hier nog eens zo'n 12 meter boven uit komen, de torens nog enige meters meer. Uit esthetisch oogpunt zien we af van de toepassing van hefdeuren. De roldeuren vragen veel ruimte voor wat betreft de hoofdbreedte. We kiezen hier voor puntdeuren, omdat deze vermoedelijk financieel de meest aantrekkelijke oplossing vormen. De hierbij benodigde trekband is al aanwezig in de vorm van de aan te leggen brug.

#### Gemaal Maasbracht

Het gemaal te Maasbracht is reeds ter sprake gekomen bij de situering van de nieuwe sluis. Het gemaal staat aangegeven in fig. IV-2, waarbij tevens het tracé van

de nieuw aan te leggen spuileidingen is aangegeven. De renovatie van het momenteel niet in bedrijf zijnde gemaal wordt momenteel serieus overwogen (lit. 15). Na de aanleg van de spuileidingen is het ontgraven van een bouwput voor het maken van een sluis moeilijk, zoniet onmogelijk. Het rapport aangaande de renovatie van het gemaal (lit. 15) doet geen uitspraak over mogelijke nieuwbouw van het gemaal, wel vermeldt het dat de latere aanleg van een duwvaartsluis op deze plaats (oostelijk van het bestaande complex) alleen mogelijk is, als de sluis als damwand-constructie wordt uitgevoerd. Op welke wijze de sluis- hoofden gemaakt moeten worden is niet nader beschouwd.

Indien besloten macht worden tot de bouw van een vierde sluis, zullen we op grond van bovenstaand gegeven niet zonder meer kiezen voor de damwandconstructie. Door middel van hulpconstructies is de stabiliteit van de spuileidingen van het gemaal waarschijnlijk op doeltreffende wijze te verzekeren. De hieruit voortvloeiende extra uitvoeringskosten zullen dan mede bepaald zijn voor de dan te maken keuze.

#### Bronbemaling

We beschouwen voor de bepaling van de bronbemaling van de bouwput de situatie van een betonnen bakprofiel. Het kanaalpand wordt waterdicht verondersteld, zodat de grondwaterspiegel gelijk genomen is aan het peil van het benedenpand. Bij een Maasafvoer van  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$  wordt dit peil NAP +23,45 m.. De normale waterstand is NAP +20,40 m.. De grondwaterspiegel is over de hele lengte van de bouwput gelijk aangenomen, een aanname die steunt op het in fig. BIV-1 weergegeven bodemprofiel. De grondslag bestaat namelijk uit zeer goed doorlatende zand-grindlagen. De doorlatendheid  $k$  van de grond stellen we op circa  $45 \text{ m/dag}$ , ofwel  $5,2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ .

De afmetingen van de bouwput worden voorlopig geschat op  $300 \times 60 \text{ m}$ , terwijl we kijken naar de grondwaterspiegeldaling in een punt op de sluisas op  $30 \text{ m}$  van het puiteinde.

De bodem van de bouwput komt op ongeveer NAP +13,50 m. te liggen. Het verlaagde grondwaterpeil komt nog eens 0,80 m. lager te liggen. Voor de bepaling van het aantal benodigde bronnen wordt gebruik gemaakt van het nomogram, zoals dat is ontwikkeld in Bijlage IV-1. Het nomogram is weergegeven in fig. BIV-7. De gebruikte waarden zijn:  
 $H = 20,40 \text{ m.}$  of  $H = 23,45 \text{ m.}$  (we veronderstellen de ondoorlatende laag op NAP)

$$h = 13,50 - 0,80 = 12,70 \text{ m}$$

$$k = 5,2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$Q = 100 \text{ m}^3/\text{uur} = \text{capaciteit per bron}$$

Er treedt een verhanglijn van het freatische water op.

Uit tabel BIV-5 zijn snel de a- en b-waarde te bepalen:

$$a = 1,84$$

$$b = 1,37$$

$$ab = 2,53 \quad (\text{deze waarde is ook af te lezen uit fig. BIV-6})$$

De a- en b-waarde bevatten informatie over de afmetingen van de bouwput en zijn in de bijlage precies omschreven.

Met behulp van het momogram vinden we dan:

$$H = 20,40 \text{ m: aantal bronnen} = 17 \text{ per rij}$$

$$H = 23,45 \text{ m: aantal bronnen} = 25 \text{ per rij.}$$

Met 25 bronnen per rij komen de bronnen h.o.h. 12 meter. Ook in de kopranden zetten we de bronnen h.o.h. 12 meter. Het totale aantal benodigde bronnen bij  $H = 23,45 \text{ m.}$  wordt dan  $2 \times (25 + 4) = 58$  bronnen met een capaciteit van  $100 \text{ m}^3/\text{uur}$  per pomp. Bij toepassing van pompen met een capaciteit van  $60 \text{ m}^3/\text{uur}$  wordt dit aantal 97.

#### IV-4. Constructie en uitvoering verlenging van de sluis

De sluisverlenging zal aan moeten sluiten op de bestaande gewapend betonnen bakconstructie. Om deze reden liggen de vormgeving en de te gebruiken materialen van de verlenging in principe al vast. In beginsel zal gezocht worden naar een oplossing, waarbij na voltooiing van de sluisverlenging de bovendeuren van het bestaande - naar het nieuwe bovenhoofd verplaatst kunnen worden. In dat geval blijven alle deuren onderling uitwisselbaar, terwijl tevens de kosten van een nieuw deurenstel uitgespaard worden. Hierna kan dan de gehele verlengde sluis drooggezet worden om de bestaande woonkelder te slopen, teneinde de nuttige kolk lengte op 200 meter te brengen.

De verlenging zou geconstrueerd worden in een gewone bouwput indien niet aan de capaciteitseis voldaan hoeft te worden. Deze eis leidt tot een sterk afwijkende uitvoeringswijze. In de figurenreeks fig. IV-3 is een uitvoeringswijze geschetst, waarbij de scheepvaart in beperkte mate voortgang kan vinden. Het gebruik van gewapend onderwaterbeton behoort tegenwoordig zeker tot de mogelijkheden. Hiervan getuigen het meest recente CUR-rapport en de toepassing van gewapend onderwaterbeton bij de Rotterdamse metro. Het grootste nadeel van de geschetsde uitvoering ligt in het gevaar voor het aanwezige personeel in geval van een calamiteit. Indien een damplank als gevolg van een aanvaring door een schip plaatselijk uit het slot getrokken wordt, zal de waterdruk zorgen voor een ritssluiting-effect welke de planken geheel losstrekkt. De kleine kuip zal dan vrijwel onmiddellijk geheel vollopen met alle gevolgen voor de zich in de kuip bevindende personen. Het monteren van een aanvaringsconstructie verhoogt de bouwkosten en

verkleint de doorvaartopening. Afgezien van andere aspecten, welke deze uitvoeringswijze minder geschikt of onmogelijk maken, achten we het risico van een aanvaring te hoog om deze methode verder te overwegen. We zullen nu een alternatief beschouwen, waarbij de sluisdelen elders geprefabriceerd worden.

#### Geprefabriceerde sluisdelen.

Het idee van een geprefabriceerde sluis is zeker niet nieuw. Bij de herindeling van de haven van Boulogne-sur-Mer in Frankrijk gedurende de jaren 1960-1972 is een geprefabriceerde sluis toegepast. In Glückstadt is een doksluis met behulp van een geprefabriceerd sluishoofd aangepast aan de nieuwe dijkhoogte. In beide gevallen werd de constructie geplaatst op palen. In ons geval is de grond bijzonder draagkrachtig, zodat een fundering op staal mogelijk is. Dit is zelfs een vereiste, omdat de sluis ook op staal gefundeerd is.

De bestaande sluis heeft een totale constructiehoogte van 20,65 meter, waarvan 19,15 meter onder water (bovenpand) zit. De bodem van de bovenvoorhaven ligt op KP-9,80 meter en is bekleed met een waterdichte asfaltlaag.

Voordat de geprefabriceerde delen geplaatst kunnen worden, zal eerst de asfaltbekleding verwijderd moeten worden. De bodem moet dan verlaagd worden tot het funderingsbed van de prefab-delen. In deze situatie is het kanaalpand lek en treedt er waterstroming op. Omdat de ontgraving gedurende langere tijd open ligt, kan het waterbezwaar naast het kanaal ontoelaatbaar worden. Teneinde dit te

voorkomen wordt de bodem voor de ontgraving door de asfaltlaag heen geinjecteerd over 1,0 meter hoogte ter plaatse van het funderingsbed. Het kanaalpand blijft nu waterdicht, terwijl tevens de ontgravingsput steiler opgezet kan worden. Na plaatsing van de prefab-moten wordt de verlenging ondergrout, waardoor een deugdelijke fundering op staal ontstaat.

Voordat ontgraven kan worden moeten de damwanden verwijderd worden.; de verankering van de damwand van de middelste sluis zal daartoe veranderd moeten worden. De damwanden fungeerden als keermuren en als geleidewerken. Beide functies vervallen en voor de scheepvaart betekent dit dat alleen uitvaart nog maar mogelijk is. Daarnaast zullen voor de sluismond gedurende zekere tijd werkvaartuigen aanwezig zijn. We veronderstellen dat de sluis bij éénrichtingsverkeer met de normale capaciteit kan schutten, omdat door het leeg terugschutten de capaciteit verhoogd wordt. Deze schutcapaciteit is overigens slechts bij uitzondering nodig. De aanname is dus éénrichtingsverkeer naar het zuiden met een vermogen van 1153 ns. Volgens geval V-b in hoofdstuk II-2 is vereist 504 ns in 1985 en 837 ns in 2000. De opzet van deze uitvoering voldoet dus aan de capaciteitseis.

De sluisverlenging kan uitgevoerd worden als één geprefabriceerd deel, overeenkomstig de situaties in Frankrijk en Duitsland. Hiertoe is echter een omvangrijke bouwput met aansluiting op het kanaal nodig, welke weer een omvangrijke bemaling vereist. Een bouwput van  $100 \times 60 \text{ m}^2$  vraagt 36 putten van

100 m<sup>3</sup>/uur (volgens fig B-IV-6 + fig BIV-7). Het manouvreren van een 60 meter lang sluisdeel in een 70 meter breed kanaal is daarnaast een lastige zaak. In ons geval bepaalt de keuze van de bouwput de afmetingen van de sluismotoren. De prefabricage van de delen moet in onze opzet plaatsvinden in de volgegooide oude sluis.

Na in gebruikneming van de drielingssluis zijn de muren van de oude sluis gedeeltelijk gesloopt en is de rest volgegooid met puin en grond. Het onderste deel van de kolk is echter nog intact en in die zin ook waterdicht. Het idee is nu om met uitgegraven grond een dijk om de oude sluis te leggen, de sluisdelen in de oude kolk te maken en vervolgens de dijk naar het kanaal door te baggeren (zie fig. IV-4). De delen worden dan uitgevaren en voor de te verlengen sluis afgezonken. De oude kolk is 16 meter breed en 132 meter lang. In verband met de plaatsing van de bekisting worden de moten dan 12 meter lang. Dit betekent dat er vijf moten nodig zijn, waarvoor in de kolk per moot  $132/5=26,4$  meter vloerlengte beschikbaar is. We schatten de breedte van de delen op ongeveer 25 meter, dus er is voldoende ruimte. In deze opzet moet het bovenhoofd uit twee delen worden samengesteld: dit met inbegrip van de woelkelder.

De prefab-delen krijgen dus afmetingen van ca.  $12 \times 25 \times 20$  m<sup>3</sup>. De waterdiepte in het kanaal is 9,80 meter. Voor het drijvend transport mag de diepgang bij 5 % keelclearance de 9,33 meter niet te boven gaan. In dat geval streekt de constructie 11 meter boven water uit, hetgeen nogal wat vraagt van de totale stabiliteit. Bij het uitvaren van de

moten kan een drijvende bok de diepgang verminderen en de stabiliteit vergroten. Volgens de Rijkswaterstaat is het mogelijk met bokken tot een hefvermogen van 800-1000 ton op het Julianakanaal te brengen. Hiermee is de diepgang met  $1000 / (25 \times 12)$  = 3,33 meter terug te brengen. In eerste opzet zal getracht worden een moot te dimensioneren op eigen stabiliteit. Een vormgeving, welke aan deze eis voldoet, is weergegeven in fig. IV-5. De diepgang is juist toelaatbaar en de stabiliteit is in alle fasen van het afzinken (zie tabel IV-6) verzekerd. De vormgeving van de sluisdelen is hiermee niet bepaald op fig. IV-5: in dit stadium hebben we deze vorm alleen gekozen om te bewijzen dat drijvend transport op het Julianakanaal haalbaar is. Andere belangrijke eisen zoals momenten- en dwarskrachten opname zullen de doorsnede mede bepalen.

Om de diepgang binnen de perken te houden moet de kolk ook afgesloten worden. In fig. IV-5 is hiertoe een dubbel schot gebruikt met een koppeling in het midden, waardoor een soort H-frame verkregen is. Dit H-frame kan steeds voor de volgende moot opnieuw gebruikt worden. Bij het vollopen van de bouwput blijven er dus vier moten staan en de voorste kan opdrijven.

De uitvoering lijkt bijzonder veel op de bouwwijze van een afgezonken tunnel; hij is er dan ook rechtstreeks van afgeleid. Dezelfde problemen als bij de tunnels ten aanzien van plaatsing en fundering treden ook hier op. Een tunnel is echter onder water nagenoeg gewichtsloos, terwijl de sluisverlenging in het eindstadium fungiert als gewichtsconstructie. De fundering moet hierop berekend zijn.

In de eindsituatie hebben we zoals gezegd te maken met een gewichtsconstructie, waarmee de verlenging goed aansluit bij de bestaande sluis. De gebruikte materialen zijn in beide gedeelten op soortgelijke wijze toegepast. Het onderhoud aan de verlenging mag daarom verondersteld worden gelijk te zijn aan het bestaande deel.

Na plaatsing van alle delen is het de bedoeling dat de bestaande bovendeuren overgeplaatst worden. De verlengde kolk wordt dan drooggezet, waarna men de oude woonkelder slopen kan. Installatie van voegvoorzieningen is dan ook mogelijk. Het schutproces kan nu geen doorgang vinden. Deze periode is echter vele malen korter dan bij het ter plaatse bouwen van de sluisverlenging.

#### IV-5 Globale kostenvergelijking beide alternatieven

Teneinde ook over het kostenverschil tussen de bouw van een nieuwe sluis en de uitvoering van een sluisverlenging een uitspraak te kunnen doen, zullen voor de hoofdposten van de uitvoering globaal de kosten bepaald worden. De inrichting van het bouwterrein wordt omwille van de eenvoud voor beide gevallen gelijk verondersteld. De kostenvergelijking komt dan in feite neer op het bepalen van de verwerkte hoeveelheden.

De bouwtijd van de nieuwe sluis is geschat op circa vier jaar. Het verlengen van de bestaande sluis is zeker binnen deze tijd te realiseren. De werkzaamheden vinden in dit geval echter plaats op twee verschillende terreinen, hetgeen eisen stelt aan de personeelbezetting. De bouwtijd is met name bepalend voor de totale loonpost. Hier maken we de veronderstelling, dat het verschil in bouwtijd en in personeelbezetting qua kosten voor beide alternatieven tegen elkaar opwegen. De werkelijke bouwtijd van de sluisverlenging is een nog nader te bepalen uitvoeringsgegeven.

#### Kosten nieuwe sluis (gewapend betonnen bakprofiel)

Het totale grondverzet:

- a. Ontgraven bouwput:  $300 \times 60 \times 13,50 = 243.000 \text{ m}^3$  inden droge ontgraven
- b. Aanvullen bouwput:  $300 \times 40 \times 20,00 = 332.000 \text{ m}^3$ , droog!
- c. Verruimen bovenvoorhaven:  $600 \times 40 \times 14,0 = 336.000 \text{ m}^3$ , nat!

De bodem van de bovenvoorhaven moet met een waterdichte asfaltlaag afgedekt worden.

- d. 'Nat' asfalt:  $600 \times 60 = 36.000 \text{ m}^2$
- e. 'Droog' asfalt:  $200 \times 40 = 8000 \text{ m}^2$

Afdekkende grindlaag:  $44.000 \times 0,50 = 22.000 \text{ m}^3$

- f. Totale betonwerk: ca.  $47.000 \text{ m}^3$
- g. Wapeningsstaal: ca. 5000 ton
- h. Damwandstaal: ca. 500 ton

De posten f. t/m h. zijn bepaald aan de hand van de

gebruikte hoeveelheden bij de bouw van de bestaande sluizen (lit. 6). Als we de berekende hoeveelheden vermenigvuldigen met de daarbij behorende eenheidsprijzen dan krijgen we:

a.	$243.000 \text{ m}^3 \times f 4,25 / \text{m}^3$	= f 1.032.750,-
b.	$332.000 \text{ m}^3 \times f 4,25 / \text{m}^3$	= f 1.411.000,-
c.	$336.000 \text{ m}^3 \times f 6,- / \text{m}^3$	= f 2.016.000,-
d.	$36.000 \text{ m}^2 \times f 40,- / \text{m}^2$	= f 1.440.000,-
e.	$8.000 \text{ m}^2 \times f 35,- / \text{m}^2$	= f 280.000,-
	$22.000 \text{ m}^3 \times f 17,- / \text{m}^3$	= f 374.000,-
f.	$47.000 \text{ m}^3 \times f 110,- / \text{m}^3$	= f 5.170.000,-
g.	$5.000 \text{ ton} \times f 900,- / \text{ton}$	= f 4.500.000,-
h.	$500 \text{ ton} \times f 1000,- / \text{ton}$	= f 500.000,-

Totaal = f 16.723.750,-

We hebben aldus het totaalbedrag gevonden voor de belangrijkste posten van de uitvoering. Dit zijn niet de volledige kosten van de nieuwe sluis. De kosten van de grondaankoop, bewegingswerken, deuren, remming-werken, ed. zijn niet meegenomen in de prijs. Een schatting van de totale kosten is te vinden door de hoeveelheid benodigde beton te vermenigvuldigen met een standaard-prijs:  $47.000 \text{ m}^3 \times f 750,- / \text{m}^3 = f 35.250.000,-$  (zonder voor-havenindeling)

#### Kosten sluisverlenging (5 moten van $12 \times 25 \text{ m}^2$ )

Het totale grondverzet:

- a. Ontgraven funderingsbed:  $34 \times 8,0 \times 75 = 20.400 \text{ m}^3$  'nat'
- b. Aanvullen achter sluis:  $10,5 \times 60 \times 30 = 18.900 \text{ m}^3$  'nat'
- c. Ontgraven oude kolk:  $250 \times 14 \times 15 = 52.500 \text{ m}^3$  'droog'
- d. Vullen oude kolk:  $250 \times 14 \times 15 = 52.500 \text{ m}^3$  'droog'

Grondinjectie (1 m. dikte):  $44 \times 75 = 3300 \times f 245,-$   
 $= f 808.500,-$

De post grondinjectie nemen we niet mee in de verdere kosten, omdat deze ruimschoots wegvalt tegen de kosten van de bij de bouw van de nieuwe sluis benodigde bemaling.

e. Totale betonwerk (geschat): ca. 10000 m<sup>3</sup>

f. Wapeningsstaal : ca. 1600 ton

g. Damwandstaal: ca. 1000 ton

h. H-frame: ca. 200 ton

Met de eenheidsprijzen vinden we:

a.	20.400 m <sup>3</sup> x f 6,- /m <sup>3</sup>	= f 122.400,-
b.	18.000 m <sup>3</sup> x f 6,- /m <sup>3</sup>	= f 108.000,-
c.	52.500 m <sup>3</sup> x f 4,25 /m <sup>3</sup>	= f 223.125,-
d.	52.500 m <sup>3</sup> x f 4,25 /m <sup>3</sup>	= f 223.125,-
e.	10.000 m <sup>3</sup> x f 110,- /m <sup>3</sup>	= f 1.100.000,-
f.	1.600 ton x f 900,- /ton	= f 1.440.000,-
g.	1.000 ton x f 1000,- /ton	= f 1.000.000,-
h.	200 ton x f 800,- /ton	= f 160.000,-
		totaal = f 4.376.650,-

Het gevonden bedrag bij de sluisverlenging is belangrijk lager dan bij de nieuwe sluis. Geheel zuiver is deze vergelijking niet, omdat de sluisverlenging een geheel andere en zeker moeilijkere uitvoering vraagt. Dit verhoogt de kosten per m<sup>3</sup> beton aanzienlijk. Als we deze kosten nu tweemaal zo groot nemen (f 1500,-), dan vinden we: f 15.000.000,-. Ook in dit geval blijft de sluisverlenging beduidend goedkoper. De kosten per m<sup>3</sup> beton kunnen zich voor de sluisverlening echter nog veel ongunstiger gaan ontwikkelen indien bv. gedeeltelijke voorspanning van de moten vereist is.

Als voorlopige conclusie kan gesteld worden dat de sluisverlenging goedkoper zal zijn, dan de aanleg van een nieuwe sluis. Het verder ontwikkelen van de uitvoeringsmethode bij de sluisverlenging zal nodig zijn om de precieze kosten te kunnen vaststellen. In dit geval kan niet worden teruggegrepen op precedenten.

N.B. :

In de voorgaande kostenberekening is slechts een gedeelte van alle kosten-posten meegenomen. Tussen het ter plaatse bouwen van een vierde sluis en het drijvend aanvoeren van sluisdelen zitten belangrijke uitvoeringsverschillen en derhalve ook belangrijke kostenverschillen. Voor een afzinkprocedure moet toch wel met f100.000,- per sluisdeel worden gerekend. Het aantal sluisdelen wordt dan van belang. Zolang het volledige ontwerp nog niet gereed is, blijft iedere kostenberekening zeer globaal.

Met betrekking tot de gehanteerde kostennormen kan worden opgemerkt, dat niet alle normen van recente datum zijn, zodat de bedragen nu wellicht hoger uitvallen. Ook is de post bekisting niet specifiek in de berekening meegenomen, omdat met name voor de geprefabriceerde sluisverlenging de hoeveelheid bekistingsdelen nog niet valt af te schatten. In de kostenberekening is dit evenwel een belangrijke post. In het deelontwerp Bedrijfskunde zal op het kostenaspect nog uitvoerig worden teruggekomen.

#### IV-6. Keuze alternatief.

In deze paragraaf zullen alle in voorgaande hoofdstukken bepaalde randvoorwaarden gebruikt worden om de keuze tussen de nieuwe sluis en de sluisverlenging te maken. Deze randvoorwaarden behelsen:

- a. De capaciteit in uitvoerings- en gebruiksfase.
- b. Aanpassing voorhavens en remmingwerken.
- c. Technische uitvoerbaarheid.
- d. Duurzaamheid constructie.
- e. Uitvoeringskosten.

Deze lijst is zeker niet compleet. Voor het bepalen van meer randvoorwaarden is echter een nadere detallering van de beide alternatieven nodig, hetgeen niet de opzet van dit vooronderzoek is.

Beide alternatieven voldoen aan de vereiste capaciteit. Bij de nieuwe sluis is er zelfs sprake van overcapaciteit. Dit aspect is reeds in IV-1 uitvoerig genoemd en de sluisverlenging werd hierbij verkozen boven de nieuwe sluis. Wel moest de uitvoering van de verlenging een beperkt schutbedrijf mogelijk maken. Deze methode is in IV-4 gevonden.

Bij de sluisverlenging is de inrichting van de voorhavens aanmerkelijk eenvoudiger dan in het geval van een nieuwe sluis. Een belangrijk deel van de remmingwerken kan gehandhaafd worden. Daartegenover zijn in de eindsituatie de voorhavens voor de nieuwesluis ruimer en daardoor veiliger.

De technische uitvoerbaarheid van de nieuwe sluis staat vast gezien de beproefde uitvoeringswijze.

De haalbaarheid van de beschreven methode voor de sluisverlenging is in een paar belangrijke gevallen aangetoond, maar in zijn totaliteit staat nog niets vast.

De alternatieven hebben dezelfde grondvorm: het betonnen bakprofiel, zodat de levensduur in beide gevallen gelijk is. De uitvoering van de nieuwe sluis met damwanden is ook voldoende duurzaam, gezien de ervaringen met dit soort sluizen. De standzekerheid van de verlenging op langere termijn is afhankelijk van de gekozen fundering. Dit is een uitvoeringsprobleem.

De uitvoeringskosten zijn voor de sluisverlenging belangrijk lager dan voor de nieuwe sluis. De kosten per strekkende meter constructie zal echter het tegendeel aangeven, daar de wijze van uitvoeren van de verlenging een zware kostenfactor vormt.

### Conclusie.

Bovenstaand resumé van de voorwaarden geeft wel aan dat beide mogelijkheden bepaalde voordelen hebben. Hier is gekozen voor het verlengen van de bestaande sluis, met name in verband met de capaciteit en de kosten. De gekozen uitvoeringswijze komt door het gebruik van de bestaande kolk een omvanrijke bemaling.

Alhoewel de keuze van de sluisverlenging op grond van deze eisen mijns inziens terecht is, mag een geheel ander aspect niet onvermeld blijven. Mijn persoonlijke interesse gaat sterk uit naar de gekozen methode, omdat hierbij sprake is van een samengaan

van technieken uit de tunnel- en de sluizenbouw.  
Deze bouwwijze schept problemen, waarvan de op-  
lossingen niet bij voorbaat vastliggen.

Bijlage I

Zie deel B : Figuren bij het Vooronderzoek

Bijlage II-1

Omschrijving van de methode waarop de duweenheden ingevoerd zijn in de prognoses voor de scheepvaart tot en met klasse 5.

## Bijlage II-1

Bij het invoeren van beperkte duwvaart op het Julianakanaal zullen de conventionele schepen minder lading te vervoeren krijgen. Dit betekent dat er schepen van het kanaal zullen gaan verdwijnen. Dit kan gebeuren door opleggen of slopen, dan wel door het gaan varen op een andere route. In welke mate er uit iedere klasse schepen zullen verdwijnen is moeilijk te voorspellen. Aangezien schepen met een klein tonnage oneconomischer in de vaart zijn dan de grotere, zullen deze het eerst weggeconcurreerd worden door de duwvaart. Uitgaande van deze gedachte stellen we dat uit de laagste drie klassen tweemaal zoveel tonnage verdwijnt als uit de drie hoogste.

De duweenheden worden verondersteld voor 100% te zijn geladen tegen 85% bij de conventionele schepen. Deze factor moeten we vanzelfsprekend in rekening brengen. Noemen we het aantal schepen dat uit de hoogste klassen per duweenheid moet verdwijnen A, dan vinden we de volgende formule:

$$2.A.(125+325+550) + A.(925+1350+2000) = (100/85).4100$$

$$\text{Hieruit volgt: } 6275.A = 4834$$

$$A = 0,77 \text{ schepen/duweenheid}$$

Voor de drie laagste klassen moet er dus per duweenheid verdwijnen:  $2A = 1,54$  schepen.

Uitgaande van tabel II-14 vindt men dan eenvoudig tabel II-15, waarbij vermeld moet worden dat negatieve aantallen niet voorkomen. Nul wordt als ondergrens aangehouden. Dit leidt tot een geringe overcapaciteit aan laadvermogen in tabel II-15.

Bijlage II-2

De capaciteitsbepaling voor de duwvaartsluis ingeval van een sluisverlenging en ingeval van een nieuwe sluis.

## Bijlage II-2

In lit. 1 is de capaciteit van de duwvaartsluizen bepaald aan de hand van gegevens over een duwvaartsluis voor vierbaks-duwvaart. Zonder ook maar iets af te willen doen aan de daaruit verkregen resultaten, willen we de capaciteit van de duwvaartsluizen op een andere meer algemene wijze afleiden. We gaan daarbij uit van grafieken en tabellen uit lit. 9.

Voor het gebruik van de tabellen BII-2-1 en BII-2-2 moeten we de verhouding  $f/F$  weten. Dit is de verhouding tussen de oppervlakken van de natte scheepsdoorsnede en de kolkingsgang. De natte scheepsdoorsneden voor de verschillende scheepsklassen zijn te vinden in fig. II-2 door diepgang en scheepsbreedte met elkaar te vermenigvuldigen.

De waterhoogte boven het benedenhoofd is 3,6 meter, waarmee  $F_{ben} = 57,6 \text{ m}^2$ . De waterhoogte boven het bovenhoofd is 7,9 meter en  $F_{bov} = 126,4 \text{ m}^2$ .

Met behulp van bovengenoemde tabellen vinden we dan voor de gemiddelde invaartijd  $\bar{t}_i$ :

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6
beneden	vol	1,7	2,2	3,0	3,8	4,8	6,0	7,5 min.
	leeg	1,3	1,5	1,8	2,3	2,8	3,7	5,1
boven	vol	1,5	1,8	2,4	2,8	3,4	4,1	5,0
	leeg	1,2	1,4	1,7	1,9	2,4	3,0	4,2

Tabel BII-2-3. Gemiddelde invaartijd  $\bar{t}_i$

Voor de gemiddelde uitvaartijd  $\bar{t}_u$  vinden we:

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6
beneden	vol	1,1	1,3	1,8	2,5	3,2	4,2	5,6 min.
	leeg	0,7	0,8	1,0	1,3	1,6	2,0	3,2
boven	vol	0,9	1,0	1,3	1,6	2,0	2,6	3,4
	leeg	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,5	2,4

Tabel BII-2-4. Gemiddelde uitvaartijd  $\bar{t}_u$

Voordat we de capaciteit van de duwvaartsluis gaan bepalen gaan we de gevonden waarden controleren. We doen dit door de gevonden waarden in te vullen in de prognose voor 1985 ( Tabel II-14). De som van de procentele bijdragen aan de in- en uitvaarttijden geeft dan: (de weergegeven waarden zijn bepaald aan de hand van  $\bar{T} = 0,65t_i$  vol + 0,35t<sub>i</sub> leeg)

beneden:  $\bar{t}_i = 3,0$  min

$\bar{t}_u = 1,9$  min

boven:  $\bar{t}_i = 2,4$  min

$\bar{t}_u = 1,4$  min

Uit fig BII-2-5 lezen we af dat een sluis  $142 \times 16 \text{ m}^2$  maximaal 3,5 schepen per schutting kan verwerken. Het vullen en ledigen van de kolk vraagt 9,0 resp. 7,0 min. Het openen en sluiten van de deuren 1,3 resp. 2,1 min. Een totale schutcyclus duurt dan:

$$1,40 + 3,5 \cdot (3,0+2,4) + 2 \cdot (2,1+1,3) + 3,5 \cdot (1,9+1,4) + 9 + 7 = 54,7 \text{ min.}$$

De 1,40 min is de zogenaamde lusafstandtijd, welke aangeeft hoeveel tijd er extra nodig is voordat het eerste schip de kolk in kan varen na het uitvaren van het laatste in de kolk gelegen schip. De waarde is uit fig. BII-2-6 gehaald.

Het resultaat van de berekening geeft  $T_{\text{cyclus}} = 54,7$  min. Lit. 8 geeft dan voor de schutcapaciteit  $C_s$  als formule:  $C_s = 0,9 \cdot (2n \cdot 60 / T_c)$ , waarin 0,9 = gebruikelijke reductie  
 $n = \text{max. aantal schepen}$   
in de kolk

$$\text{Invullen geeft: } C_s = 0,9 \cdot \frac{2 \cdot 3,5 \cdot 60}{54,7} = 6,9 \text{ schepen/uur.}$$

Zoeken we nu de  $C_s$  op in fig. II-7 dan vinden we voor een  $\bar{T} = 750$  ton:  $C_s = 6,75$  schepen/uur.

De conclusie mag hier wel luiden, dat bovenstaande methode voor Maasbracht redelijke uitkomsten geeft.

### Verlengde sluis als duwvaartsluis

De in tabel BII-2-3 en BII-2-4 gevonden tijden zijn in dit geval geldig. Voor het gemak middelen we de waarden en krijgen we:

$$\text{vol: } \bar{t}_i = 6,25 \text{ min}$$

$$\bar{t}_u = 4,50 \text{ min}$$

$$\text{leeg: } \bar{t}_i = 4,70 \text{ min}$$

$$\bar{t}_u = 2,80 \text{ min}$$

We kunnen vier verschillende schutsituaties onderscheiden:

- A. Geladen schip in de kolk, geladen schip voor de kolk.
- B. Ongeladen schip in de kolk, ongeladen schip bij de kolk.
- C. Ongeladen schip in de kolk, geladen schip voor de kolk.
- D. Geladen schip in de kolk, ongeladen schip voor de kolk.

Tevens moeten we de lusafstand in de berekening meenemen.

We gebruiken daarvoor weer fig. BII-2-6.

In 1985 hebben we te maken met 120 duweenheden, welke we als volgt verdeeld denken (overeenkomstig lit. 1):

18 x situatie A

4 x situatie B

49 x situatie C

49 x situatie D

We stellen dat de bedieningstijd van de verlengde sluis gelijk is aan de bedieningstijd van de oude sluis (22,8 min). Aangezien er maar één schip in de kolk ligt, kan er iets ruwer geschut worden. We kunnen nu de totale bedrijfstijd van de sluis bepalen om deze duweenheden te kunnen verschutten:

Situatie	aantal	lusafstand (m)				
		100	200	300	400	500
A	18	6,8	6,9	7,0	7,3	7,7
B	4	1,3	1,3	1,4	1,4	1,5
C	49	17,1	17,4	17,7	18,4	19,9
D	49	17,1	17,4	17,7	18,4	19,9
Totaal	120	42,3	43,0	43,8	45,5	49,0 uur
Lit. 1	120	47,0	49,0	51,7	54,3	56,8

Tabel BII-2-7. Weekbelasting duweenheden in uren in 1985

In tabel BII-2-7 zijn ook de in lit. 1 gevonden waarden vermeld. Deze waarden liggen alle iets hoger dan de hier berekende waarden, maar gezien het grote aantal aannamen dat tot de in lit. 1 vermelde waarden heeft geleid, zijn de tijden opmerkelijk nauwkeurig.

Een duwvaartsluis komt pas goed tot zijn recht indien er continu mee geschut wordt, dus 168 uur per week. We bekijken de capaciteit in geval van 118 uur en 168 uur. Volgens tabel II-16 komt een aantal van 120 duweenheden overeen met 1546 ns. We zullen de capaciteit uitdrukken in aantallen normaalschepen:

sluisafstand	bedieningstijd (uur)	I/C		C	
		118	168	118	168
100	42,3	0,36	0,25	4294	6184
200	43,0	0,36	0,26	4294	5946
300	43,8	0,37	0,26	4178	5946
400	45,5	0,39	0,27	3964	5726
500	49,0	0,42	0,29	3681	5331

Tabel BII-2-8. Capaciteit verlengde sluis in 1985.

#### Vierde sluis als duwvaartsluis

De in tabel BII-2-3 en BII-2-4 gegeven tijden zijn in dit geval niet geldig. We hebben nu te maken met een sluis  $200 \times 12 \text{ m}^2$ , zodat de F-waarden veranderen.

Volgens lit. 8 is voor duwvaartsluizen de aanbevolen waterhoogte boven de drempel gelijk aan  $1,6 \times$  diepgang. Dit betekent hier een waterdiepte van 4,8 meter en dus wordt  $F_{ben} = F_{bov} = 57,6 \text{ m}^2$ . Deze waarde komt precies overeen met die van het benedenhoofd van de verlengde sluis. De in- en uitvaarttijden zijn daarom gelijk aan:

$$\text{vol: } \bar{\tau}_i = 7,5 \text{ min}$$

$$\bar{\tau}_u = 5,6 \text{ min}$$

$$\text{leeg: } \bar{\tau}_i = 5,1 \text{ min}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,2 \text{ min}$$

We stellen de bedrijfstijd op  $12/16 \times 22,8 = 17,1$  min.

Voor de vier verschillende situaties vinden we nu:

Situatie	aantal	lusafstand (m)				
		100	200	300	400	500
A	18	6,6	6,7	6,9	7,2	7,8
B	4	1,2	1,2	1,2	1,3	1,4
C	49	16,0	16,4	16,7	17,5	19,3
D	49	16,0	16,4	16,7	17,5	19,3
Totaal	120	39,8	40,7	41,5	43,5	47,8 uur
Lit. 1	120	?	47,0	49,7	52,3	54,8

Tabel BII-2-9. Weekbelasting duureenheden in uren in 1985 bij een sluis  $200 \times 12 \text{ m}^2$ .

Ook bij de nieuwe sluis blijken de in lit. 1 gegeven waarden iets groter te zijn dan de hier gevonden.

Opmerkelijke verschillen zijn er echter niet. We berekenen weer de capaciteit:

lusafstand (m)	bedieningstijd (uur)	I/C		C(ns)	
		118	168	118	168
100	39,8	0,34	0,24	4547	6442
200	40,7	0,34	0,24	4547	6442
300	41,5	0,35	0,25	4417	6184
400	43,5	0,37	0,26	4178	5946
500	47,8	0,41	0,28	3770	5521

Tabel BII-2-10. Capaciteit van de vierde sluis in 1985.

Zowel voor de verlengde sluis als voor de nieuw te bouwen vierde sluis blijven de hier berekende tijden beneden de waarden uit lit. 1. De I/C-verhouding is steeds kleiner dan 0,45 en een klein verschil in de gevonden capaciteiten is daarom niet belangrijk.

Bijlage IV-1

Bepaling van een nomogram voor het vaststellen van het benodigde aantal putten van een bronbemaling in geval van freatisch grondwater en van volledig spanningswater.

## Bijlage IV-1

Voor de bemaling van een bouwput zijn verschillende methoden voorhanden:

- a. Open- of oppervlaktebemaling: Het water stroomt vrij uit de taluds en de putbodem. Indien de putbodem ver beneden de grondwaterspiegel ligt, oefent het uitstromende water grote drukken uit op de korrels in het talud en de bodem. Dit leidt tot verminderde draagkracht, zodat de taluds een geringe helling (kleiner dan de helft van de hoek van inwendige wrijving) zullen krijgen. Open bemaling leent zich uitsluitend voor slechts doorlatende gronden en kan in ons geval niet worden toegepast.
- b. Spanningsbemaling: In een door afsluitende lagen opgesloten goed doorlatende zandlaag kan de spanning van het grondwater zo groot zijn, dat de stijghoogte tot boven het maaiveld uitkomt. Na het slaan van een put komt dit zogenaamde artesische water vanzelf naar boven. Ook deze vorm van bemaling zal niet verder beschouwd worden.
- c. Bronbemaling: Bij deze methode wordt het grondwater vanuit putten langs de rand van de bouwput opgepompt en afgevoerd. Er is nu geen sprake van uittredend water, zodat de taluds steiler opgezet kunnen worden opgezet. Een bekende vorm van bronbemaling is de vacüumbemaling, waarbij het water door een opgewekte onderdruk afstroomt. De capaciteit van deze bronnen is beperkt en in ons geval onteoreikend. In het navolgende zal de zwaartekracht-bemaling behandeld worden, waarbij het water onder invloed van de zwaartekracht naar de pompput stroomt. Bij deze vorm van bouwput-bemaling kunnen zich verschillende situaties voordoen, te weten:
  - spanningswater
  - semi-spanningwater
  - freatisch water.

Volkomen spanningswater komt voor in een zandlaag tussen ondoorlatende lagen. Onvoldkommen (semi-) spanningswater komt voor in een zandlaag tussen slecht doorlatende lagen. Gezien het bodemprofiel (fig. BIV-1) hebben we in ons geval te maken met freatisch grondwater.

Het te bepalen nomogram zal daarom worden opgesteld voor freatisch grondwater. Dit nomogram is echter op eenvoudige wijze ook geldig te maken voor volkomen spanningswater. Bij de berekening is uitgegaan van putten voorzien van onderwaterpompen.

#### Freatisch water

In het geval van een enkele put geldt (lit. 16):

$$h^2 - H^2 = \frac{Q_0}{\pi k} \ln\left(\frac{r}{R}\right), \text{ waarbij de betekenis van de verschillende symbolen blijkt uit fig. BIV-2}$$

We hebben hier te maken met de oplossing van een lineaire homogene differentiaalvergelijking. Een bekende en belangrijke eigenschap van dit soort differentiaalvergelijkingen is dat de som van twee of meer oplossingen wederom een oplossing oplevert: het superpositie-principe. Het principe van superpositie kan hier met vrucht worden toegepast; een bouwputbemaling bestaat immers uit vrij veel naast elkaar staande putten. Voor n bronnen vinden we als vergelijking:

$$h^2 - H^2 = \frac{1}{\pi k} \sum_{j=1}^n Q_j \ln(r_j/R), \text{ waarbij de afstand } r_j \text{ de afstand van de beschouwde plek tot bron } j \text{ inhoudt (zie fig. BIV-3).}$$

In de gegeven formule geeft de waarde R een aanduiding van de afstand vanaf de bron waar de grondwaterspiegel niet verlaagd wordt. Deze R is vaak moeilijk vast te stellen, maar met de methode van de spiegelbronnen kan de R uitgedeeld worden.

Het geval van de spiegelbronnen komt neer op een handige toepassing van het superpositie-principe. Hier

nemen we het geval van spiegeling om een vast kanaalpeil op een afstand  $p$  vanaf de bron. Dit vaste peil is te zien als een punt waar evenveel water toestroomt als afstroomt. Door het plaatsen van de bron zal er water afstromen. Volgens fig. BIV-4 plaatsen we nu een bron, die een hoeveelheid water  $Q_0$  in de grond brengt. Ter plaatse van het punt met het vaste peil geldt dan:

$$h^2 - H^2 = \frac{Q_0}{\pi k} (\ln(p/R) - \ln(p/R)) = \frac{Q_0}{\pi k} \ln(p/p) = 0, \text{ hetgeen overeenkomt met een ongestoorde spiegel. Voor een willekeurig punt geldt nu:}$$

$$h^2 - H^2 = \frac{Q_0}{\pi k} (\ln(r_1/R) - \ln(r_2/R)) = \frac{Q_0}{\pi k} \ln(r_1/r_2).$$

Dit komt overeen met:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_0}{\pi k} \ln(r_2/r_1).$$

Hierbij is  $r_2$  de afstand tot de bron, die de gespiegelde is van de bron op afstand  $r_1$ . Bij superpositie naar een bemaling met  $n$  bronnen vinden we:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_0}{\pi k} \ln\left(\frac{r'_1 \cdot r'_2 \cdot \dots \cdot r'_n}{r_1 \cdot r_2 \cdot \dots \cdot r_n}\right), \text{ met } r' \text{ is de gespiegelde bronafstand van } r$$

We noemen de  $\ln$ -functie even  $\lambda$ . Bij herschrijven van de gevonden oplossing krijgen we dan:

$$Q_0 = \frac{(H^2 - h^2)\pi k}{\lambda}, \text{ bij een gegeven bronsamenstelling en vaste } H \text{ en } h \text{ geeft dit een lineair verband tussen } Q_0 \text{ en } k$$

De waarde van de natuurlijke logarithme is afhankelijk van de plaatsing en het aantal van de gebruikte bronnen. In tabel BIV-5 hebben we voor een bouwput  $300 \times 60 \text{ m}^2$  putten om de 15 en om de 30 m toegepast. Als resultaten vinden we: (het vaste peil wordt op 25 m naast de rij putten verondersteld): h.o.h. 15 m: product  $r'/r = 30939,6$   $s'/r = 171,1$

$$\text{h.o.h. } 30 \text{ m: product } r'/r = 263,8 \\ s'/r = 17,0$$

De waarden h.o.h. 15 m en die h.o.h. 30 m zijn verkregen uit 21 resp. 11 bronnen. We verheffen nu de gevonden waarden tot de  $1/n$ -de macht. Als resultaat wordt dan gevonden:  $(30939,6)^{1/21} = 1,64 = a_1$   
 $(263,8)^{1/11} = 1,66 = a_2$

$$(171,1)^{1/21} = 1,28 = b_1 \\ (17,0)^{1/11} = 1,29 = b_2$$

Voor beide a-waarden vinden we nagenoeg hetzelfde, voor de b's idem dito. We kunnen dus voor de logaritme schrijven:

$$\ln\left(\frac{r_1 \cdot \dots \cdot r_n}{r_1' \cdot \dots \cdot r_n'}\right) = \ln(a^n \cdot b^n) = \ln(ab)^n$$

De totale formule voor de bronbemaling wordt hiermee:

$$\ln(ab)^n = \frac{(H^2 - h^2) \cdot k \cdot \pi}{Q_0}$$

$$\text{Stel } ab = e^\psi, \text{ dan wordt } \psi_n = \frac{(H^2 - h^2) \cdot \pi \cdot k}{Q_0} \\ n = (H^2 - h^2) \cdot \pi \cdot k / Q_0 \psi \text{ en } \psi = \ln(ab)$$

Dit is een rechtlijnig verband.

Met deze formule kunnen we nu een nomogram samenstellen, hetgeen leidt tot fig BIV-7. De genomen H-waarde loopt tot aan de (aangenomen) ondoorlatende laag. Met de bekende H-, h-, ab-, Q- en k-waarde volgt nu via de stippellijn het aantal bronnen op één rij. Het bepalen van het product van a en b is pas mogelijk als de opzet van de bemaling bekend is. Voor een willekeurige putvorm neemt men bronnen h.o.h. 30 m en bepaalt men daaruit de a- en b-waarde op bovengeschreven wijze (zie ook tabel BIV-5). Voor een aantal bouwputten is de ab-waarde reeds bepaald, hetgeen een snelle toepassing van het nomogram mogelijk maakt (zie fig BIV-6).

Het voordeel van het nomogram is naar onze mening het snelle inzicht in de invloed van de variabelen op het aantal bronnen. Zo is bijvoorbeeld de toepassing van zwaardere pompen eenvoudig door te rekenen.

### Volkomen spanningswater

Zonder hier de volledige afleiding van de formule weer te geven, geldt voor volkomen spanningswater(lit. 16):

$$\phi = \phi_0 + \frac{1}{2\pi k D} \sum_{j=1}^n Q_j \ln(r_j/R) \quad \text{met} \quad \phi = h$$
$$\phi_0 = H$$
$$D = \text{laagdikte}$$

$2D(\phi_0 - \phi) = \frac{Q_0}{\pi k} \ln(ab)$  volgens de voorgaande theorie.

Het gebruiken van het nomogram is ook voor spanningswater mogelijk door het uitrekenen van  $2D(\phi_0 - \phi)$ . Deze waarde wordt opgezocht op de verticale as voor  $H^2 - h^2$ , waarna de procedure hetzelfde is als voor freatisch water.

Literatuurverwijzing: lit. 2

lit. 16

Literatuurlijst.

- Lit. 1: Afstudeerverslag van de heer Kooiman.
- Lit. 2: Afstudeerverslag van de heer Rakhorst.
- Lit. 3: De Ingenieur 1966 nr. 20.
- Lit. 4: De Ingenieur 1966 nr. 224.
- Lit. 5: De Ingenieur 1966 nr. 28.
- Lit. 6: De Ingenieur 1966 nr. 30.
- Lit. 7: Gegevens scheepvaart op vaarwegen in Limburg-Rijkswaterstaat Limburg.
- Lit. 9: Diktaat f 13 c- de heer Kooman.
- Lit. 10: Tijdschrift voor vervoerswetenschap 1976-  
Ned. vervoerswetenschappelijk instituut.
- Lit. 11: Rapport No M 838-VI, Duuvaartsluizen-  
Waterloopkundig laboratorium 1970.
- Lit. 12: Jaarboek 1977-KNMI.
- Lit. 13: Geleidewerken Volkeraksluizen.  
Driemaandelijks bericht Deltawerken nr 31 en 32.
- Lit. 14: Bouw duuvaartsluizen te Wijk bij Duurstede  
en Tiel.  
-OTAR 1974.
- Lit. 15: Rapport inzake renovatie gemaal te Maasbracht.  
- Rijkswaterstaat Limburg.
- Lit. 16: Diktaat grondwatermechanica- prof. Verruyt.

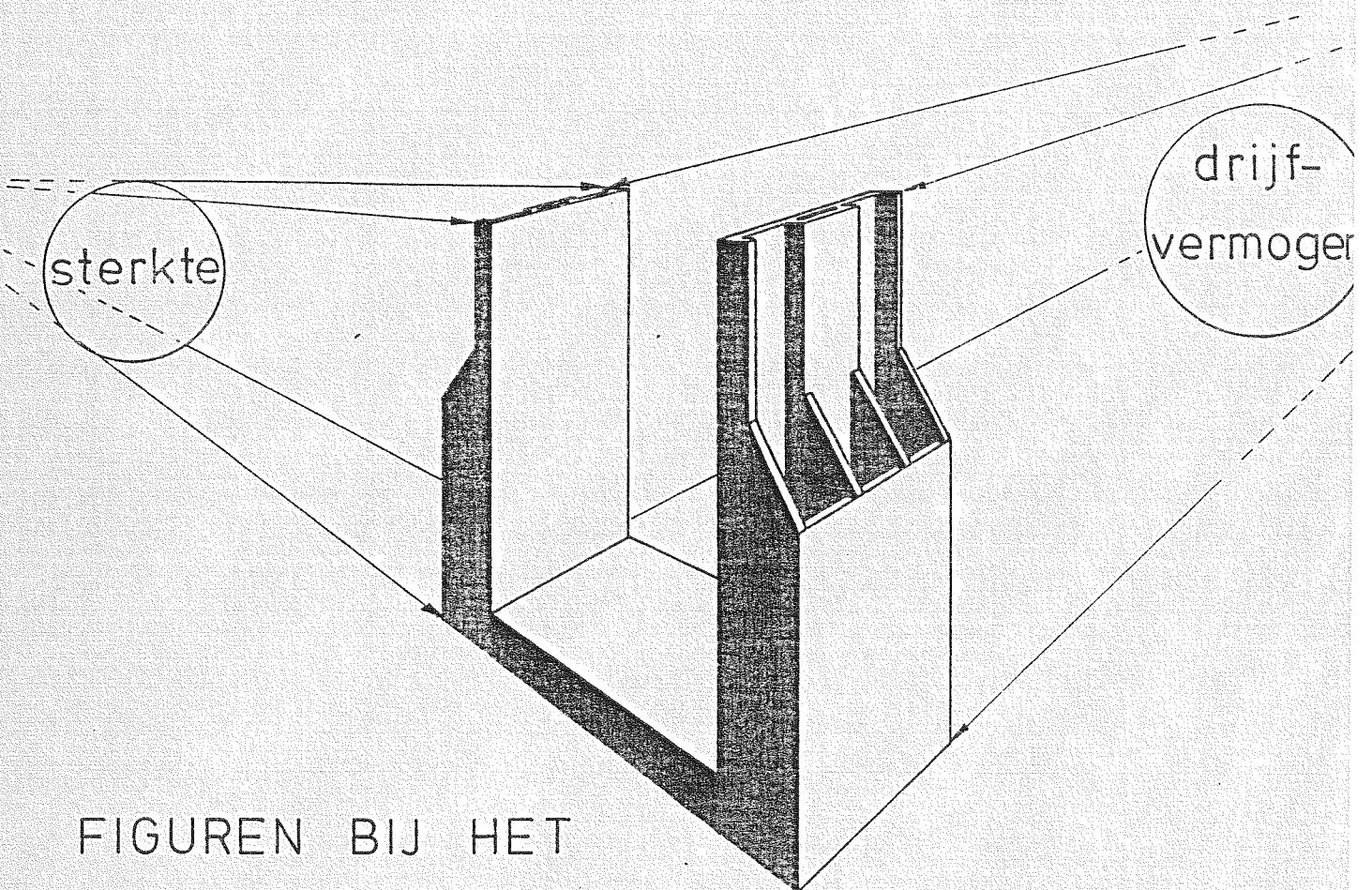
3-39

a, b, c, d, e, f



AH Civiele Techniek  
T.H. Delft

# DE CONSTRUCTIE VAN EEN DUWVAARTSLUIS TE MAASBRACHT



FIGUREN BIJ HET  
VOORONDERZOEK

A. F. PRUIJSSERS

Onder begeleiding van:  
prof. ir. A. Glerum  
ir. J. Schippers

okt., 1982

---

TECHNISCHE HOOGESCHOOL DELFT

### Toelichting

Alle figuren en tabellen zijn samengebracht in een los deel naast het deel dat de tekst bevat. Dit is gedaan uit het oogpunt van betere hanteerbaarheid voor de lezer. Bij het herhaaldelijk verwijzen naar een tabel kan deze eenvoudig naast de tekst gelegd worden, waardoor hinderlijk heen en weer bladeren voorkomen wordt. Aangezien de figuren en tabellen over het algemeen de resultaten van de berekeningen bevatten geeft dit deel snel toegang tot de kwantitatieve formulering van het behandelde probleem.

Teneinde ook vanuit dit deel terug te kunnen vallen op het deel dat de tekst bevat, zijn de figuren en tabellen zonder onderscheid doorgenummerd.

De bijlagen vormen een aanvulling op de tekst en zijn om die reden ondergebracht in het tekstdeel. De figuren en tabellen, welke gebruikt zijn in die bijlagen, zijn samengebracht achter in dit deel.

Voor de goede orde vermelden we nog dat verschillende tabellen ook in het tekstgedeelte verwerkt zijn. Dit is in de voorkomende gevallen gedaan om de tekst leesbaar te houden.

NEDERLAND

Maas-Vliet kanaal

Waal

Rijn

NIJMEGEN

Maas

Kan. Nederweert

VENLO

Albertkanaal

ANTWERPEN

DUITS-  
LAND

BELGIË

MAASTRICHT

LUIK

Sambre

NAMEN

Maas

FRANKRIJK

FIGH. DE MAAS (BIZ. 2)

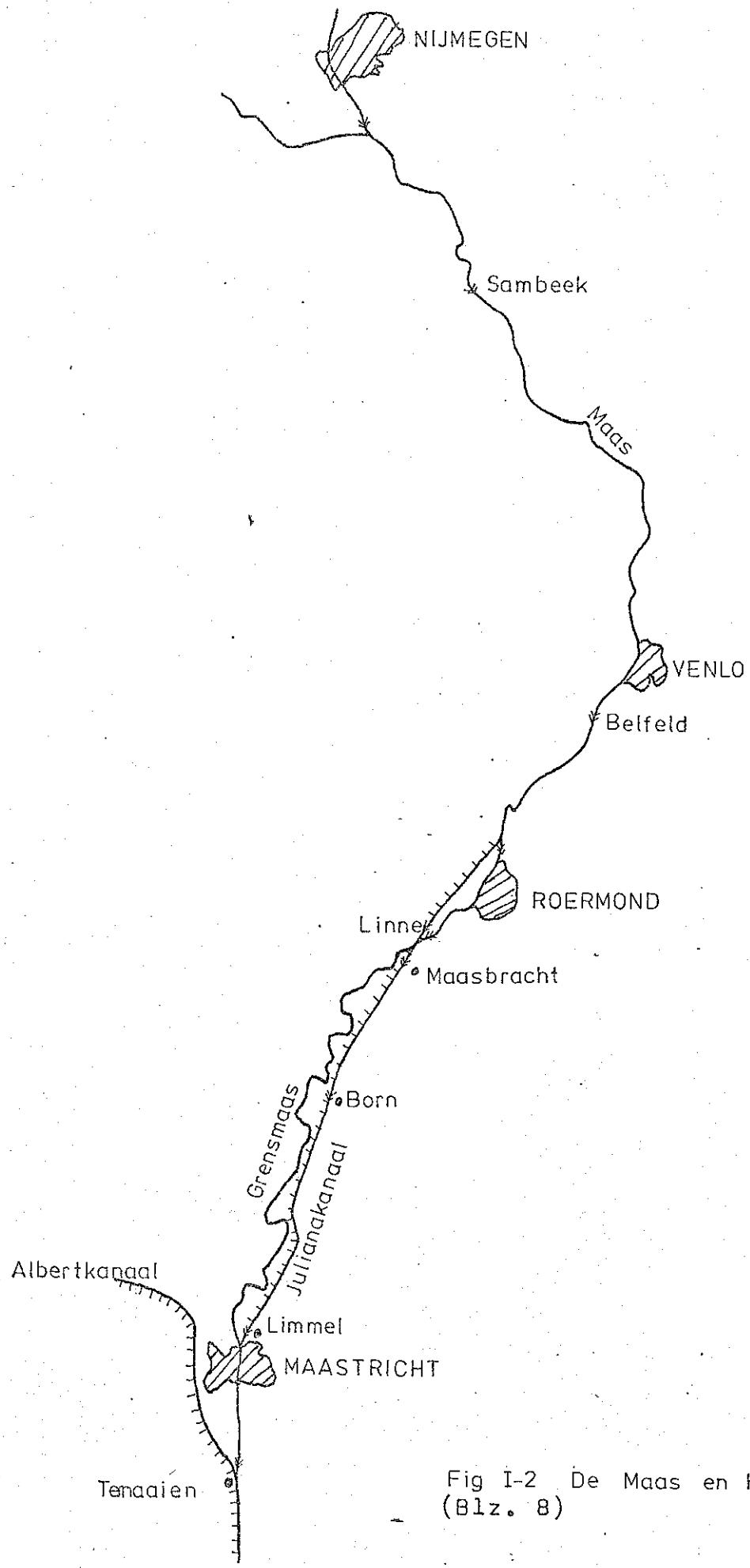


Fig I-2 De Maas en het Julianakanaal  
(Blz. 8)

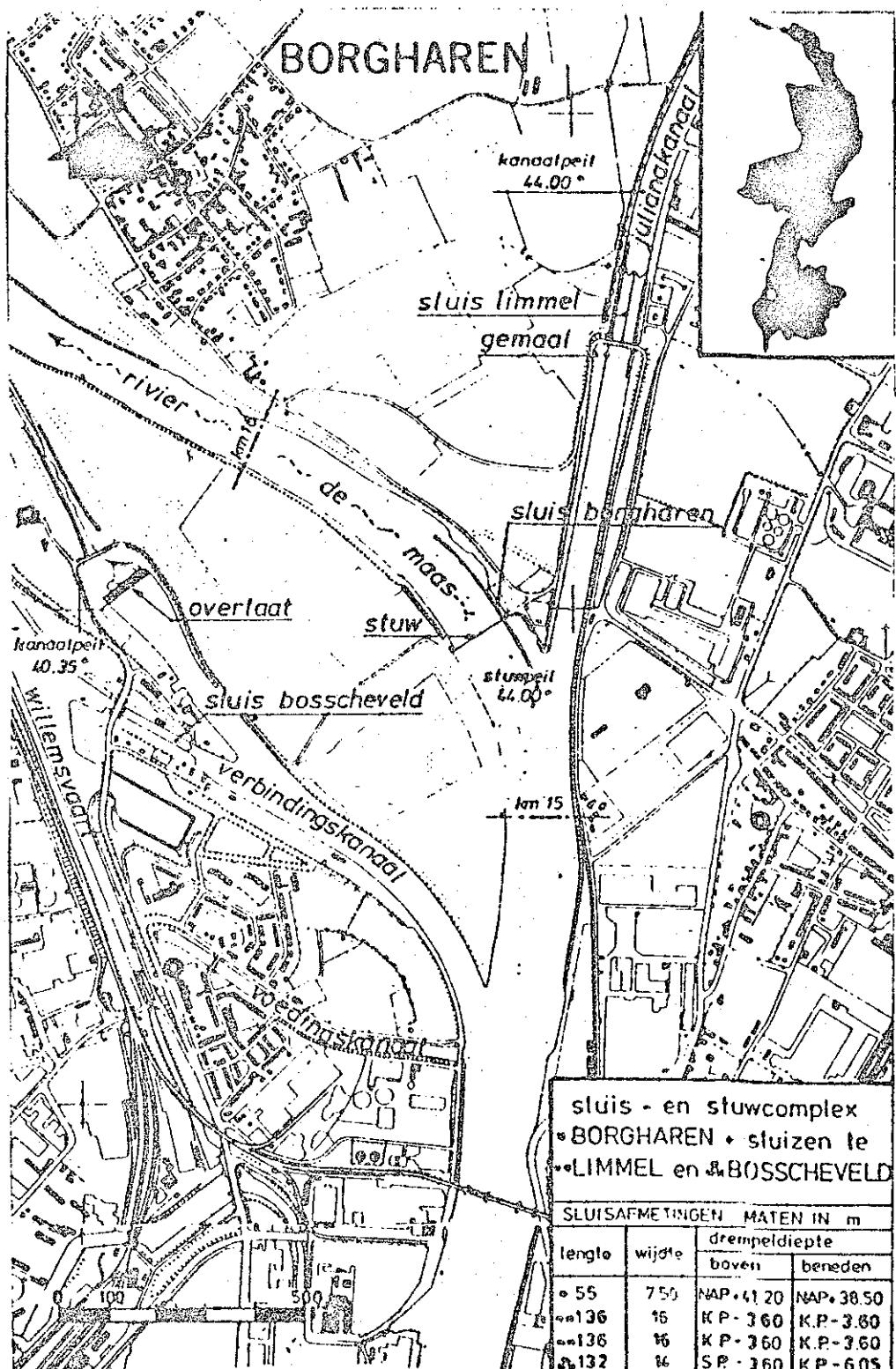


fig.I-3. Sluiscomplex te Limmel (Blz. 7)

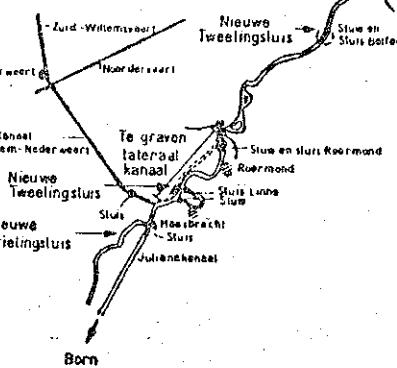
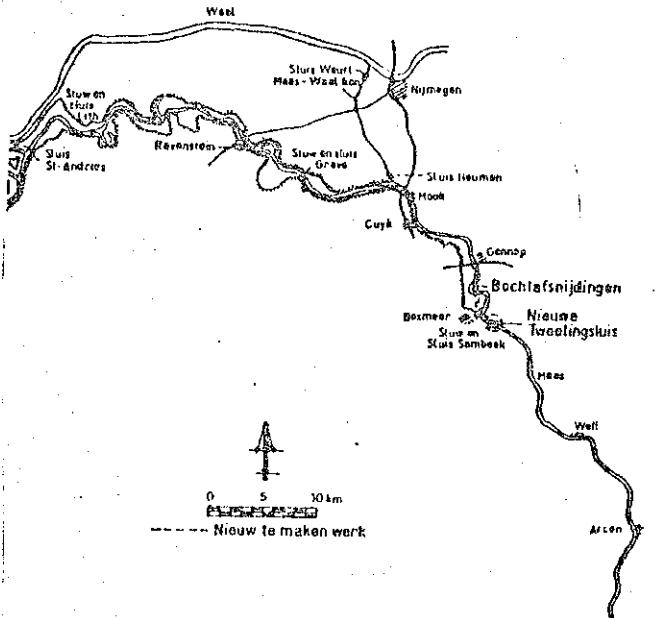
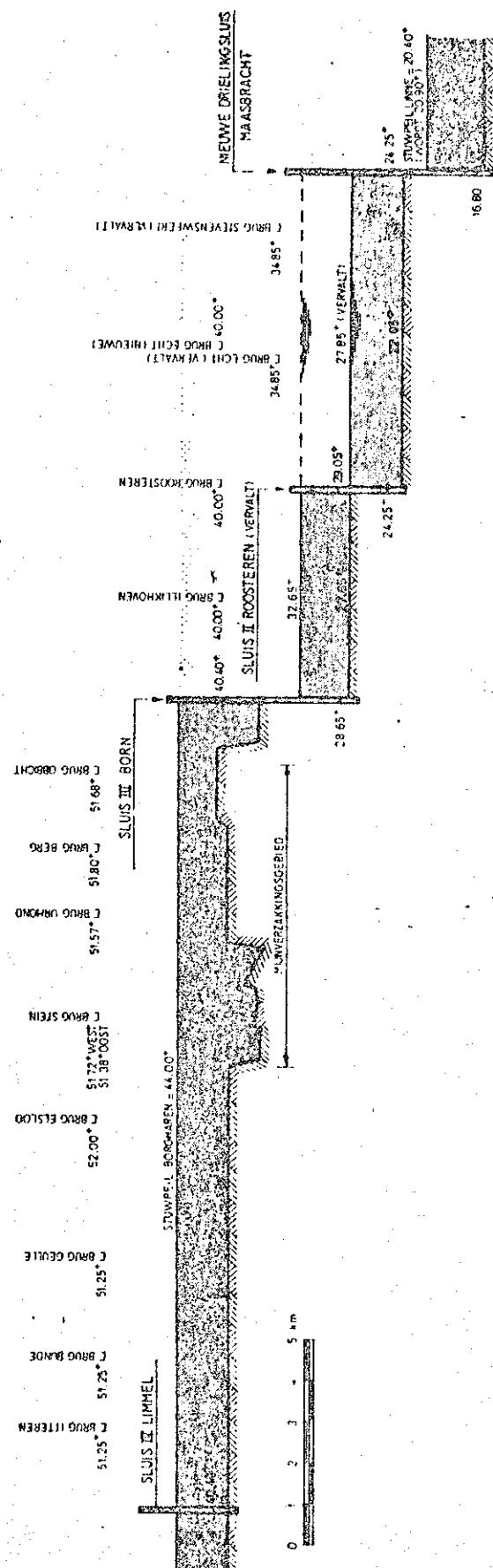


fig.I-4. sluizencomplex op  
traject Maasbracht-  
Nijmegen.  
(Blz. 9)

fig.I-5. lengtedoorschneide over het Julianakanaal.  
(Blz. 9)

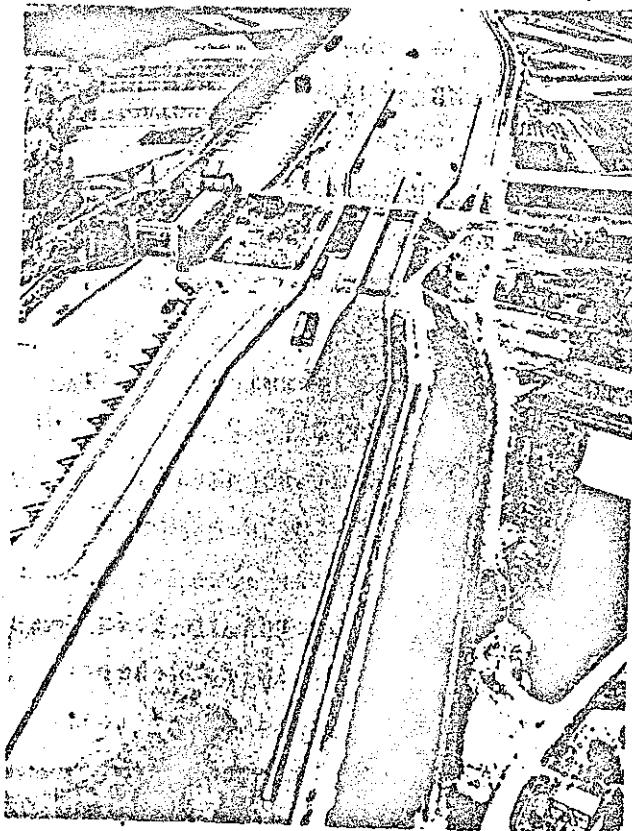
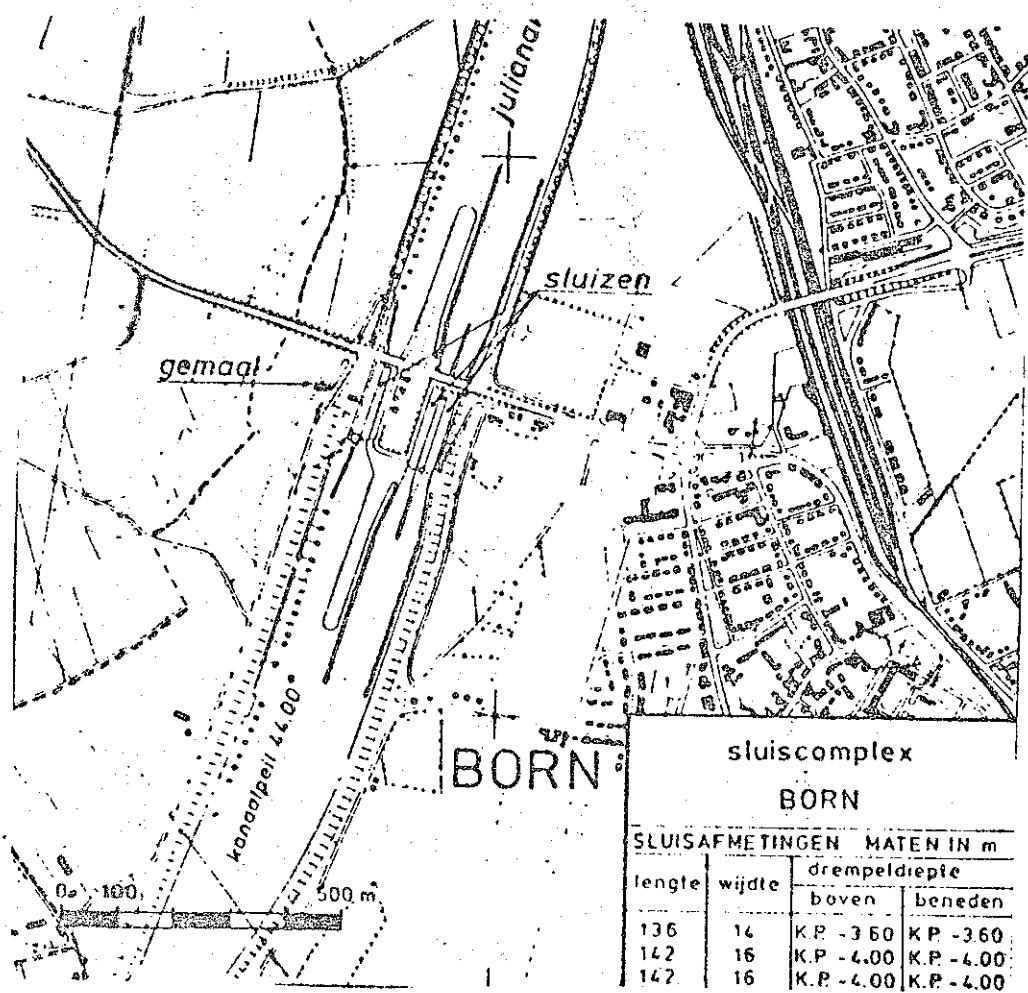


fig.I-6 en I-7.  
sluizencomplex te Born.  
(Blz. 10)



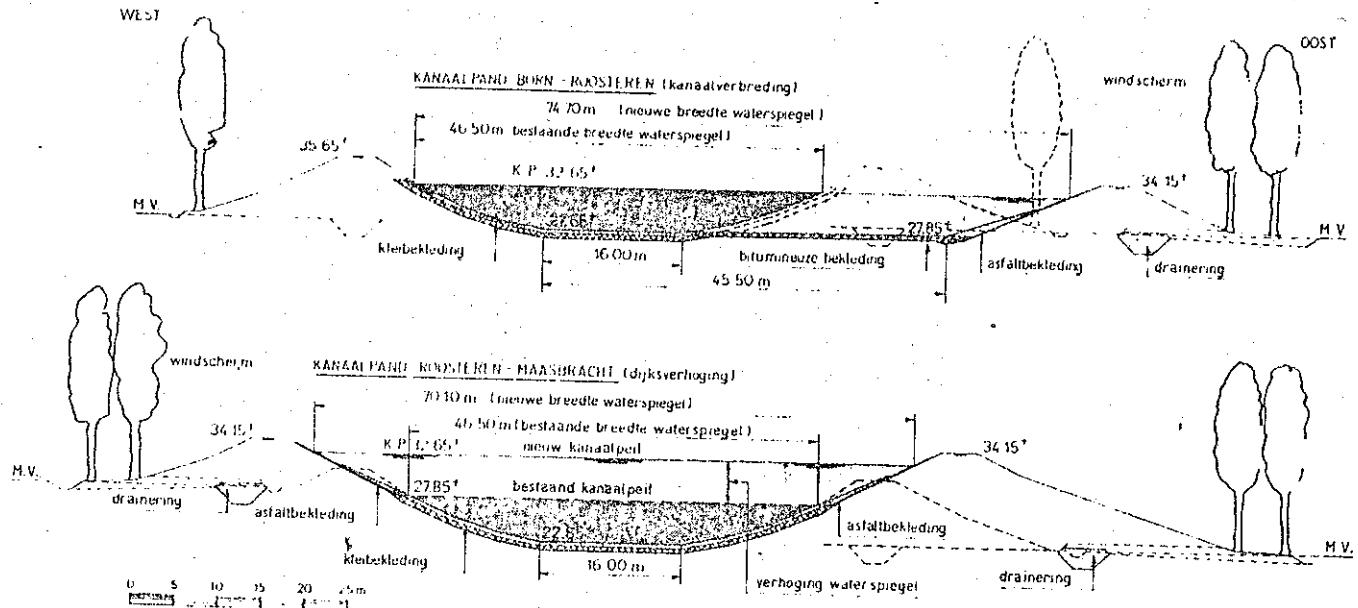


Fig. I-8. Aanpassing dwarsprofielen Julianakanaal op het pand Born-Maasbracht. (Blz. 12)

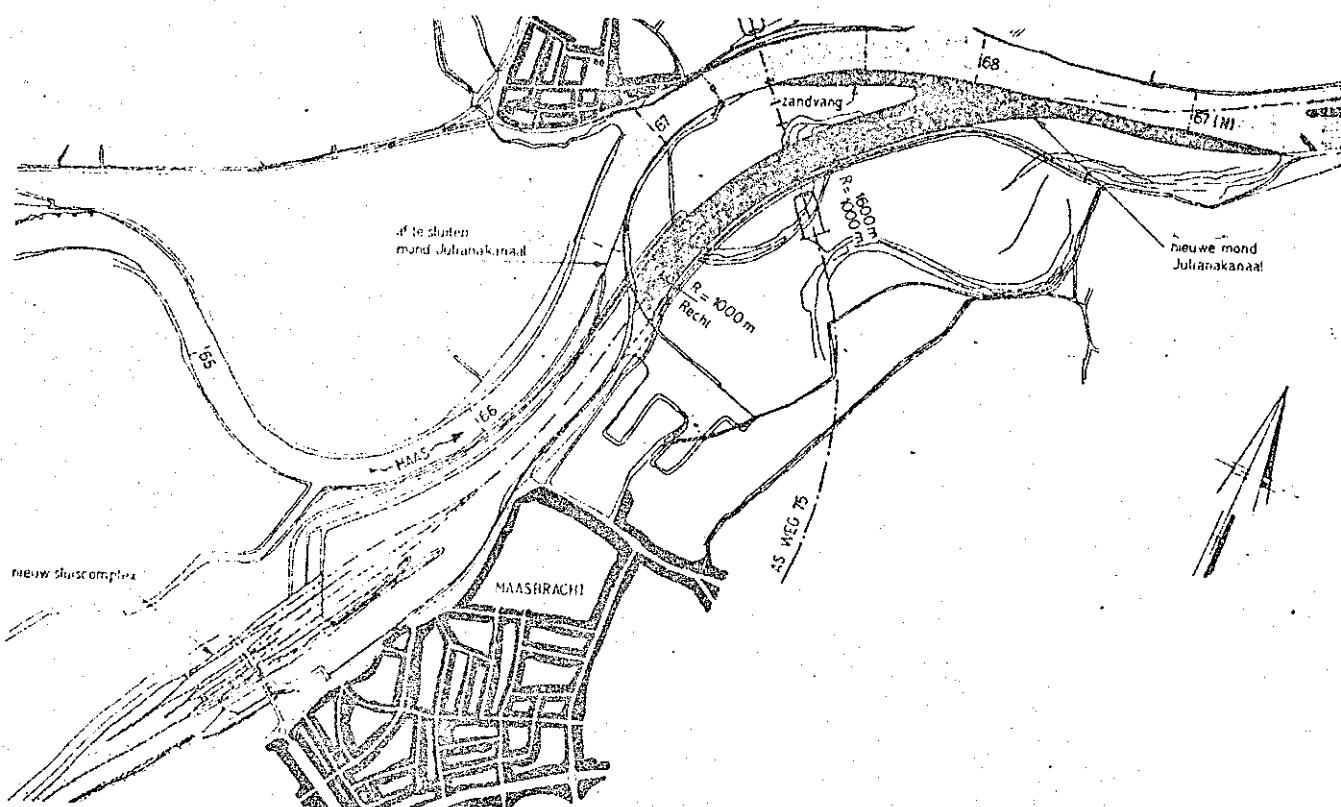
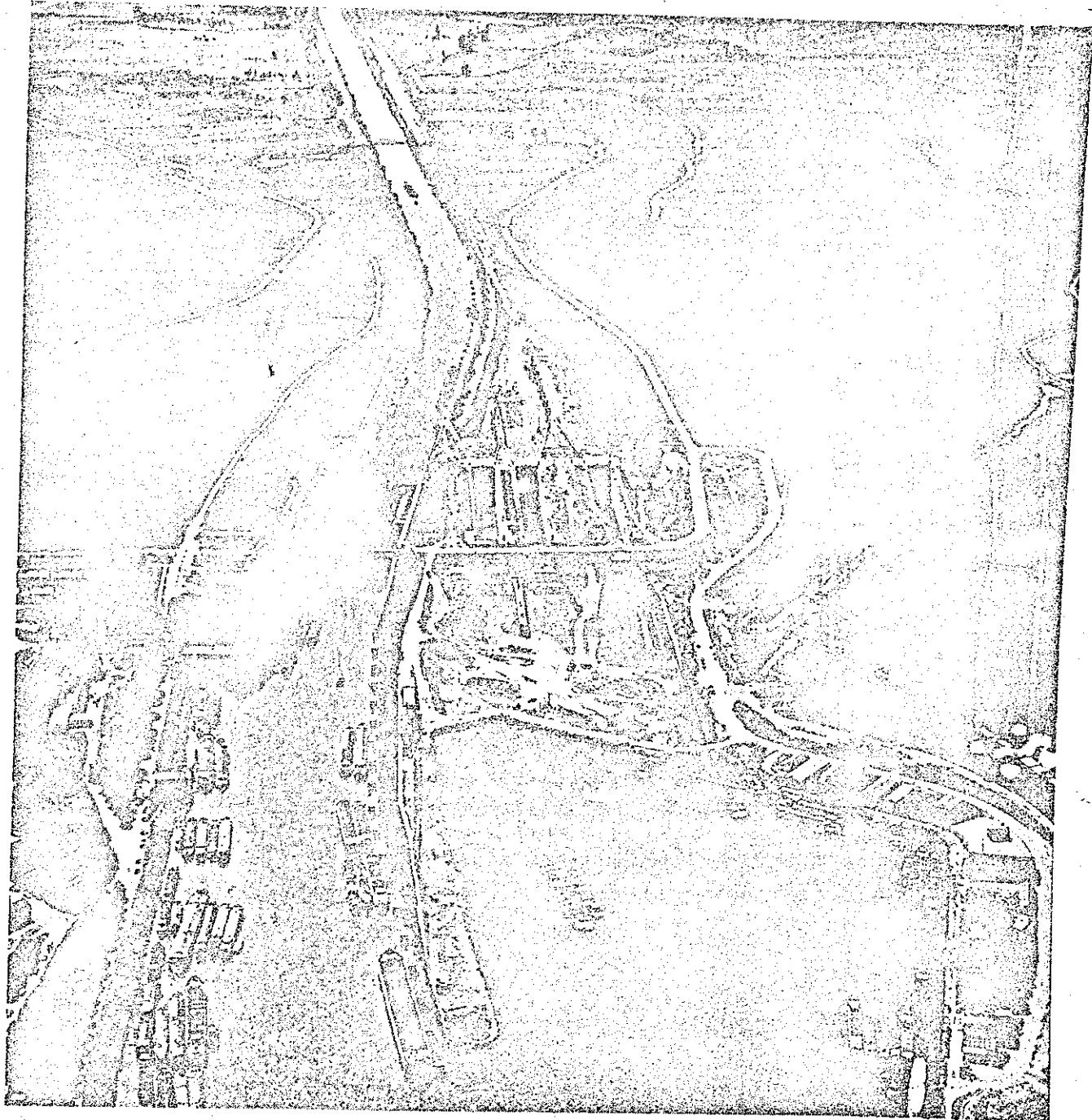
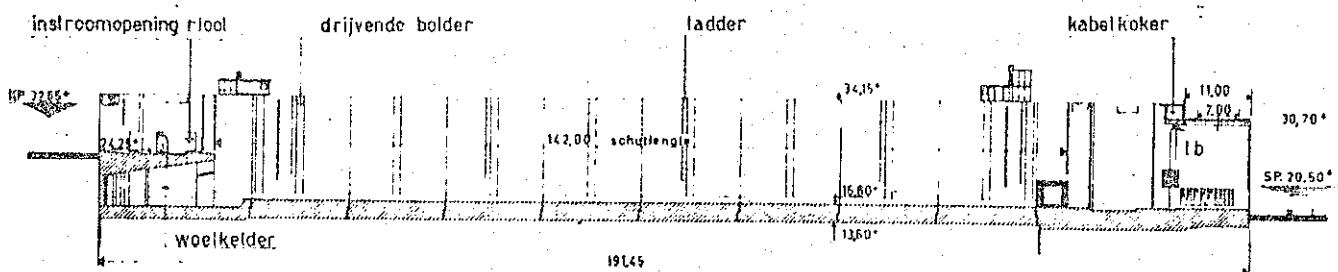


Fig. I-9. Verlegging van de monding van het Julianakanaal stroomafwaarts (Blz. 13)

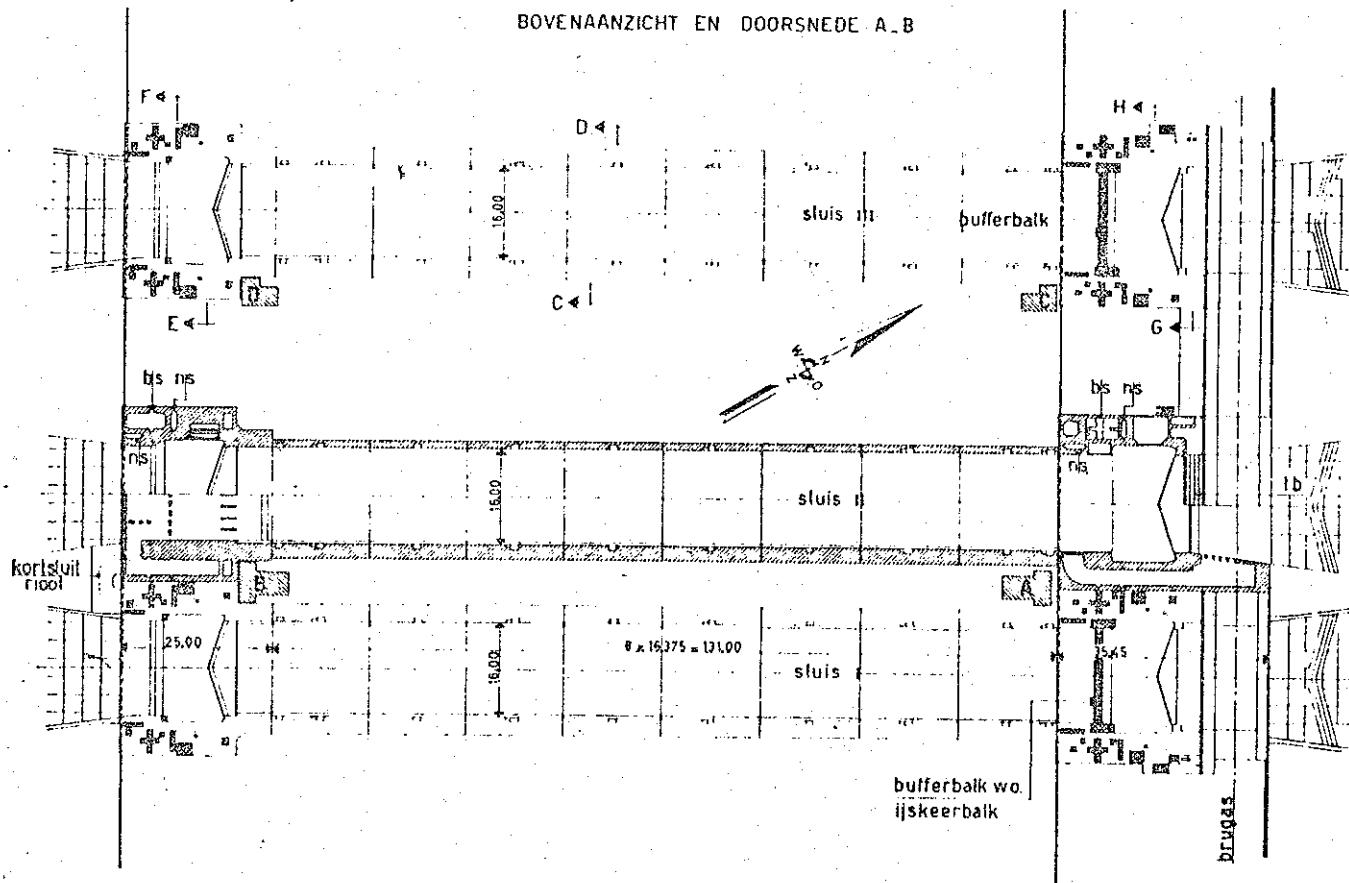


Figuur 10. De oude sluis met daarnaast de bouwput voor de nieuwe sluizen te Maasbracht.  
(Blz. 15)

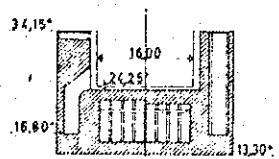
DOORSNEDE OVER SLUISAS



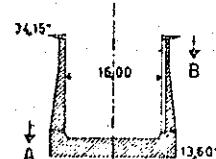
BOVENAANZICHT EN DOORSNEDE A\_B



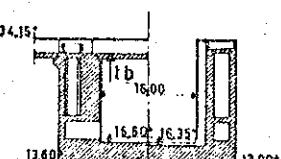
DOORSNEDE E\_F



DOORSNEDE C\_D



DOORSNEDE G\_H



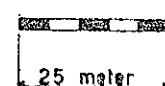
A = bedieningsruimte en kantoor sluismeester

B,C,D = bedieningsruimte

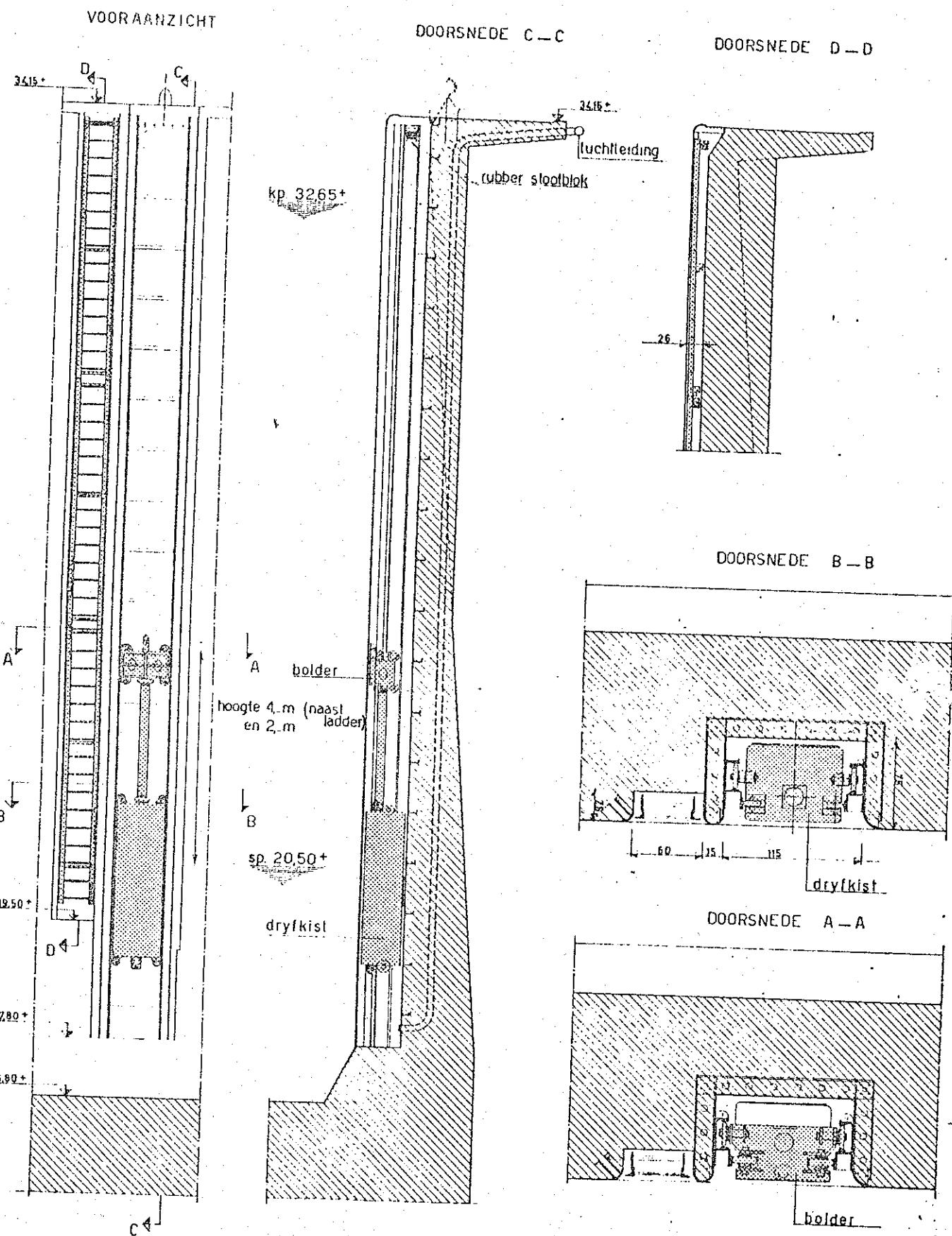
bs = bedrijfschuf

ns = noodschuif

tb = trekverbinding t.v.m. spalkrachten



Figuur 11. Doorsneden en plattegrond van de sluizen. (Blz. 15)



Figuur 12. De drijvende bolder constructie. (Blz. 15)

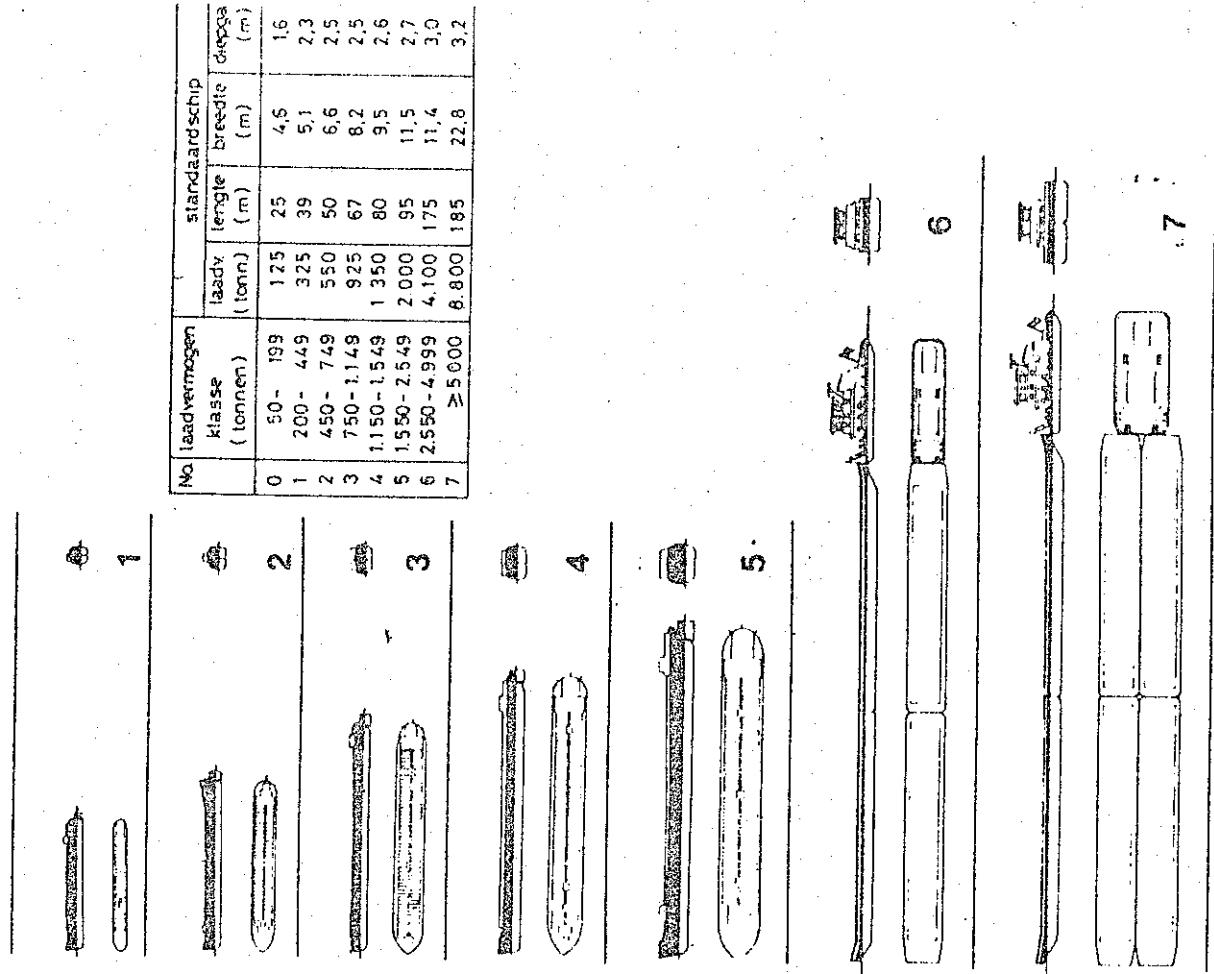


Fig. II-2 ONDERVERDELING BINNENVAART IN LAADVERMOGENKLASSEN

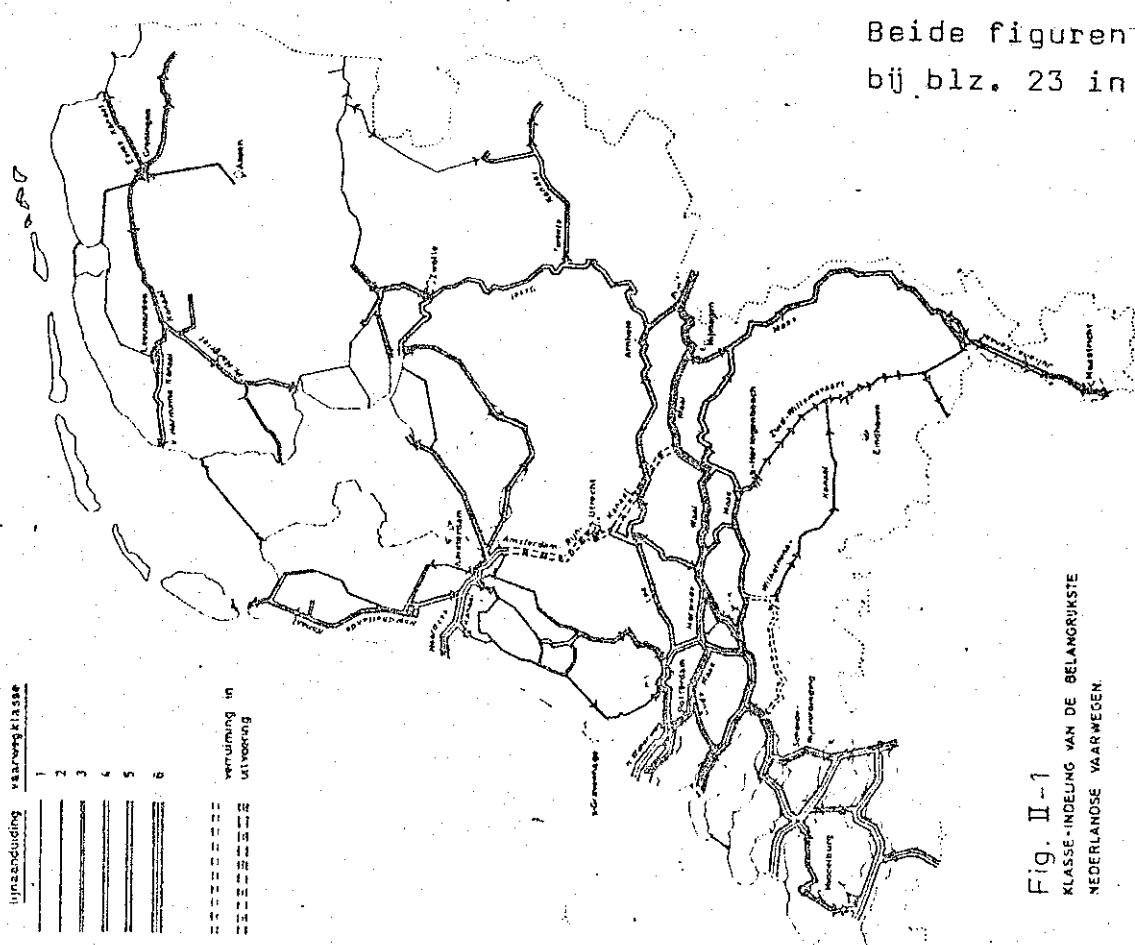


Fig. II - 1  
KLASSE-INDELING VAN DE BELANGRIJKSTE  
NEDERLANDSE VAARWEGEN.

Beide figuren behoren  
bij blz. 23 in de tekst

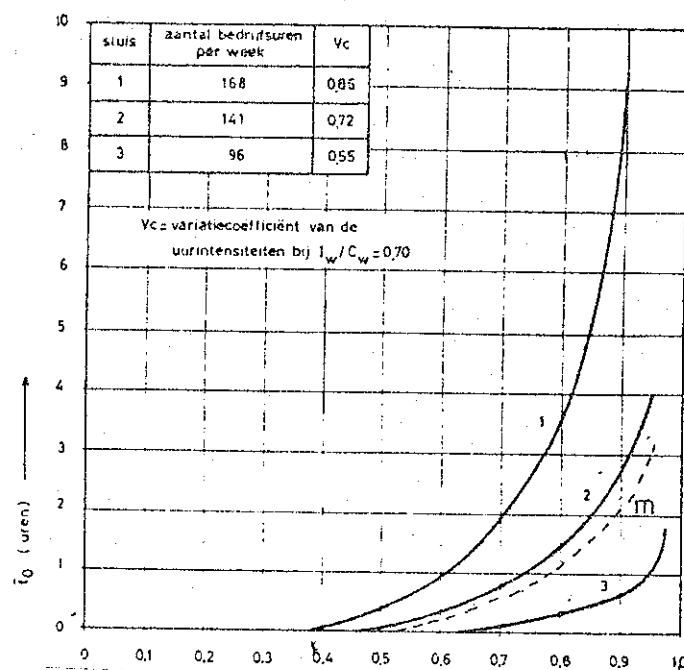


Fig. II-3  $I_w/C_w$

GEMIDDELDE OVERLIGTIJD PER SCHIP ( $i_0$ ) ALS FUNCTIE VAN DE INTENSITEIT-CAPACITEITSVERHOUDING  $I_w/C_w$  BIJ VER- SCHILLENDEN BEDRIJFSOMSTANDIGHEDEN VAN DE SCHUTSLUIZEN  
(Blz. 26)

$I_w/I_t$	Kwaliteit van de verkeersafwikkeling
< 0,60	geen overligtijden
0,60 - 0,79	overliggen komt incidenteel voor
0,80 - 1,00	overligtijd oplopend van 0,5 - 1,5 uur
> 1,00	progressief toenemende overligtijden

Tabel II-4. Verband tussen belastingsgraad en kwaliteit van de verkeersafwikkeling bij schutsluizen.  
(Blz. 26)

	1980	1985	jaarlijkse procentuele stijging over de gehele periode 1972 - 1985
<b>NEDERLAND</b>			
bevolking (x min.)	14,2	14,7	
reëel bruto nationaal produkt			3,5 %
centrale variant			4,5 %
variant 2			
reëel beschikbaar inkomen gezinnen			3,5 %
centrale variant			4,5 %
variant 2			
industriële productie			4,0 %
centrale variant			5,0 %
variant 2			
productie van gebouwen			0,4 %
centrale variant			2,0 %
variant 2			
productie van gebouwen en van weg- en waterbouwkundige kapitaalwerken			0,3 %
centrale variant			2,0 %
variant 2			
landbouwproductie			1,0 %
centrale variant			1,0 %
variant 2			
<b>BUITENLAND</b>			
reëel bruto nationaal produkt Duitsland			3,5 %
centrale variant			4,5 %
variant 2			
industriële productie Duitsland			4,0 %
centrale variant			5,0 %
variant 2			
staalproductie in Duitsland	1972 - 1980	1980 - 1985	
centrale variant	3,6 %	2,3 %	
variant 2	3,6 %	2,3 %	

Tabel II-5. Overzicht van de belangrijkste exogene variabelen die in de NVI-prognose zijn gebruikt. (Blz. 2)

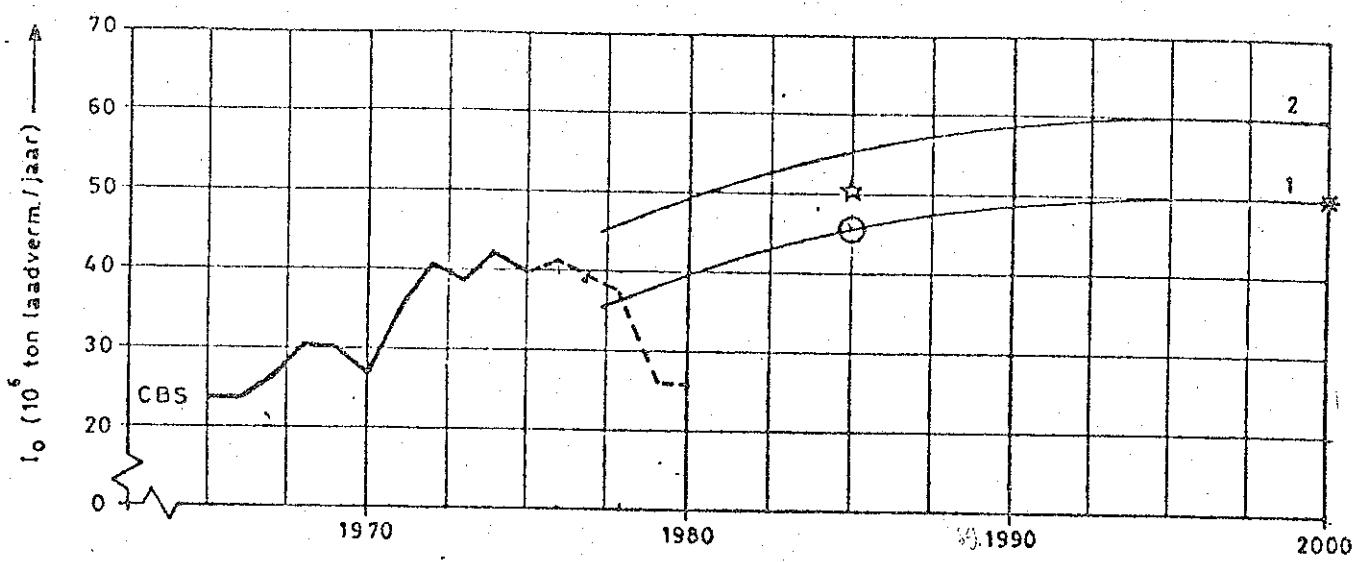


Fig. III-6-a

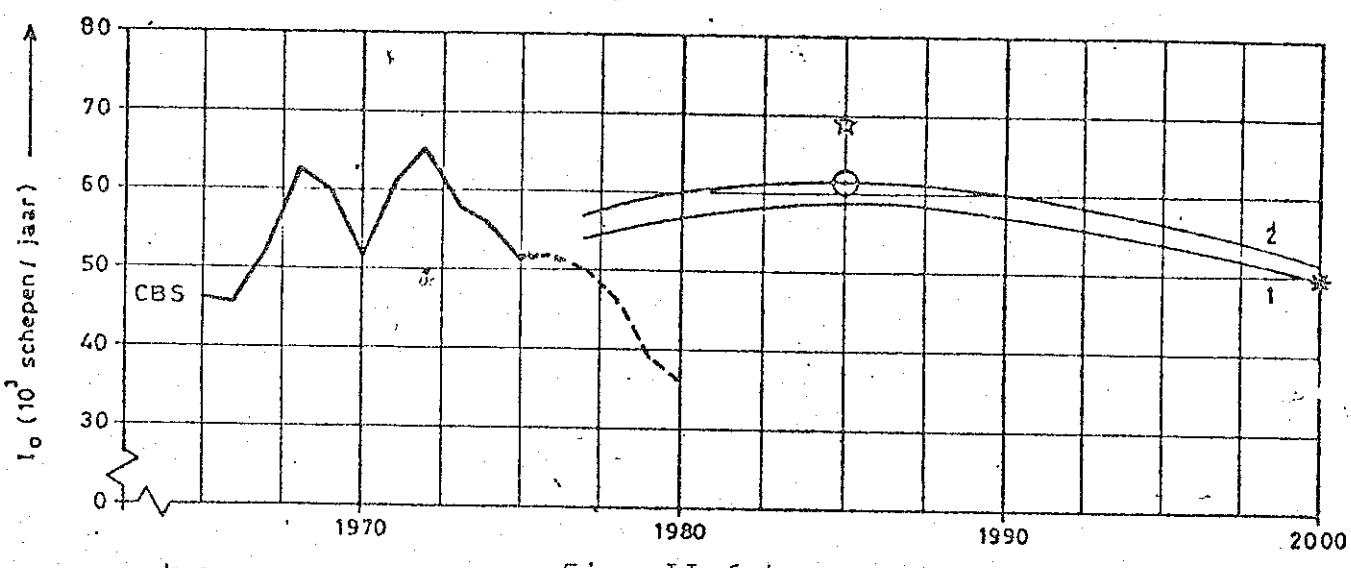


Fig. III-6-b

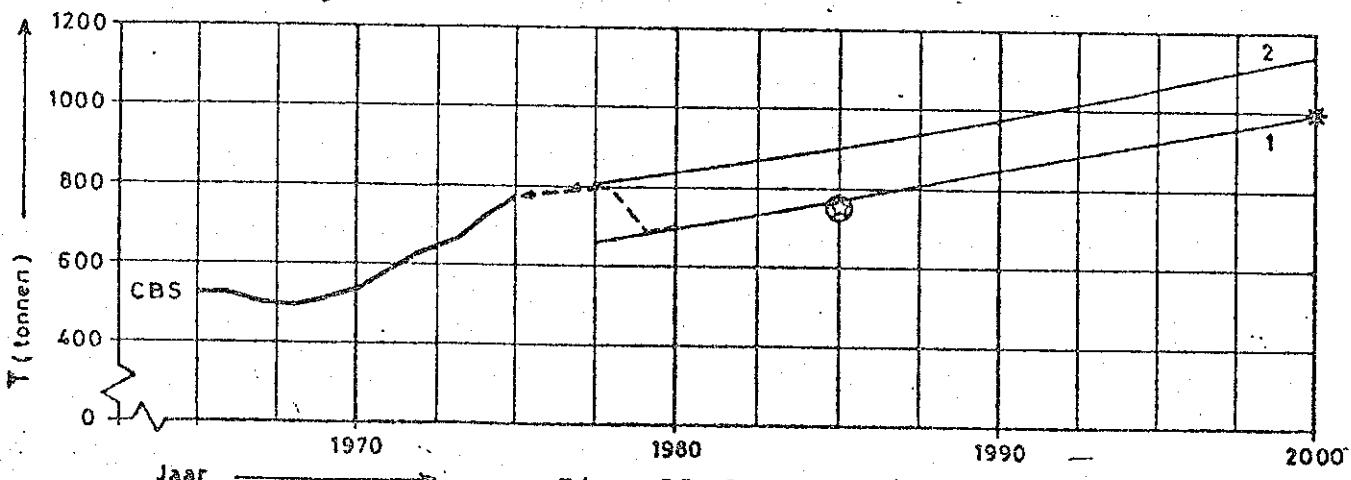


Fig. III-6-c

Opm: 1 : Prognose 1 (excl. mijnsteen)  
2 : Prognose 2 (incl. mijnsteen)

○: NVI 1985 centrale variant  
☆: NVI 1985 hoge variant

◎: NVI 2000 hoge variant

Fig. III-6. Ontwikkeling van de optredende jaarintensiteit  $I_0$   
en het gemiddelde laadvermogen  $\bar{T}$  voor de  
sluizen te Maasbracht. (Blz. 28)

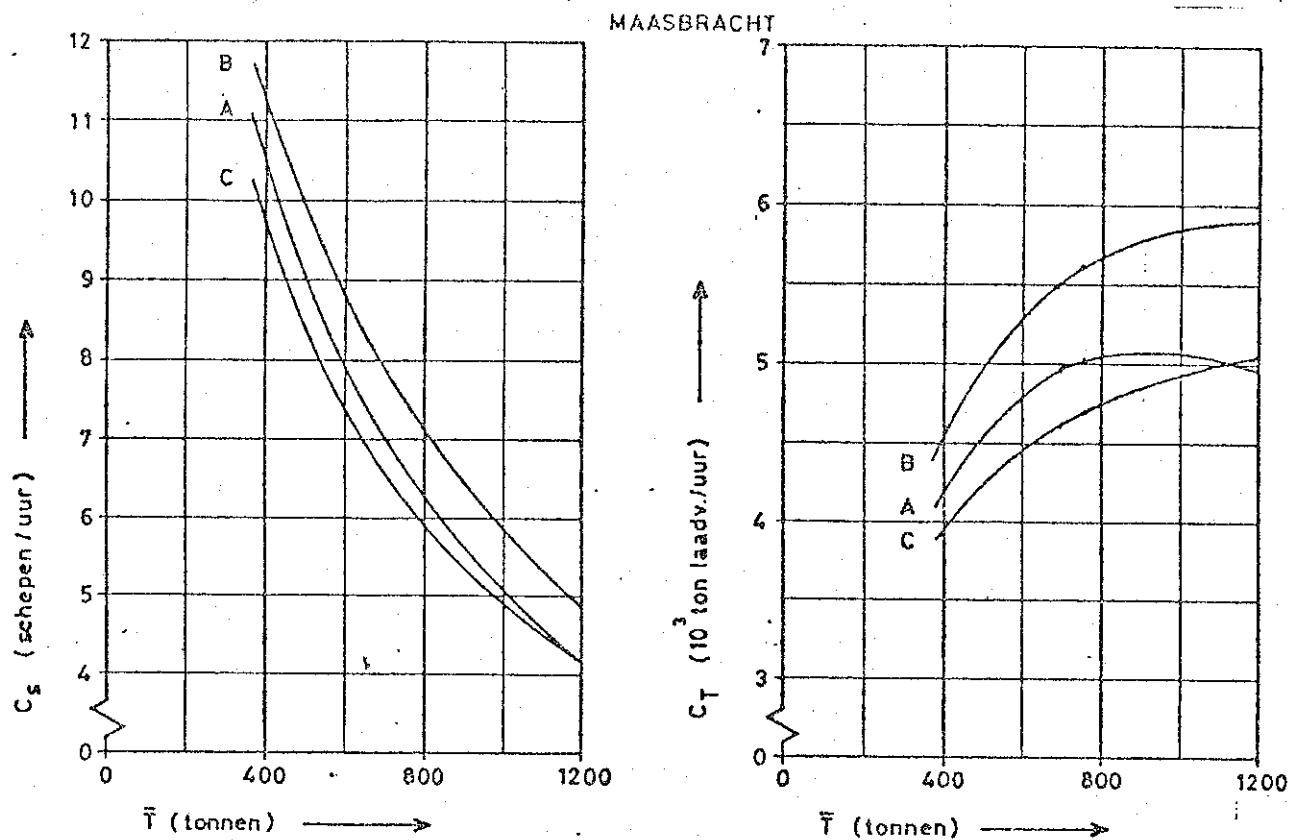


Fig. II-7. Het verband tussen de uurcapaciteit  $C_s$  en  $C_T$   
en het gemiddelde laadvermogen (Blz. 29)

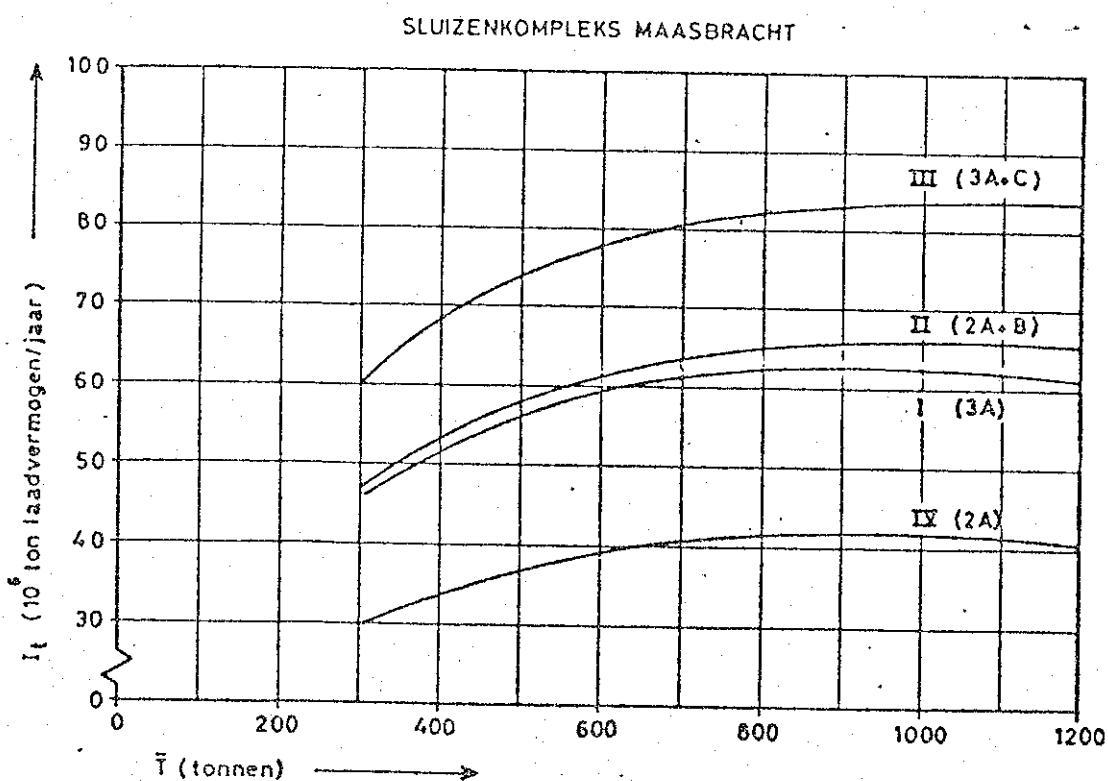


Fig. II-8. De toelaatbare jaarintensiteit  $I_t$  als  
functie van het gemiddelde laadvermogen  $\bar{T}$  (Blz. 29)

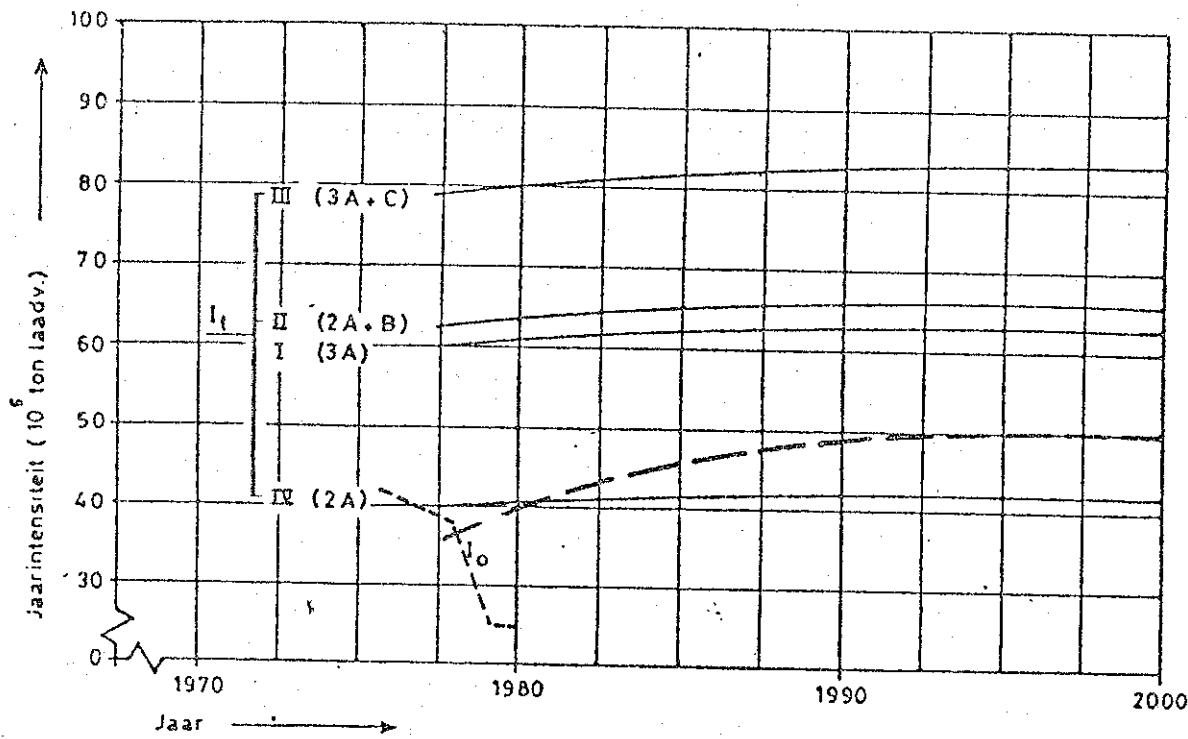


Fig. II-9 Samenvoeging van de fig. II-6-a en II-8. (Blz. 29)

Goederensoort	Noord	Zuid	
Meststoffen	1.069.371	97.339	ton lading/jaar
Grind		5.805.483 1.663.912	
Halffabrikaten		1.558.867 862.172 1.353.742	

Tabel II-10 Hoeveelheid en soort lading geschikt om m.b.v. duwbakken vervoerd te worden (Blz. 30)

Goederensoort	Noord	Zuid	
Meststoffen vol	261	127	duweenheden
leeg	0	134	
Grind vol	0	1822	
leeg	1822	0	
Halffabrikaten vol	210	710	
leeg	500	0	
Totaal vol	471	2659	
leeg	2322	134	

Tabel II-11. Aantal duweenheden per jaar in 1985 (Blz. 31)

Goederensoort	Noord	Zuid	
Meststoffen vol	5,6	2,7	schepen/week
leeg	0	2,9	
Grind vol	0	39,2	
leeg	39,2	0	
Halffabrikaten vol	4,5	15,3	
leeg	10,8	0	
Totaal vol	10,0	57,0	
leeg	50,0	3,0	

Tabel II-12. Aantal duweenheden per 2,15%-week in 1985 (Blz. 32)

Laadvermogen-klasse	laadvermogen (tonnen)	$\bar{T}$ (tonnen)	equivalentie-cijfers	
			vol	leeg
0	50-199	125	1,09	0,91
1	200-449	325	1,67	1,38
2	450-749	550	2,41	1,93
3	750-1149	925	3,63	2,84
4	1150-1549	1350	4,63	4,06
5	1550-2549	2000	7,17	5,94
6	2550-4999	4100	14,77	10,48

Tabel II-13. Equivalentie-cijfers voor de sluizen te Maasbracht, waarmee het aantal normaalschepen (schip van 125 ton) bepaald kan worden. (Blz. 32)

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	tot.	ns.
Noord	vol	36	106	117	60	22	15	356	856
	leeg	1	32	107	66	46	30	282	901
Zuid	vol	3	53	185	132	67	44	484	1509
	leeg	38	75	55	16	5	9	198	413
Totaal per klasse		78	266	464	264	140	98	1320	3679

Tabel II-14. Weekbelasting zonder duwvaart in 1985 (Blz. 33)  
ns = normaalschepen.

Indeling in de richtingen noord en zuid

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6	tot.	ns1	ns2
Noord	vol	21	91	102	53	15	8	10	300	740	888
	leeg	0	0	31	28	8	0	50	117	172	696
Zuid	vol	0	0	98	91	24	1	57	271	685	1527
	leeg	34	71	51	14	3	7	3	183	321	352
Totaal		55	162	282	186	50	16	120	871	1918	3463

Tabel II-15. Weekbelasting met duwvaart in 1985 (Blz. 33)

ns1 = aantal ns t/m klasse 5

\* ns2 = aantal ns t/m klasse 6

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6	tot.	ns1	ns2
Noord	vol	29	99	110	57	19	12	10	336	843	991
	leeg	1	16	68	47	27	15	50	224	486	1010
Zuid	vol	2	27	142	112	46	23	57	409	1174	2016
	leeg	36	73	53	15	4	8	3	192	342	374
Totaal		68	215	373	231	96	58	120	1161	2845	4391

Tabel II-16. Maatgevende weekbelasting in 1985 (Blz. 34)

T (tonnen)	Aandeel van de standaardschepen (%)							
	0	1	2	3	4	5	6	7
A. Bevaarbaarheidsklasse 4.								
500	12,0	42,0	27,0	13,0	6,0			
600	8,5	32,0	31,0	17,0	11,5			
B. Bevaarbaarheidsklasse 5.								
700	7,0	29,0	27,0	22,0	8,0	7,0		
800	5,0	24,0	25,0	25,0	10,5	10,5		
900	4,0	18,5	23,0	27,0	13,5	14,0		
1000	3,0	14,0	21,0	28,0	16,0	18,0		
C. Bevaarbaarheidsklasse 6.								
1000	3,0	22,0	24,0	26,0	11,0	8,0	6,0	
1200	2,0	16,0	22,0	29,0	11,0	10,0	10,0	
1400	2,0	10,0	19,0	32,0	11,0	12,0	14,0	

Tabel II-17. Alternatieve vlootsamenstelling volgens de standaardfrequentie-verdeling (Blz. 37)

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6	tot.	ns
Noord	vol	21	98	147	196	112	126	-	700	2674
+ Zuid	leeg	11	53	79	105	60	68	-	376	1181
Totaal		32	151	226	301	172	194	-	1076	3855

Tabel II-18. Intensiteit per week in 2000 (schatting) (Blz. 38)

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6	tot.	ns1	ns2
Noord	vol	0	0	35	140	56	60	73	364	1282	2360
+ Zuid	leeg	0	0	0	49	4	12	58	123	227	835
Totaal		0	0	35	189	60	72	131	487	1509	3195

Tabel II-19. Intensiteit per week in 2000 bij invoering  
van duwvaart (schatting) (Blz. 38)

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6	tot.	ns1	ns2
Noord	vol	11	49	91	168	84	93	73	569	1979	3057
+ Zuid	leeg	5	26	40	77	32	40	58	278	704	1312
Totaal		16	75	131	245	116	133	131	847	2683	4369

Tabel II-20. Maatgevende weekbelasting in 2000 (schatting)  
(Blz. 38)

Geval	sluizen	intensiteit		capaciteit		I/C	
		conv. (norm.sch.)	duwv.	conv. (118 uur/week)	duwv.	conv.	duwv.
1985							
I	3A	3679		6918		0,53	
II	(2A+B)	4391		7702		0,57	
	(2A)+(B)	2845	1546	4612	4178	0,62	0,37
III	(3A)+(C)	2845	1546	6918	4417	0,41	0,35
IV	2A	3679		4612		0,80	
2000							
I	3A	3855		6918		0,56	
II	(2A+B)	4369		7702		0,57	
	(2A)+(B)	2683	1686	4612	4178	0,58	0,40
III	(3A)+(C)	2683	1686	6918	4417	0,39	0,38
IV	2A	3855		4612		0,84	

Tabel II-21. Bepaling I/C-verhouding voor alle beschouwde gevallen in 1985 en 2000. (Blz. 39)

Omschrijving sluizen:

sluis A : bestaande sluis  $142 \times 16 \text{ m}^2$

sluis B : verlengde sluis  $200 \times 16 \text{ m}^2$

sluis C : vierde sluis  $200 \times 12 \text{ m}^2$

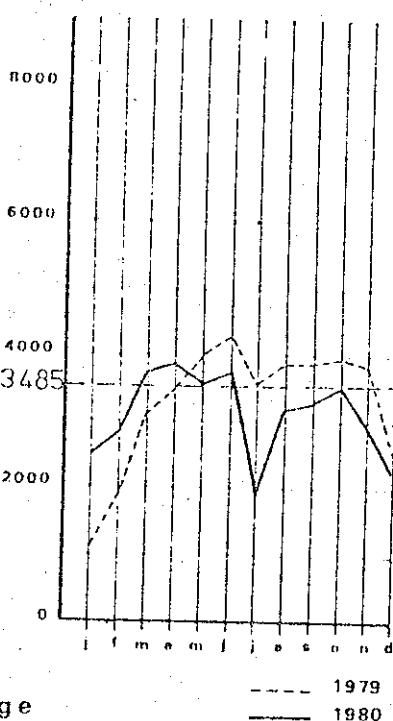
NB : Bij de capaciteiten is in alle gevallen uitgegaan van een bedrijfstijd van 118 uren per week. Daar de duwvaart zich goed leent voor continue vaart zal een aparte duwvaartsluis 168 uren per week in bedrijf zijn. De capaciteit neemt dan natuurlijk toe.

sluis maasbracht

beroepsvaart

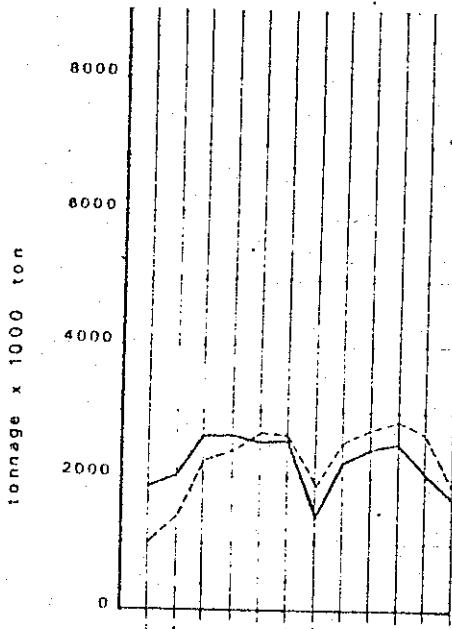
aantal schepen

maand	1979	1980	verschil in %
jan	1045	2509	+ 140
febr	1876	2877	+ 51
mrt	3077	3757	+ 22
apr	2461	2862	+ 17
mei	3983	3607	- 9
juni	4287	3751	- 13
juli	3514	1905	- 46
aug	3849	3186	- 17
sept	3885	3270	- 16
okt	3956	3524	- 10
nov	3811	2929	- 23
dec	2409	2258	- 6
totaal	39153	27401	- 4,5



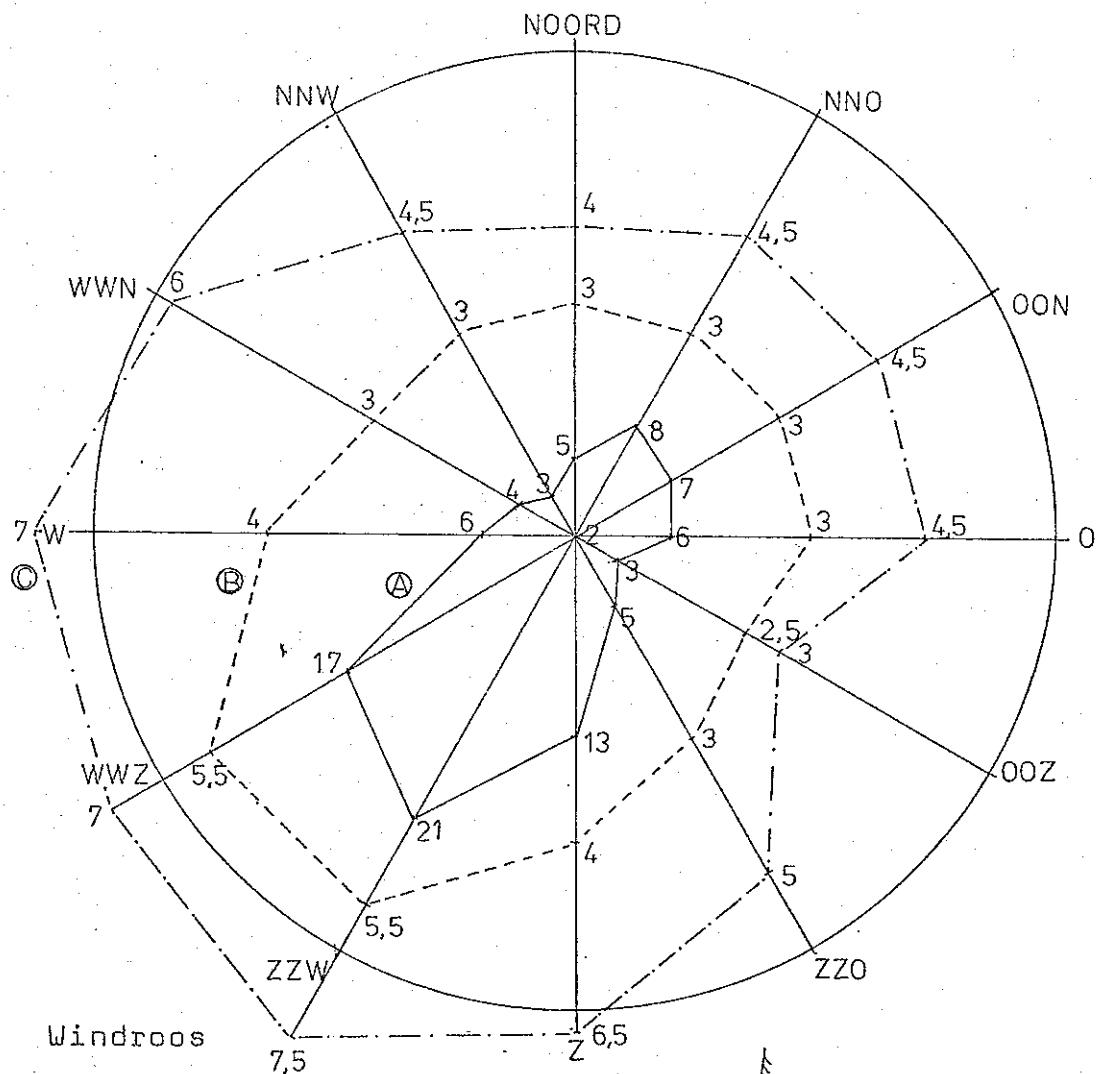
tonnage

maand	1979	1980	verschil in %
jan	1028125	1826540	+ 83
febr	1434385	2010952	+ 40
mrt	2242741	2677829	+ 19
apr	2399551	2684294	+ 12
mei	2666061	2559251	- 4
juni	2649729	2577778	- 3
juli	1837597	1379262	- 25
aug	2531812	2212052	- 12
sept	2224317	2416737	+ 11
okt	2852573	2578032	- 11
nov	2615843	2078694	- 20
dec	1762889	1676817	- 5
totaal	26215223	26713836	+ 0,1

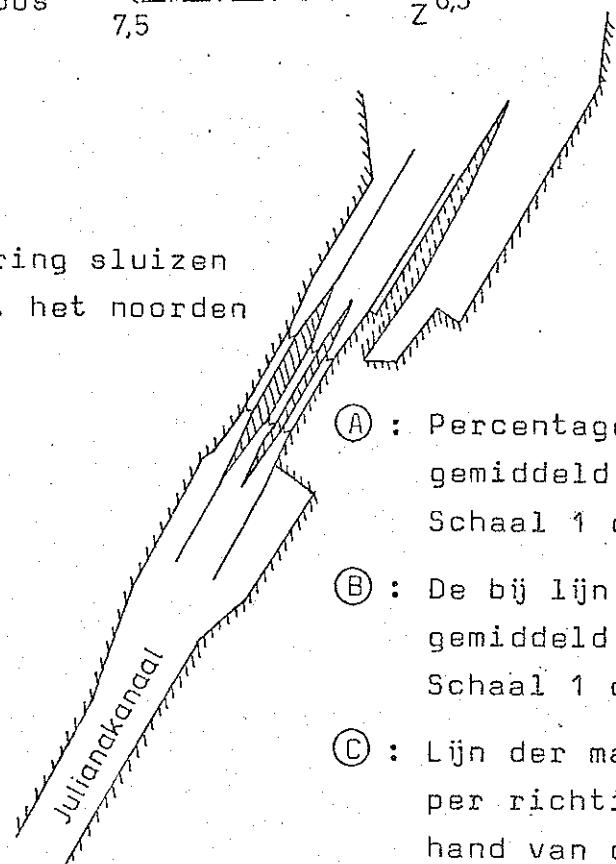


bron: telgegevens r.w.s.

Fig. II-22. Scheepsintensiteitsverdeling over het jaar 1979 en en het jaar 1980.  
(Blz. 43)



Situering sluizen  
t.o.v. het noorden



- (A) : Percentages van de windrichting  
gemiddeld over het jaar (1977)  
Schaal 1 cm  $\hat{=}$  5 %
- (B) : De bij lijn (A) horende windsnelheden  
gemiddeld over het jaar  
Schaal 1 cm  $\hat{=}$  1 m/s
- (C) : Lijn der maximale windsnelheden  
per richting bepaald aan de  
hand van de maandgemiddelden  
zonder de bijbehorende percentages.

Fig. III-1. Samenstelling windroos aan de hand van  
gegevens van het meetstation Beek. (Blz. 45)

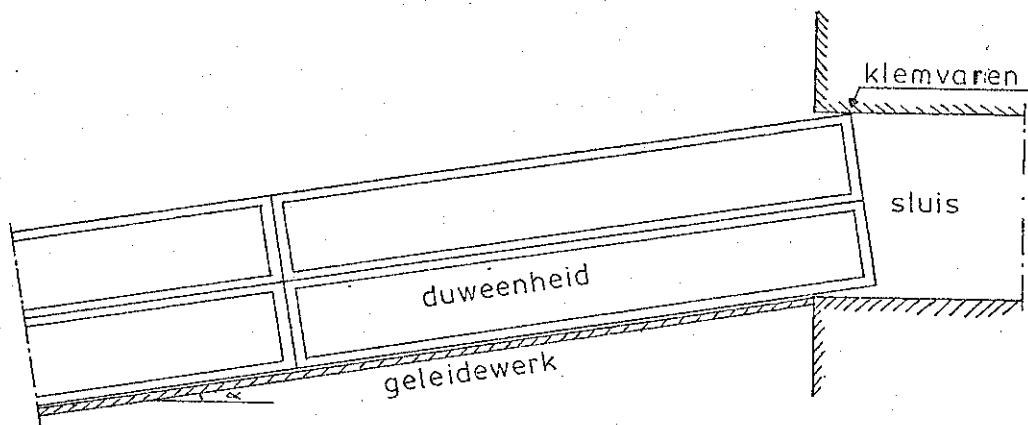


Fig. III-2. Maximaal mogelijke koersafwijking bij het invaren van de sluiskolk. (Blz. 47)

Fig. III-3. Zie volgende bladzijde.

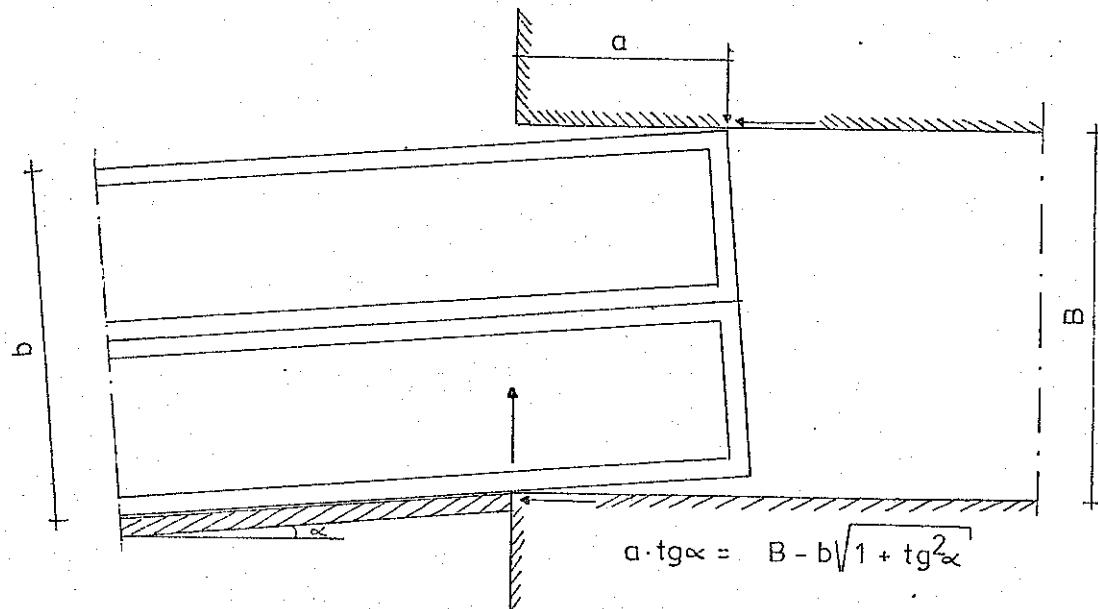
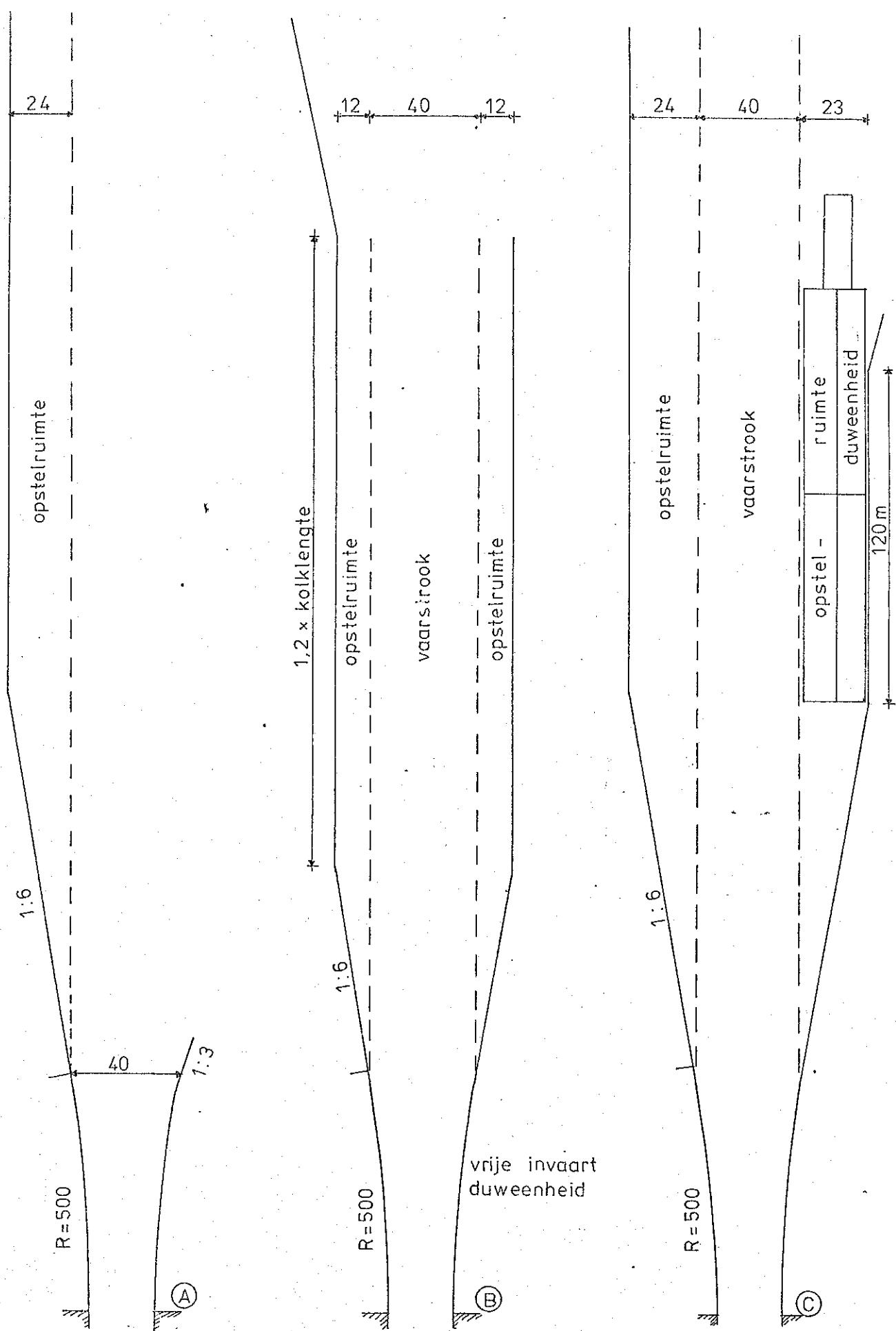


Fig. III-4. Krachtenkoppel op duweenheid bij het raken van de wand van de schutkolk. (Blz. 48)



Schaal 1:2000

Fig. III-3. Mogelijke vormgevingen van de remmingwerken in geval van vierbaksduwvaart. (Blz. 48)

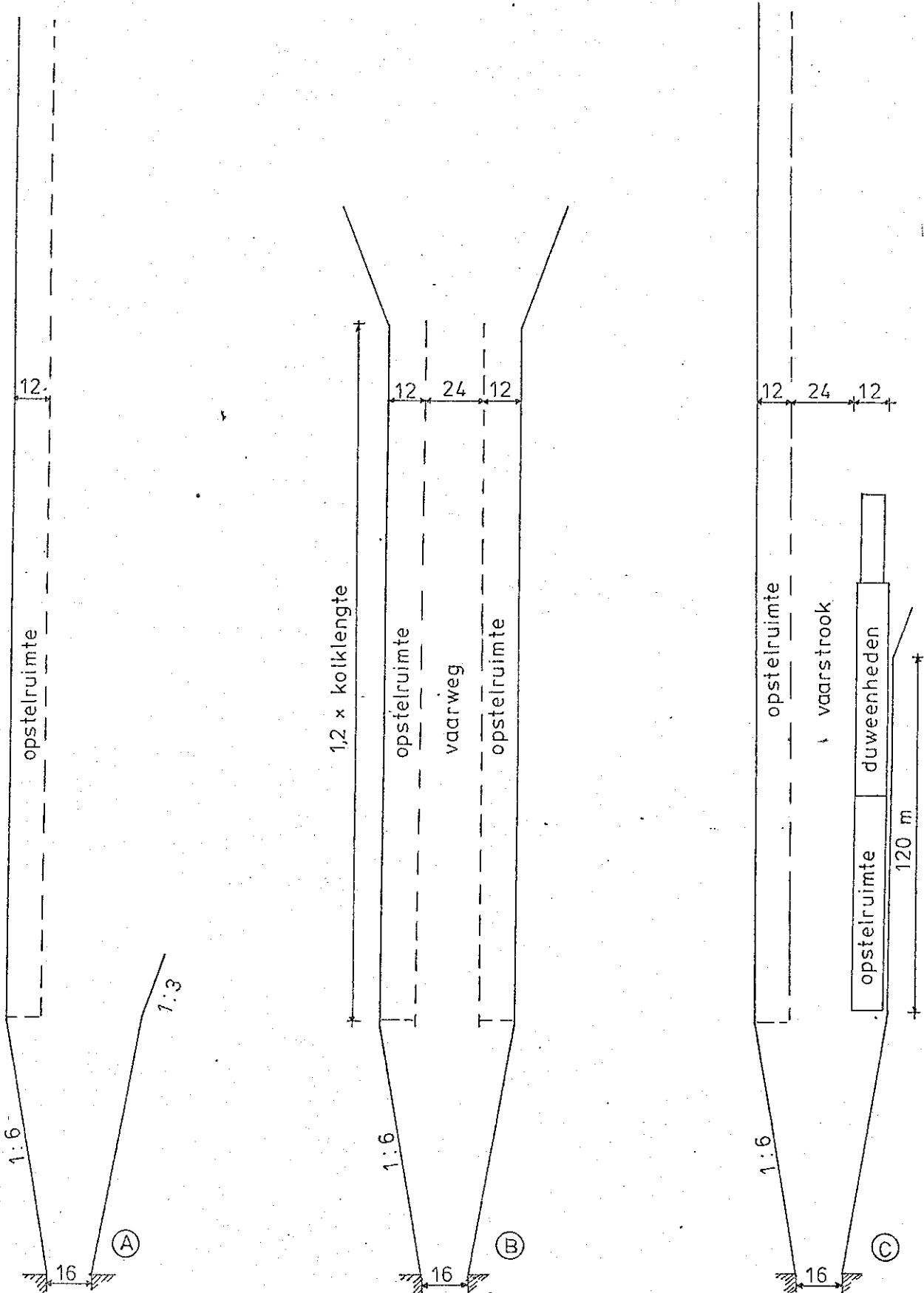
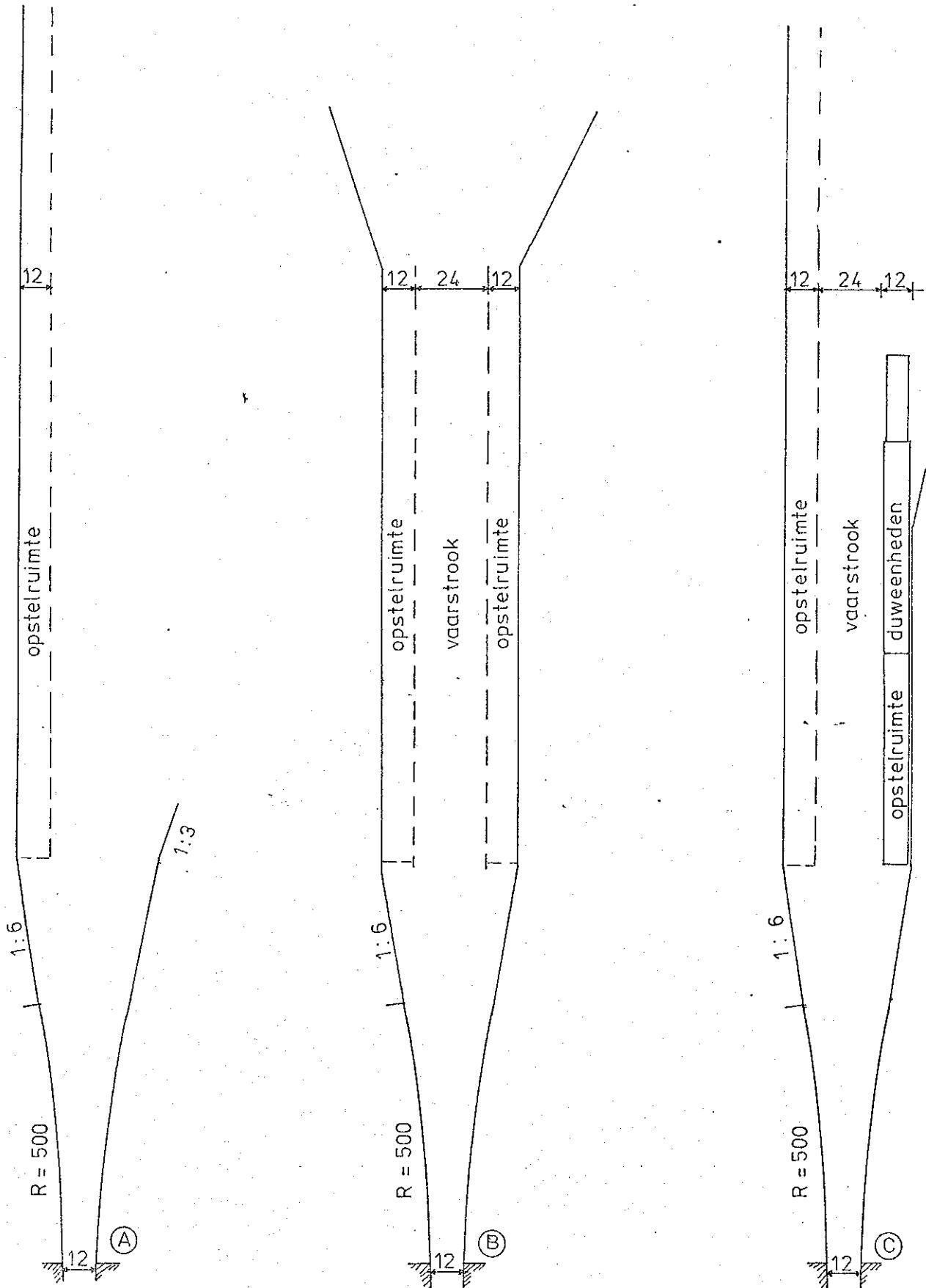


Fig. III-5. Mogelijke vormgevingen van de remmingwerken in geval van basisoplossing 1 : verlengde sluis met afmetingen  $200 \times 16 \text{ m}^2$  (Blz. 49)



Schaal 1:2000

Fig. III-6. Mogelijke vormgevingen van de remmingwerken  
in geval van basisoplossing 2: nieuwe  
sluis met afmetingen  $200 \times 12 \text{ m}^2$ . (Blz. 49)

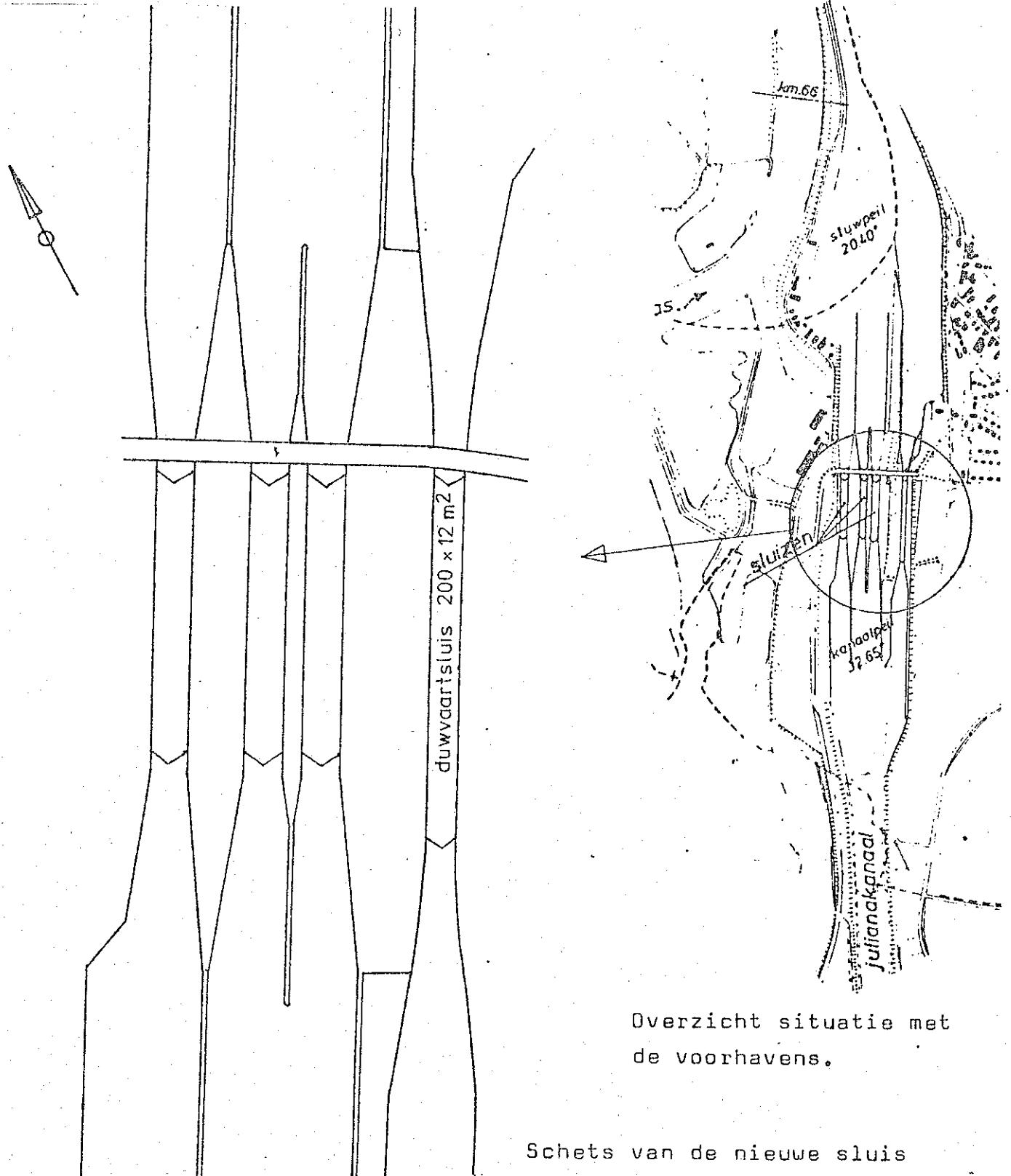


Fig. IV-1. Situering nieuwe sluis met remmingwerken. (Blz. 53)

Fig. IV-2. Zie bijgevoegde stofmap. (Blz. 55)

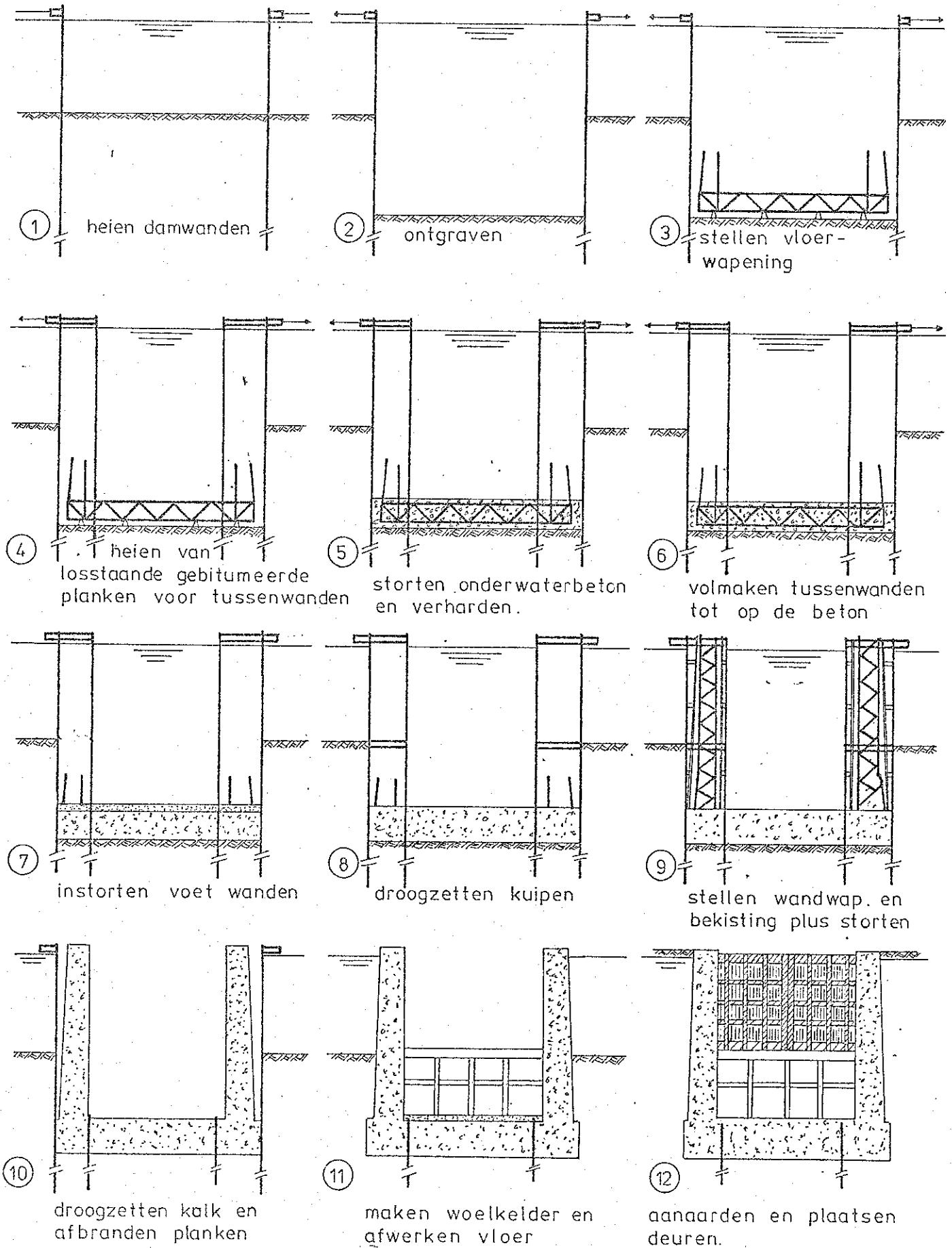
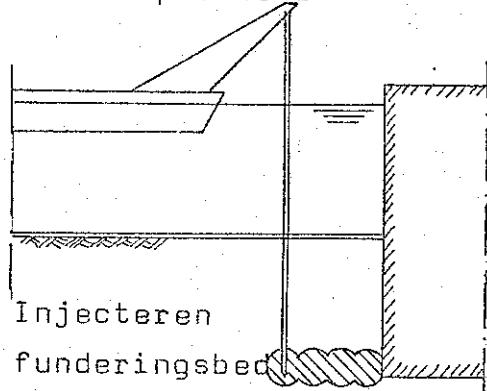
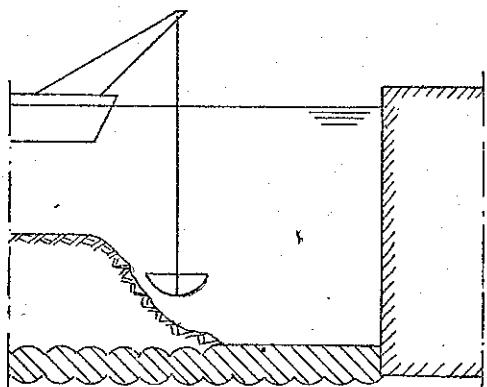


Fig. IV-3. Constructiewijze voor de sluisverlenging ter plaatse gebouwd, waarbij de scheepvaart doorgang kan vinden. (Blz. 61)

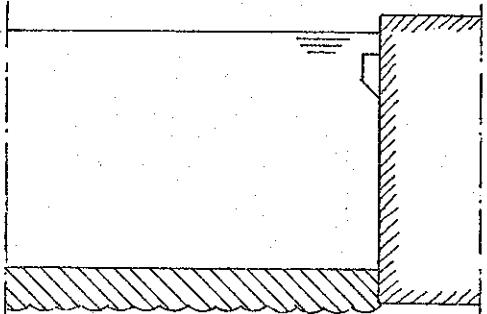
Bouwplaats I



Injecteren  
funderingsbed

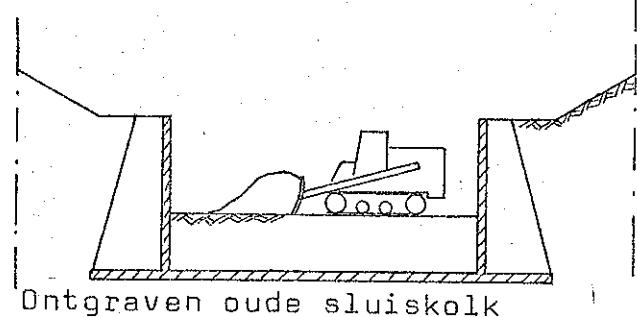


Ontgraven tot op funderings-  
laag

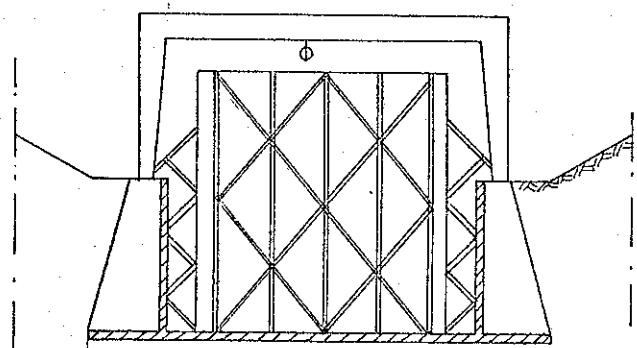


Egaliseren funderingsbed en  
constructie oplegpunkt

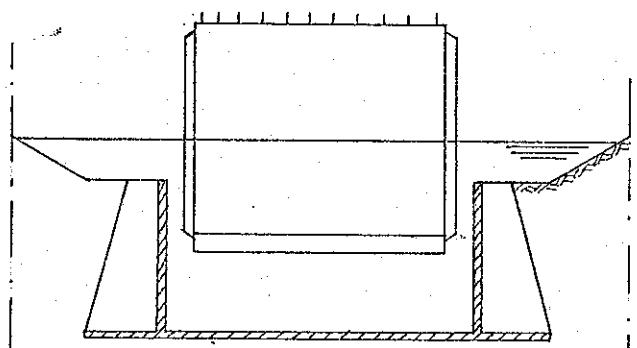
Bouwplaats II



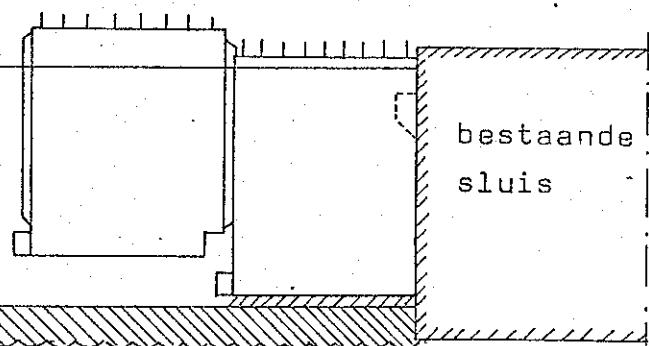
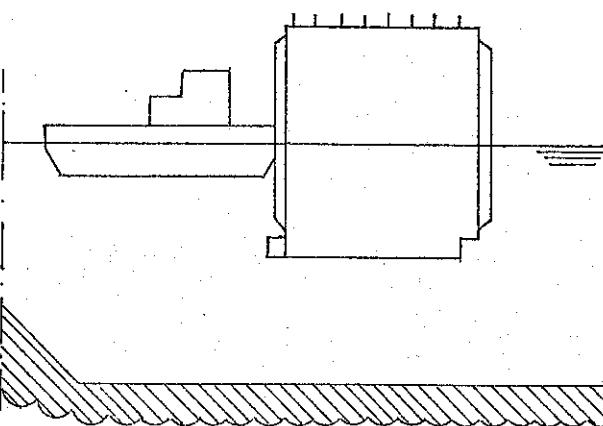
Ontgraven oude sluiskolk



Constructie sluismoten in kolk

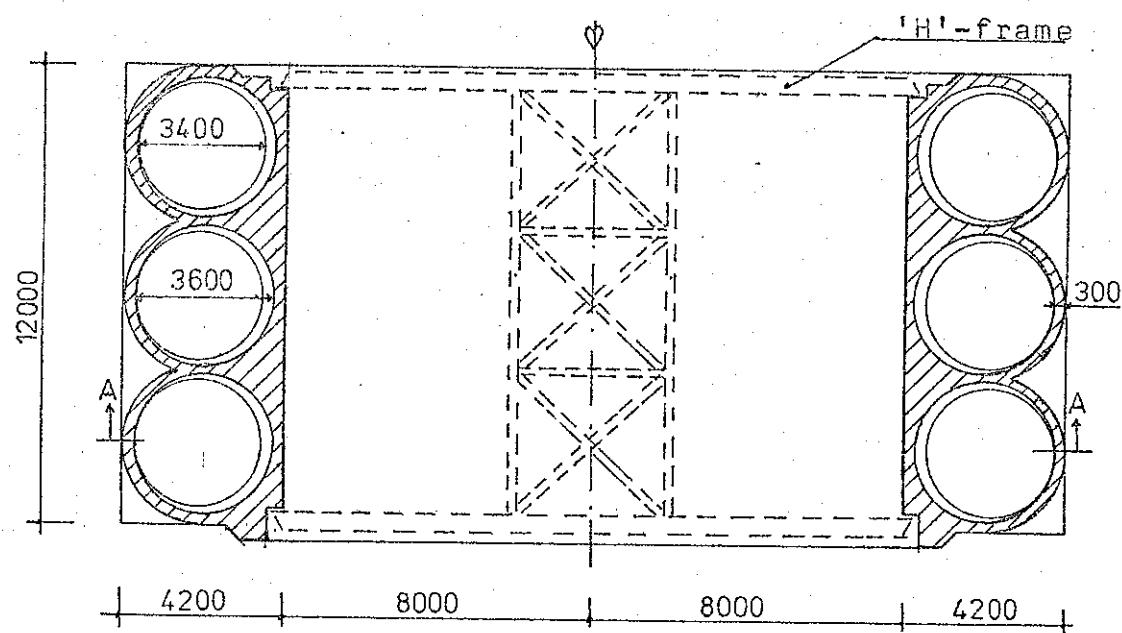


Volzetten oude kolk en opdrijven  
sluismoten

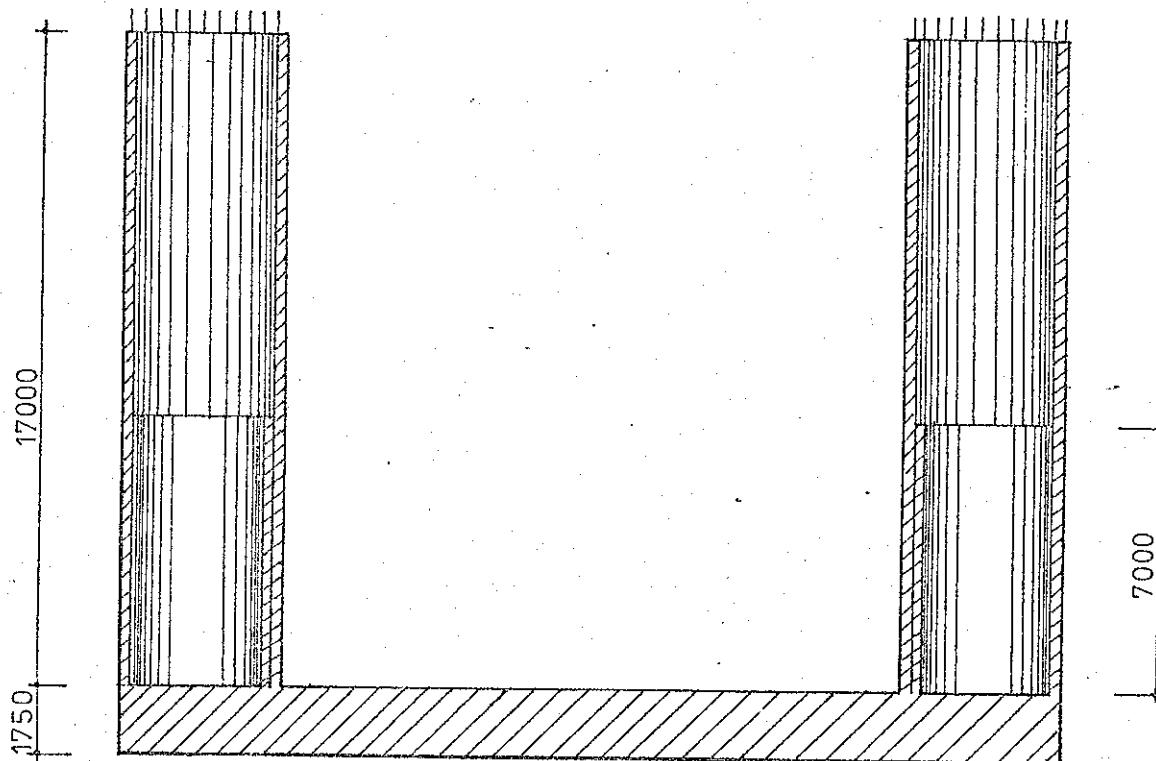


Verslepen van sluismoten van bouwplaats II naar bouwplaats I,  
waar de moten tegen de bestaande sluis worden afgezonken.

Fig. IV-4. Uitvoeringswijze geprefabriceerde sluismaten. (Blz. 64)



Bovenaanzicht geprefabriceerde sluismoot



DSN A-A. Plaats met minimale muurdikte 300 mm.  
De onderste 7 m. heeft aan de kolkzijde een minimale  
muurdikte van 500 mm. i.v.m. aanvaringsgevaar. (Blz. 65)

Fig. IV-5. Mogelijke vormgeving van een sluismoot  
i.v.m. de eisen ten aanzien van de  
stabiliteit bij transport en afzinken.

Waterhoogte in moot (m)	totaal gewicht (kN)	diepgang (m)	druk- punt (m)	stat. moment (kNm)	Meta- centrum (m)	Gewichts- punt (m)
Eerst gaten vullen:						
0,0	26630	9,35	4,67	147023	1,24	5,52
2,0	27720	9,74	4,87	150019	1,19	5,41
4,0	28809	10,13	5,06	155195	1,15	5,39
6,0	29899	10,51	5,25	162550	1,11	5,44
7,0	30444	10,70	5,35	167047	1,09	5,49
9,0	31665	11,14	5,57	178952	1,05	5,65
11,0	32887	11,57	5,78	191467	1,01	5,82
13,0	34108	12,00	6,00	217413	0,97	6,37
15,0	35330	12,43	6,22	243970	0,94	6,91
17,0	36551	12,86	6,43	275411	0,91	7,53

De stabiliteit is nu verloren. Als de gaten voor 15 m. gevuld zijn, gaan we de kolk vullen. Het traagheidsmoment delen we door 3 als reductie voor het schommelen van het water in de kolk.

In kolk:						
2,0	39170	13,79	6,89	254530	0,28	6,50
4,0	43010	15,15	7,57	272770	0,26	6,34
6,0	46850	16,50	8,25	298690	0,24	6,38
8,0	50690	17,86	Moot staat op de grond.			

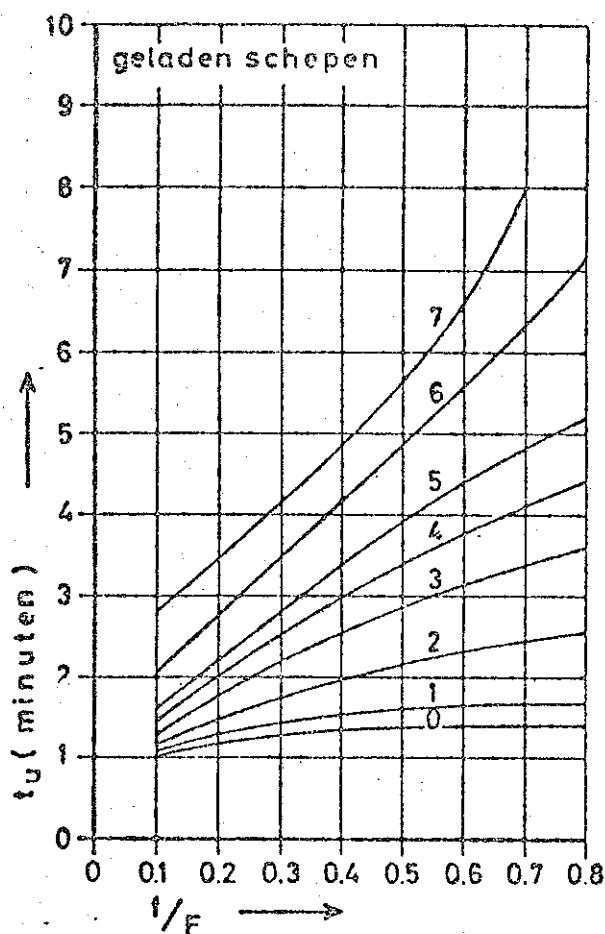
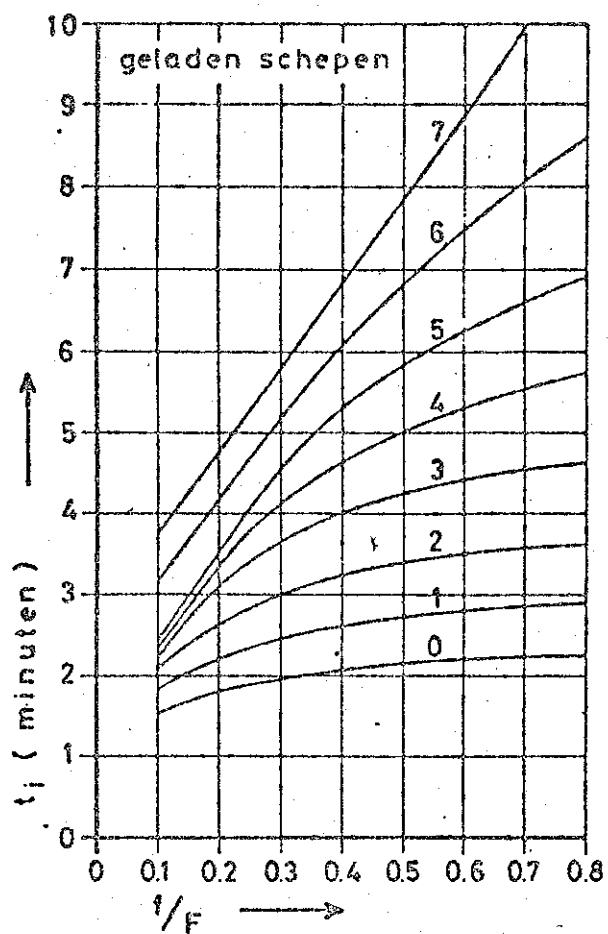
In alle gevallen is drukpunt + metacentrum groter dan het gewichtspunt. De stabiliteit is derhalve verzekerd.

Tabel IV-6. Berekening stabiliteit voor gegeven sluismoot.

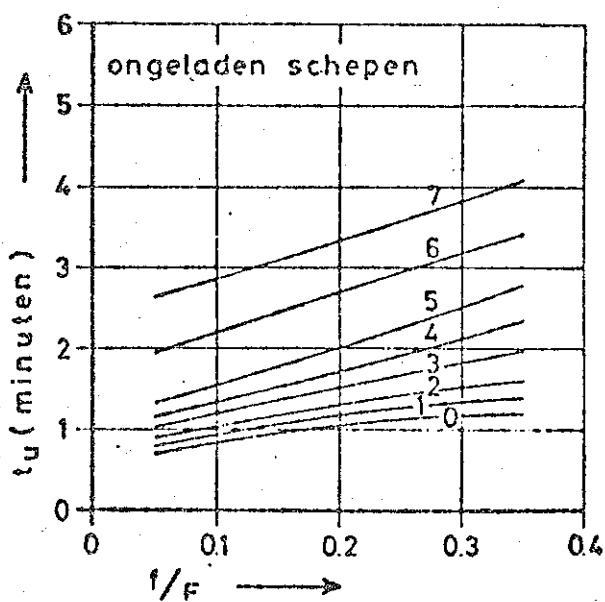
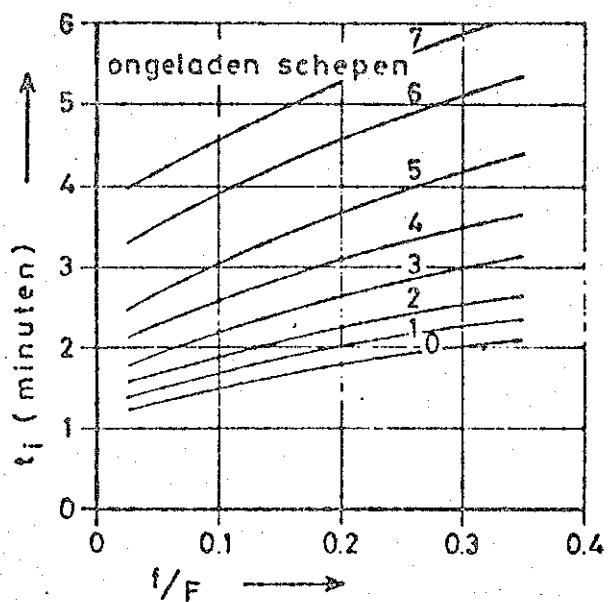
NB. De eis voor de stabiliteit is dat het metacentrum minimaal 0,15 m boven het gewichtspunt blijft.

De stabiliteitberekening, zoals deze hier is uitgevoerd volgt de rekenwijze uit het f9b-diktaat.

(Blz. 65)



Tabel BII-2-1 (Blz. 76)



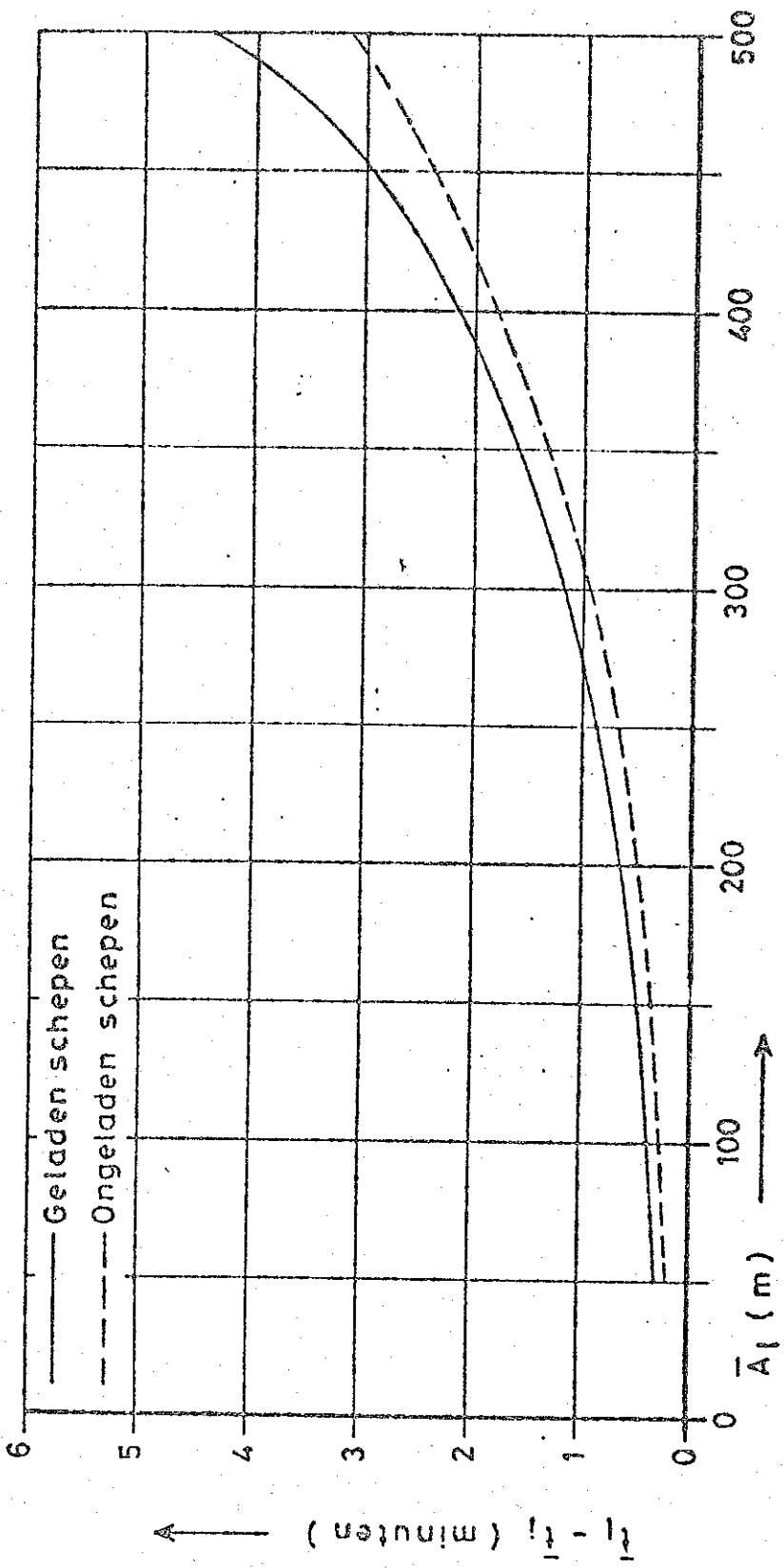
Tabel BII-2-2 De in- en uitvaarttijden van geladen en ongeladen standaardschepen. (Blz. 76)

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6
beneden	vol	1,7	2,2	3,0	3,8	4,8	6,0	7,5 min.
	leeg	1,3	1,5	1,8	2,3	2,8	3,7	5,1
boven	vol	1,5	1,8	2,4	2,8	3,4	4,1	5,0
	leeg	1,2	1,4	1,7	1,9	2,4	3,0	4,2

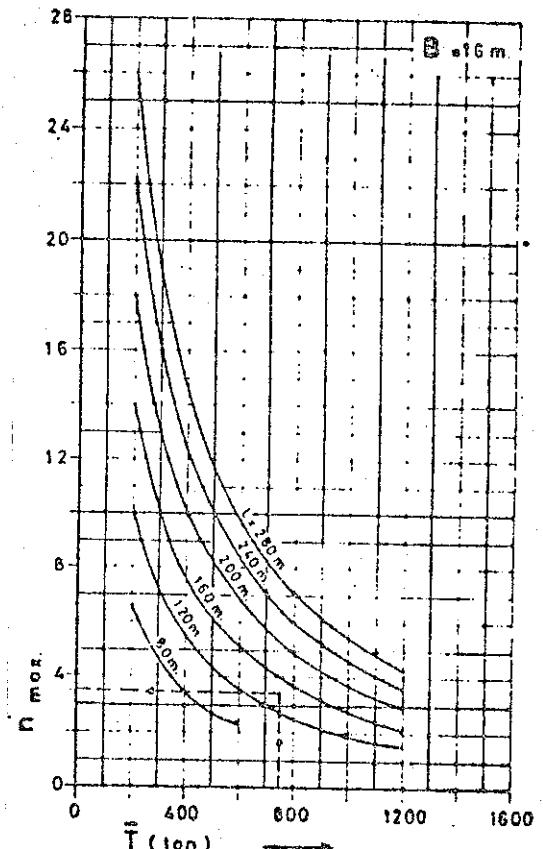
Tabel BII-2-3. Gemiddelde invaartijd  $\bar{t}_i$  (Blz. 76)

Beladingsklasse		0	1	2	3	4	5	6
beneden	vol	1,1	1,3	1,8	2,5	3,2	4,2	5,6 min.
	leeg	0,7	0,8	1,0	1,3	1,6	2,0	3,2
boven	vol	0,9	1,0	1,3	1,6	2,0	2,6	3,4
	leeg	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,5	2,4

Tabel BII-2-4. Gemiddelde uitvaartijd  $\bar{t}_u$  (Blz. 76)



Tabel BII-2-6. Korrektiesgrafiek voor de  
gemiddelde lustijd ( $\bar{\tau}_l$ ) (Blz. 77)



Maximum aantal schepen dat op elke kolk kan bevatten( $n_{max}$ )  
als functie van het gemiddelde laadvermogen( $\bar{\tau}$ ) voor verschillende kolkafmetingen.

Tabel BII-2-5. (Blz. 77)

Situatie	aantal	lusafstand (m)				
		100	200	300	400	500
A	18	6,8	6,9	7,0	7,3	7,7
B	4	1,3	1,3	1,4	1,4	1,5
C	49	17,1	17,4	17,7	18,4	19,9
D	49	17,1	17,4	17,7	18,4	19,9
Totaal	120	42,3	43,0	43,8	45,5	49,0 uur
lit. 1	120	?	49,0	51,7	54,3	56,8

Tabel BII-2-7. Weekbelasting duweenheden in uren in 1985.  
(Blz. 78)

lusafstand	bedieningstijd (uur)	I/C		C (ns)	
		118	168	118	168
100	42,3	0,36	0,25	4294	6184
200	43,0	0,36	0,26	4294	5946
300	43,8	0,37	0,26	4178	5946
400	45,5	0,39	0,27	3964	5726
500	49,0	0,42	0,29	3681	5331

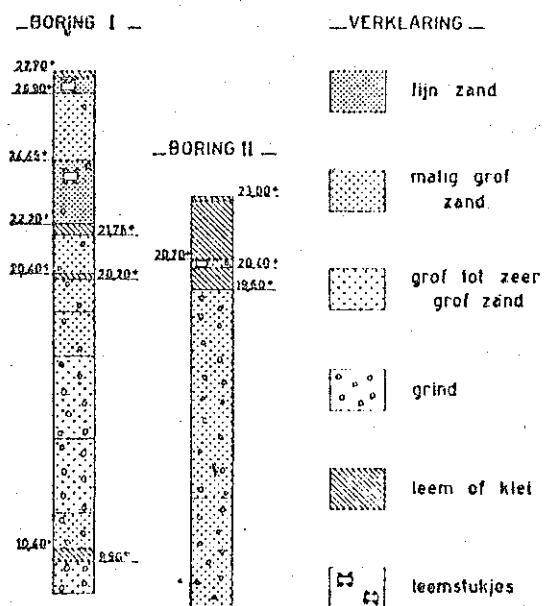
Tabel BII-2-8. Capaciteit verlengde sluis in 1985.  
(Blz. 79)

Situatie	aantal	lusafstand (m)				
		100	200	300	400	500
A	18	6,6	6,7	6,9	7,2	7,8
B	4	1,2	1,2	1,2	1,3	1,4
C	49	16,0	16,4	16,7	17,5	19,3
D	49	16,0	16,4	16,7	17,5	19,3
Totaal	120	39,8	40,7	41,5	43,5	47,8 uur
lit. 1	120	?	47,0	49,7	52,3	54,8

Tabel BII-2-9. Weekbelasting duweenheden in uren in 1985 bij sluis  $200 \times 12 \text{ m}^2$  (Blz. 80)

lusafstand	bedieningstijd (uur)	I/C		C (ns)	
		118	168	118	168
100	39,8	0,34	0,24	4547	6442
200	40,7	0,34	0,24	4547	6442
300	41,5	0,35	0,25	4417	6184
400	43,5	0,37	0,26	4178	5946
500	47,8	0,41	0,28	3770	5521

Tabel BII-2-10. Capaciteit vierde sluis in 1985. (Blz. 80)



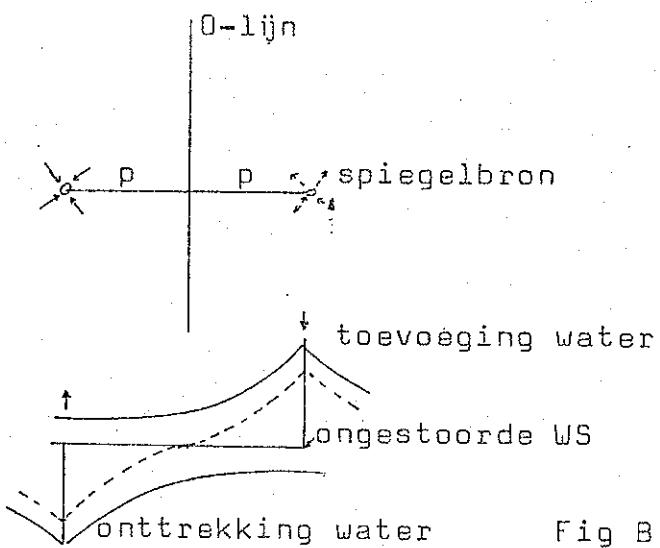


Fig BIV-4. Methode van de spiegelbronnen.  
(Blz. 84)

bronafstand vanaf puteinde	afstand bron tot punt z $r$	afstand sp. br tot z $r'$	afst. sp. br $s'$	$\frac{r'}{r}$	$\frac{s'}{r}$
0 *	30,0 m	140,0 m	80,0	4,67	2,67
15	33,5	140,8	81,4	4,20	2,43
30 *	42,4	143,2	85,4	3,38	2,01
45	54,1	147,1	91,8	2,72	1,70
60 *	67,1	152,3	100,0	2,27	1,49
75	80,8	158,8	109,7	1,97	1,36
90 *	94,9	166,4	120,4	1,75	1,27
105	109,2	175,0	132,0	1,60	1,21
120 *	123,7	184,4	144,2	1,49	1,17
135	138,3	194,5	156,9	1,41	1,13
150 *	153,0	205,2	170,0	1,34	1,11
165	167,7	216,4	183,4	1,29	1,09
180 *	182,5	228,0	197,0	1,25	1,08
195	197,3	240,1	210,8	1,22	1,07
210 *	212,1	252,4	224,7	1,19	1,06
225	227,0	265,0	238,8	1,17	1,05
240 *	241,9	277,8	253,0	1,15	1,05
255	256,8	290,9	267,3	1,13	1,04
270 *	271,7	304,1	281,6	1,12	1,04
285	286,6	317,5	296,0	1,11	1,03
300 *	301,5	331,1	310,5	1,10	1,03
product voor 21 bronnen:		voor $r'/r$ : 30939,6			
		$s'/r$ : 171,1			
product voor 11 bronnen: (bronnen met *)		voor $r'/r$ : 263,8			
		$s'/r$ : 17,0			

Tabel BIV-5. Bepaling product van de stralen van de bronnen naar punt z. (Blz. 84)

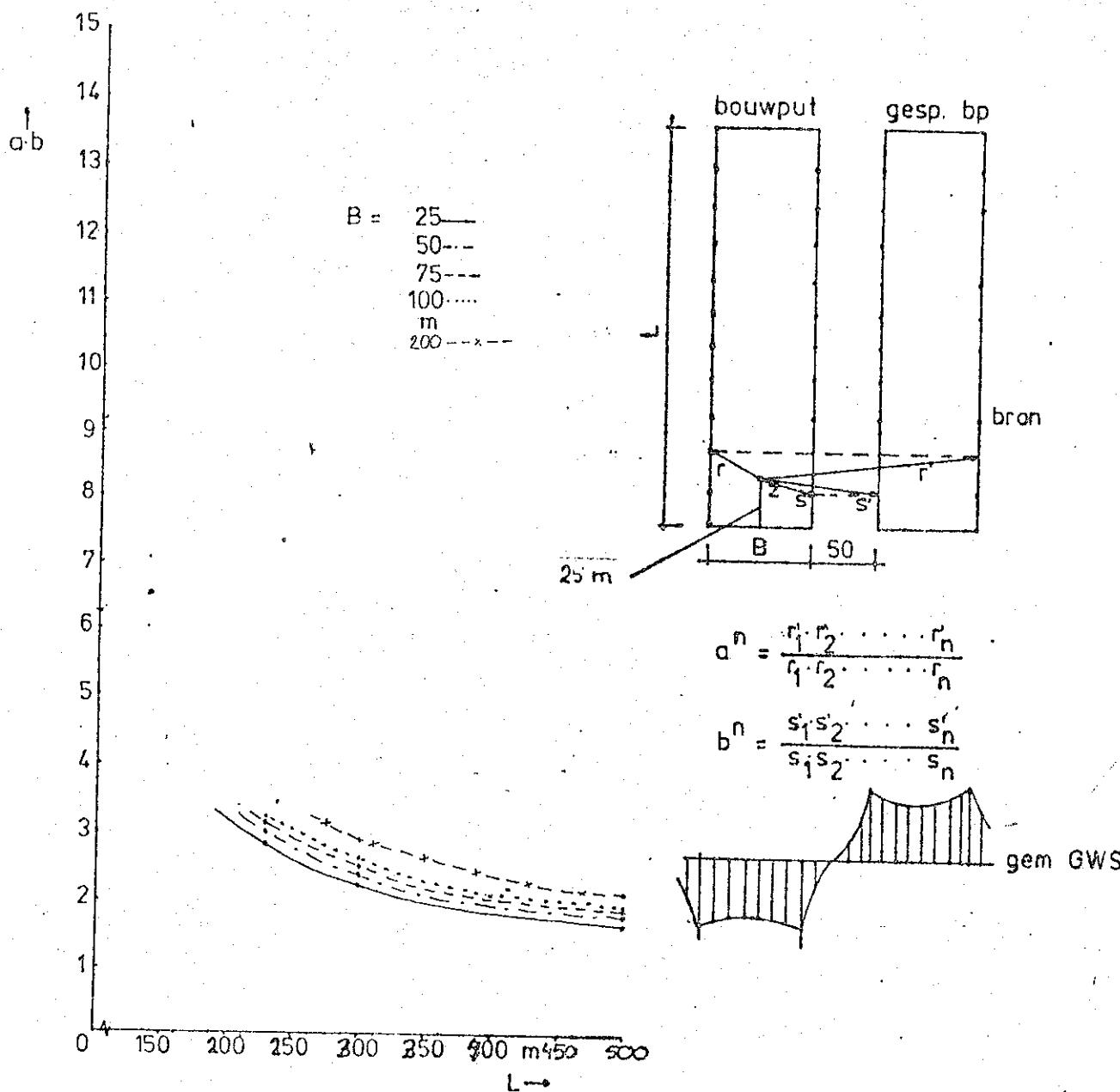


Fig. BIV-6. Grafiek ter bepaling van het product  $a b^n$

(a) voor gebruik in het nomogram (fig. BIV-7)

B = breedte bouwput

L = lengte bouwput

Het punt z t.o. waarvan de ab-waarde bepaald wordt is genomen op een afstand 25m van het puteinde gelegen op de putas.

(Blz. 85)

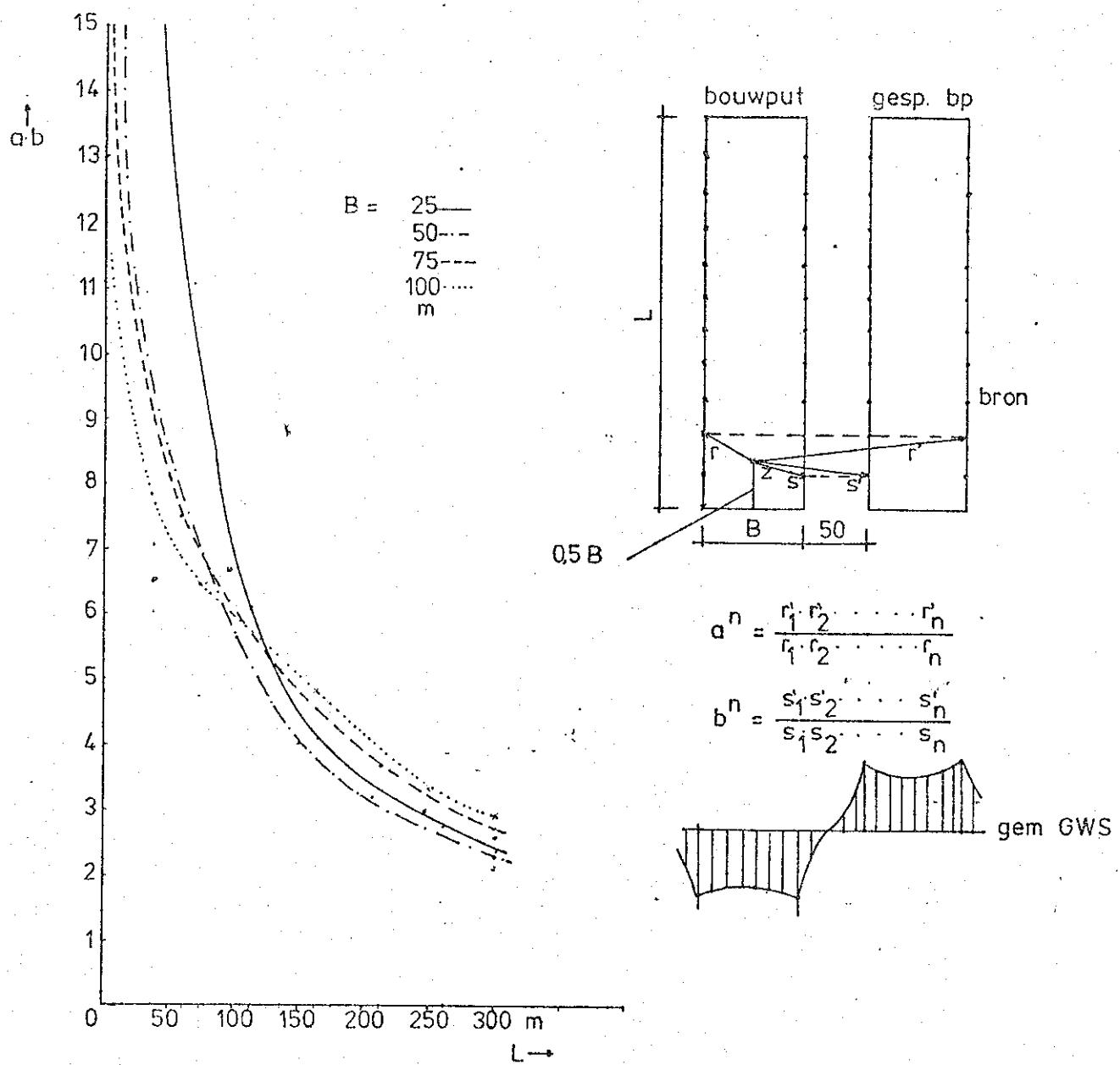


Fig. BIV-6. Grafiek ter bepaling van het product  $ab$   
(b) voor gebruik in het nomogram (fig. BIV-7)

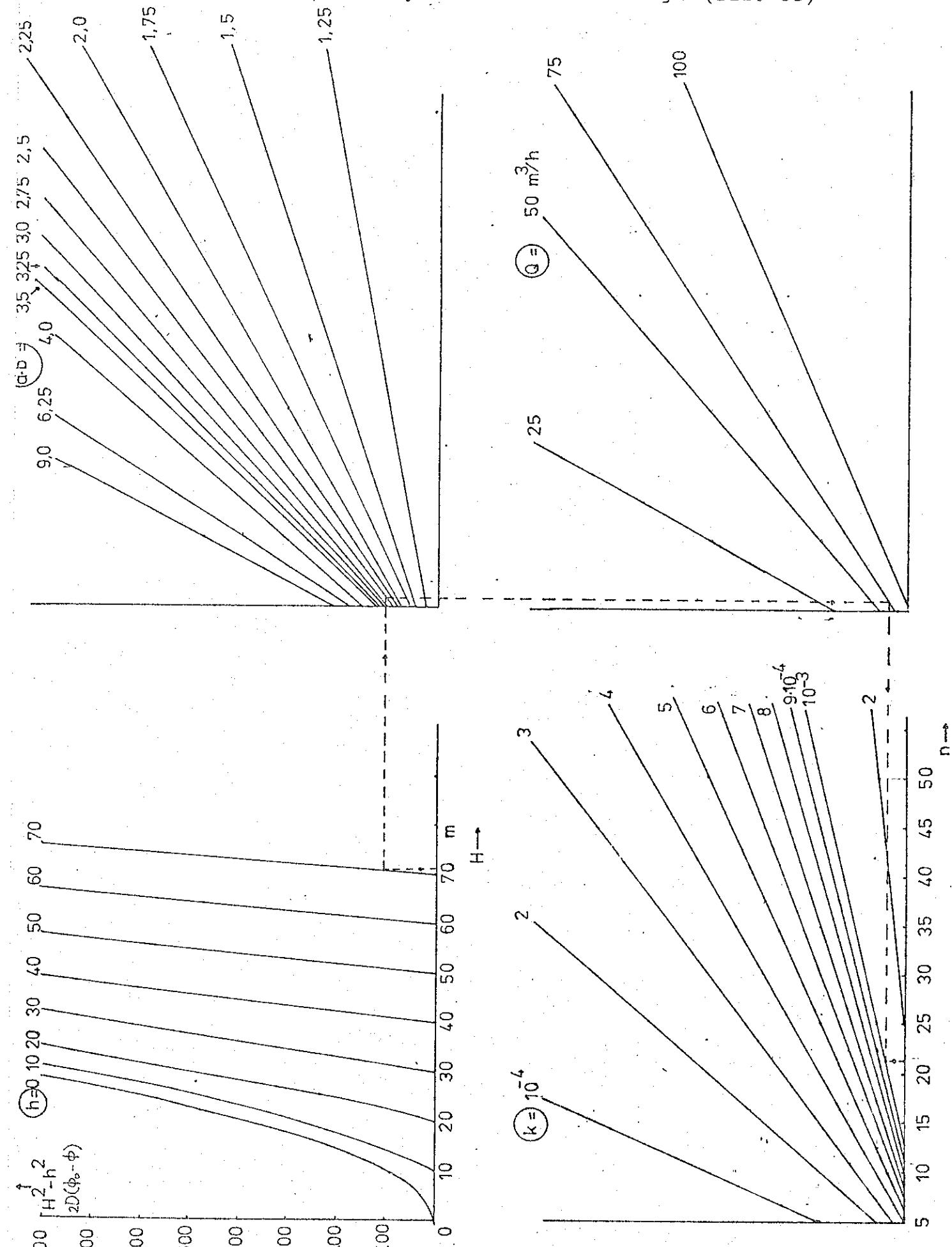
$B$  = breedte bouwput

$L$  = lengte bouwput

Het punt  $z$  t.o. waarvan de  $ab$ -waarde bepaald wordt is genomen op een afstand  $\frac{1}{2}B$  van het puteinde gelegen op de putas.

(Blz. 85)

Fig. BIV-7. Nomogram ter bepaling van het aantal bronnen op één rij in een bronbemaling. (Blz. 85)



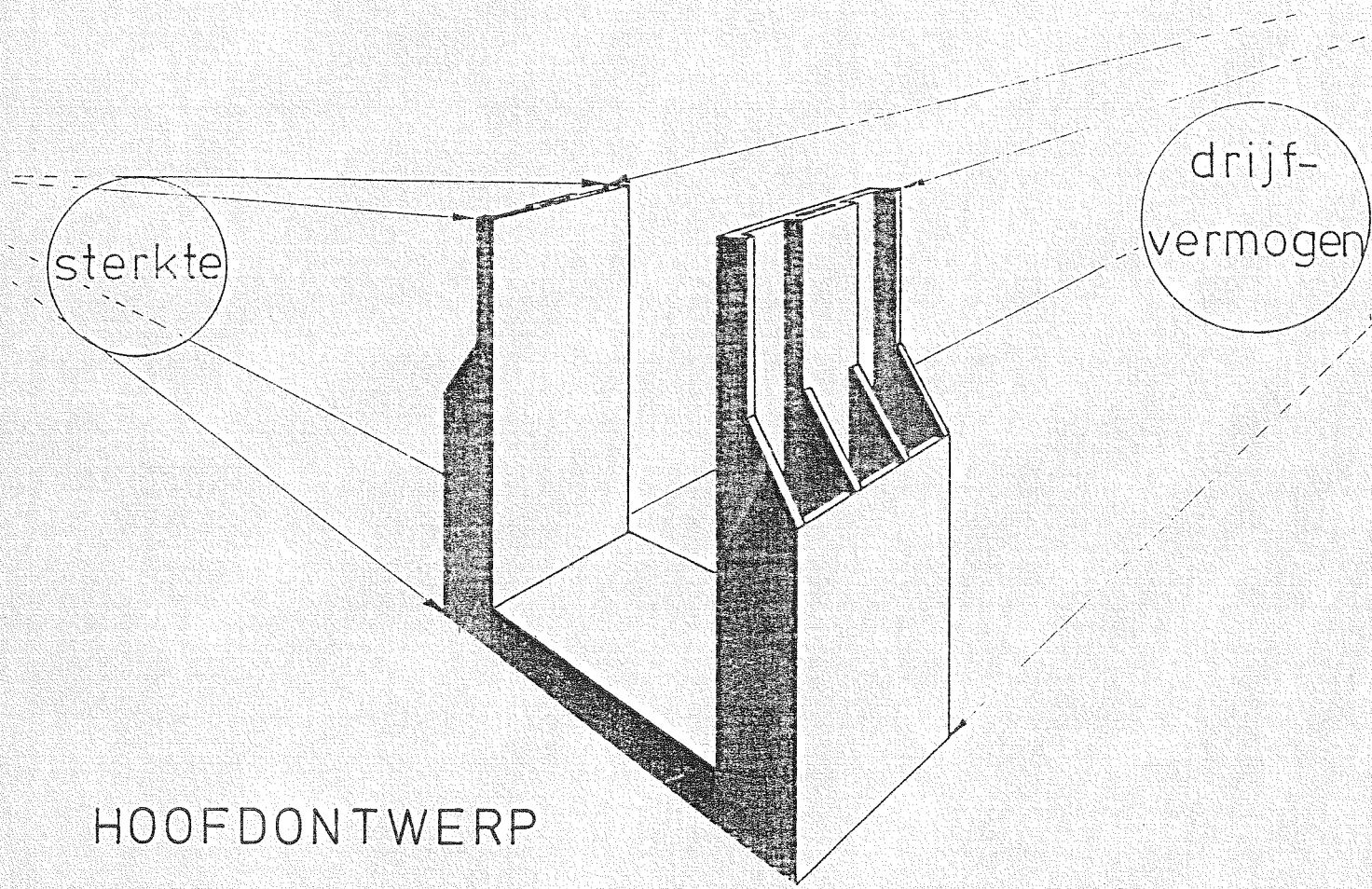
3-3

a, b, C, d, e, f



Aan Civiele Techniek  
TH Delft

# DE CONSTRUCTIE VAN EEN DUWVAARTSLUIS TE MAASBRACHT



A. F. PRUIJSSERS

Onder begeleiding van:  
prof. ir. A. Glerum  
ir. J. Schippers

okt., 1982

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT

INHOUDSOPGAVE DEEL A - CONTROLE INWENDIGE KRACHT SLUISHOOFD

Hoofdstuk I:

I-1. Inleiding

Blz.

1

Hoofdstuk II:

II-1. Algemeen

4

II-2. Bepaling uitwendige belastingen

6

II-3. Controle inwendige spanningen wand

12

Hoofdstuk III:

III-1. Algemeen

17

III-2. Model A(7)

21

III-3. Model B(7)

32

III-4. Variaties in de stijfheid

35

III-5. Variaties in de samendrukbaarheid

37

III-6. Model A(8)

38

III-7. Model B(8)

41

III-8. Resumé modellen

42

III-9. Controle inwendige spanningen vloer

44

III-10. De vloer van het sluishoofd

48

Hoofdstuk IV:

IV-1. Algemeen en verschillende oplossingen 53

IV-2. De bereikte veiligheid 72

IV-3. Uitvoering aanpassingen 74

IV-4. Slotopmerkingen 76

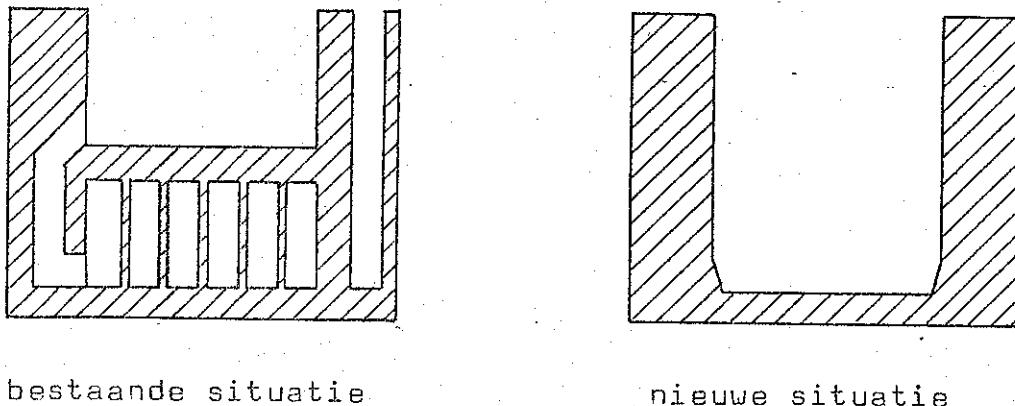
## DEEL A

### DE CONTROLE VAN DE INWENDIGE KRACHTEN IN HET BESTAANDE BOVENHOOFD NA HET SLOPEN VAN DE WOELKELDER

#### HOOFDSTUK I

##### I-1. Inleiding

In het vooronderzoek is aan de hand van een aantal randvoorwaarden, waaronder de sluiscapaciteit en de voorhavenindeling, gekozen voor het verlengen van een bestaande sluis in plaats van de bouw van een nieuwe vierde sluis. Afgezien van de dimensionering van de voor de verlenging benodigde sluisdelen is een onderzoek naar de mogelijkheid de woelkelder uit het bestaande bovenhoofd te slopen. In de onderstaande figuur is een doorsnede van de bestaande situatie gegeven. Daarnaast is getekend hoe de doorsnede over het bovenhoofd er in de eindsituatie (na het verlengen van de sluis) uit komt te zien.



bestaande situatie                                  nieuwe situatie

Fig. A1-1. Doorsnede over bestaande sluishoofd

De in het bestaande sluishoofd aanwezige wapening is berekend op grond van de aanwezigheid van het dek van de woelkelder. Na het slopen van de woelkelder verandert de wijze van afdracht van de uitwendige belastingen drastisch. De momentenlijn in de wand

zal gedeeltelijk omslaan, hetgeen grote gevolgen heeft voor de wapening. Ook zullen de krachten op de vloer van het hoofd enorm toenemen, dit als gevolg van de grotere hefboomsarm voor de gronddrukken op de sluiswanden.

Een eerste vereiste in dit onderzoek is nu bekendheid met de krachtsverdeling in het bestaande bovenhoofd na het slopen van de woelkelder. Indien de bestaande constructie (zonder woelkelderdek) niet is aan te passen aan de nieuwe dwarskrachten en momenten, is de sluisverlenging vanaf het bovenhoofd onmogelijk en daarmee de gehele voorgestelde uitvoeringswijze. De vloerwapening is qua ligging en hoeveelheid bekend en vormt een onveranderbaar gegeven. Dit houdt in, dat als de aanwezige wapening onvoldoende is om de nieuwe krachten op te kunnen nemen er extra voorzieningen in de vorm van hulpconstructies getroffen moeten worden.

De aard van deze extra voorzieningen is niet op voorhand aan te duiden, wel is zeker dat de kosten ervan groot zullen zijn. Het is daarom wenselijk, dat de invloed van iedere voorziening achteraf ingevoerd kan worden in het model van het sluishoofd. Dit vereist een algemene opzet van de berekening.

De momenten en dwarskrachten in het sluishoofd worden bepaald door de constructie te schematiseren tot een mechanisch model. Een grof model geeft in de regel te grote waarden, zodat iedere verfijning van het model betere uitkomsten oplevert zij het ten koste van meer rekenwerk. Een mechanisch model, dat redelijk goed aansluit bij de werkelijke constructie, is de rekenwijze volgens Hetényi. De vloer wordt hierbij beschouwd als een elastisch ondersteunde ligger. De theorie van deze methode is terug te vinden in het boek "Beams on elastic foundation" van M. Hetényi. De afleiding van de in het model

toegepaste formules is te gecompliceerd om hier weer te geven, zodat volstaan wordt met het naar believen toepassen van de resultaten van Hetényi.

De methode van de elastisch ondersteunde ligger biedt de mogelijkheid om de stijfheid van de vloer en de samendrukbaarheid van de grond in de berekening mee te nemen. Tevens is het met deze methode mogelijk om vloerdelen met verschillende stijfheden naast elkaar te plaatsen of de samendrukbaarheid van de grond per deel te variëren. Dit laatste wordt in de navolgende berekening buiten beschouwing gelaten in de veronderstelling, dat bij de bouw van het sluishoofd in de zestiger jaren door de bouw in den droge de grond overal dezelfde samendrukbaarheid heeft. De berekening met meerdere liggers naast elkaar komt neer op het bepalen van de gaapvergelijkingen, welke het gelijkvormige gedrag van de liggers aan de randen beschrijven.

De basis van iedere berekening is bekendheid met de optredende extreme belastingen. Deze zullen daarom in het volgende hoofdstuk eerst bepaald worden.

## HOOFDSTUK II

### BEPALING VAN DE OPTREDENDE INWENDIGE SPANNINGEN TEN GEVOLGE VAN DE AANWEZIGE BELASTINGEN

#### II-1. ALGEMEEN

Zoals blijkt uit de grondboring, welke in het vooronderzoek is weergegeven, bestaat de bodem uit grof zand met grind. Voor de berekening gaan we daarom uit van de volgende volumieke gewichten:

$$\gamma_{\text{droog}} = 15,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (overgenomen uit Polytechn Zakk.)}$$

$$\gamma_{\text{nat}} = 19,5 \quad \text{blz. 525)$$

$$\gamma_0 = 9,5$$

We gaan tevens uit van de neutrale gronddruk op de kolkwand met  $\lambda_n = 0,50$ . Deze waarde is ruim genomen, aangezien voor een geschatte inwendige wrijvingshoek  $\varphi = 33^\circ$  geldt:  $\lambda_n = 1 - \sin 33^\circ = 0,455$ .

We hebben voor het sluishoofd te maken met een bestaande situatie, zodat alleen de navolgende belastingsgevallen van belang zijn:

1. Kolk aangeaard; buitenwaterstand 20,40+ NAP  
binnenwaterstand 32,65+ NAP

2. Kolkaaangeaard; buitenwaterstand 23,45+ NAP  
kolk leeg

3. Kolk aangeaard; buitenwaterstand 20,40+ NAP  
kolk leeg

Geval 1. geeft de situatie voor de maximale binnenwaterstand en de minimale buitenwaterstand.

Geval 2. geeft de situatie voor de maximale buitenwaterstand (bij grote Maasafvoer) en een lege kolk.

Geval 3. geeft de situatie voor normale buitenwaterstand en lege kolk.

De belastingen t.g.v. geval 2 zijn altijd groter dan die t.g.v. geval 3., maar geval 3 is een combinatie van twee uitzonderingssituaties en zou eventueel een lagere veiligheid toelaten.

De belastingsgevallen worden voor drie punten van de doorsnede bepaald:

punt 1. : Dit is de bovenkant van de kolkvloer in de gehele sluis.

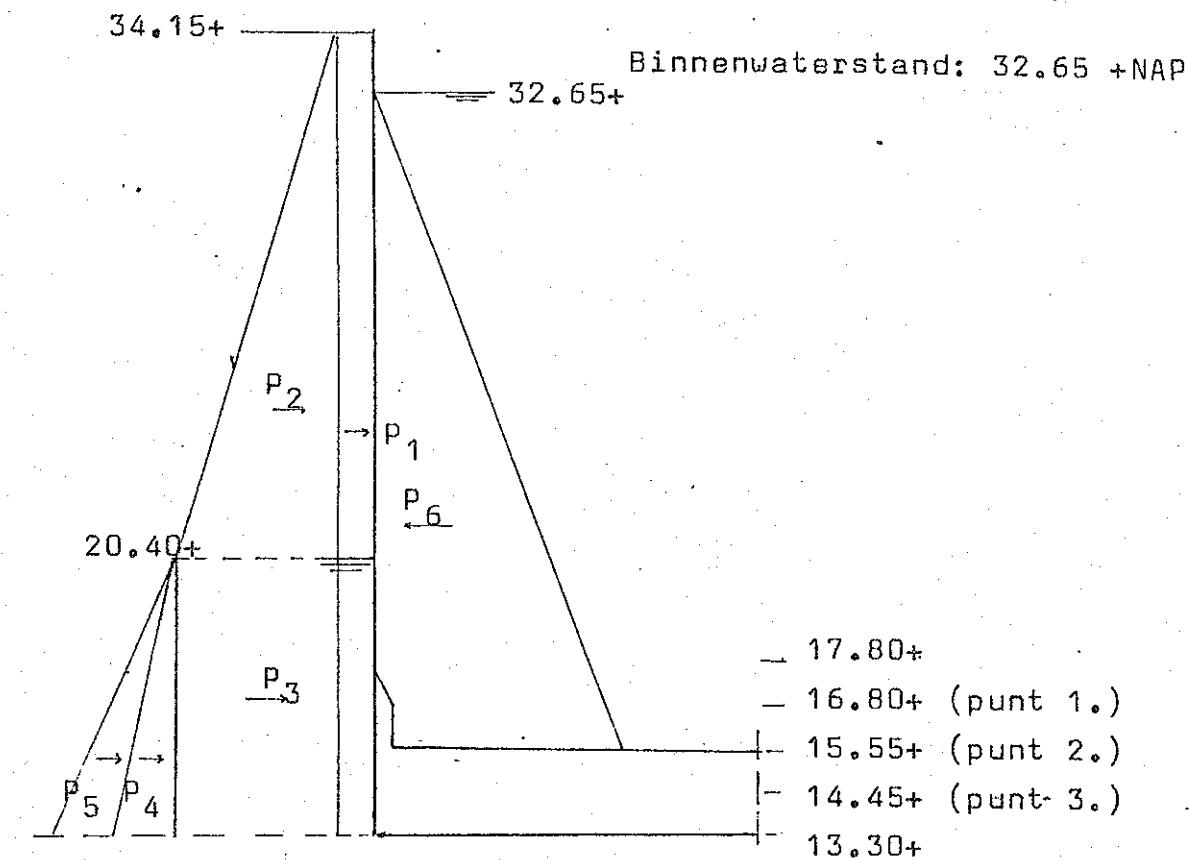
punt 2. : Dit is de vloer van de woelkelder, welke lager ligt dan de rest van de kolkvloer

punt 3. : Dit is ongeveer het hart van de bestaande vloer van het sluishoofd. De waarden worden gebruikt voor de controle van de vloer-  
spanningen.

II-2. Bepaling uitwendige belastingen

GEVAL 1

Buitenwaterstand: 20.40 +NAP      Bovenbelasting: 10 kN/m<sup>2</sup>



Voor punt 1 :  $P_1 = (34,15-16,80) \cdot 10,0 \cdot 0,5 = 86,8 \text{ kN/m}^2$

$P_2 = \frac{1}{2}(34,15-20,40)^2 \cdot 15 \cdot 0,5 = 709,0$

$P_3 = \frac{1}{2}(20,40-16,80) \cdot (34,15-20,4) \cdot 15 = 371,3$

$P_4 = \frac{1}{2} \cdot (3,6)^2 \cdot 9,5 \cdot 0,5 = 30,8$

$P_5 = \frac{1}{2} \cdot (3,6)^2 \cdot 10,0 = 64,8$

$P_6 = -\frac{1}{2}(32,65-16,80)^2 \cdot 10 = -1256,1$

$D_1 = 6,6 \text{ kN/m}^2$

$(34,15-16,80) \cdot \frac{1}{2} \cdot P_1 = 753,0 \text{ kNm/m}^2$

$((34,15-20,40)/3+3,6) \cdot P_2 = 5802,0$

$1,80 \cdot P_3 = 668,0$

$1,20 \cdot P_4 = 37,0$

$1,20 \cdot P_5 = 77,8$

$(12,25+3,6)/3 \cdot P_6 = -6636,4$

$M_1 = 701,4 \text{ kNm/m}^2$

$$\text{Voor punt 3 : } P_1 = (34,15-14,45) \cdot 10 \cdot 0,5 = 98,5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = 709,0$$

$$P_3 = (20,40-14,45) \cdot 103,1 = 613,6$$

$$P_4 = \frac{1}{2}(20,40-14,45)^2 \cdot 9,5 \cdot \frac{1}{2} = 83,4$$

$$P_5 = \frac{1}{2} \cdot (5,95)^2 \cdot 10 = 177,0$$

$$P_6 = -\frac{1}{2}(32,65-15,55)^2 \cdot 10 = -1462,5$$

$$D_3 = 219,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{1}{2} \cdot (34,15-14,45) \cdot P_1 = 970,2 \text{ kNm/m}^2$$

$$(4,58+3,6+2,35) \cdot P_2 = 7465,5$$

$$\frac{1}{2} \cdot (3,6 + 2,35) \cdot P_3 = 1825,4$$

$$5,95/3 \cdot P_4 = 165,4$$

$$5,95/3 \cdot P_5 = 351,0$$

$$((12,25+3,6+1,25)/3+1,1) \cdot P_6 = -9945,0$$

$$M_3 = 832,5 \text{ kNm/m}^2$$

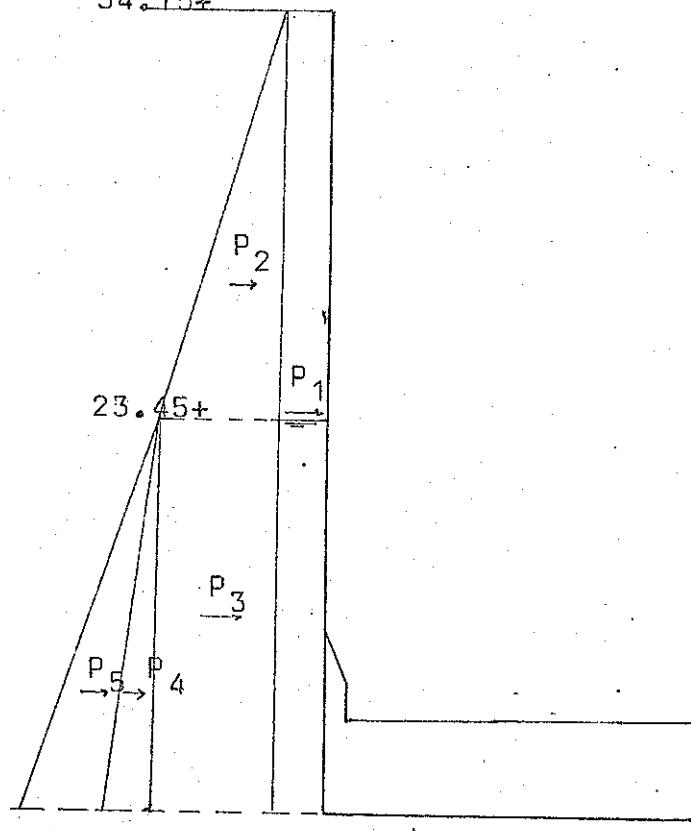
De waarden voor punt 2 liggen tussen die van punt 1 en punt 3. De exacte waarden zijn niet belangrijk, daar ook bij een hoge binnenvaterstand de muren toch naar binnen draaien. Dit zal voor de andere belastings gevallen in veel sterkere mate gelden. Geval 1 is dus niet bepalend.

GEVAL 2

Buitenwaterstand: 23.45+ NAP

Kolk leeg

34.15+



- punt 1 (16,80 m+)
- punt 2 (15,55 m+)
- punt 3 (14,45 m+)

Voor punt 1 :  $P_1 = (34,15 - 16,80) \cdot 10 \cdot \frac{1}{2} = 86,8 \text{ kN/m}^2$   
 $P_2 = \frac{1}{2} (34,15 - 23,45)^2 \cdot 15 \cdot 0 \cdot \frac{1}{2} = 429,4$   
 $P_3 = 6,65 \cdot (34,15 - 23,45) \cdot 15 \cdot \frac{1}{2} = 533,7$   
 $P_4 = \frac{1}{2} \cdot (6,65)^2 \cdot 9,5 \cdot \frac{1}{2} = 104,2$   
 $P_5 = \frac{1}{2} \cdot (6,65)^2 \cdot 10 = 221,1$

$D_1 = 1375,2 \text{ kN/m}^3$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \cdot (34,15 - 16,80) \cdot P_1 &= 753,0 \text{ kNm/m}^4 \\ ((10,70)/3 + 6,65) \cdot P_2 &= 4386,8 \\ \frac{1}{2} (23,45 - 16,80) \cdot P_3 &= 1774,6 \\ (6,65)/3 \cdot P_4 &= 231,0 \\ ((,65)/3 \cdot P_5 &= 490,1 \end{aligned}$$

$M_1 = 7635,5 \text{ kNm/m}^3$

$$\text{Voor punt 2 : } P_1 = (34,15-15,55) \cdot 10,0 \cdot \frac{1}{2} = 93,0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = = 429,4$$

$$P_3 = 7,90 \cdot (34,15-23,45) \cdot 15 \cdot \frac{1}{2} = 633,9$$

$$P_4 = \frac{1}{2} \cdot (7,90)^2 \cdot 9,5 \cdot \frac{1}{2} = 147,1$$

$$P_5 = \frac{1}{2} \cdot (7,90)^2 \cdot 10 = 312,1$$

$$D_2 = 1615,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{1}{2} \cdot (34,15-15,55) \cdot P_1 = 864,9 \text{ kNm/m}^2$$

$$((34,15-23,45)/3+7,9) \cdot P_2 = 4923,5$$

$$\frac{1}{2} \cdot 7,9 \cdot P_3 = 2503,9$$

$$7,9/3 \cdot P_4 = 387,2$$

$$7,9/3 \cdot P_5 = 821,9$$

$$M_2 = 9501,4 \text{ kNm/m}^2$$

$$\text{Voor punt 3 : } P_1 = (34,15-14,45) \cdot 10 \cdot \frac{1}{2} = 98,5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = = 429,4$$

$$P_3 = = 722,3$$

$$P_4 = = 190,8$$

$$P_5 = = 405,0$$

$$D_3 = 1846,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{1}{2} \cdot (34,15-14,45) \cdot P_1 = 970,2 \text{ kNm/m}^2$$

$$((34,15-23,45)/3+9,0) \cdot P_2 = 5395,8$$

$$\frac{1}{2} \cdot 9,0 \cdot P_3 = 3250,1$$

$$3,0 \cdot P_4 = 572,5$$

$$3,0 \cdot P_5 = 1215,0$$

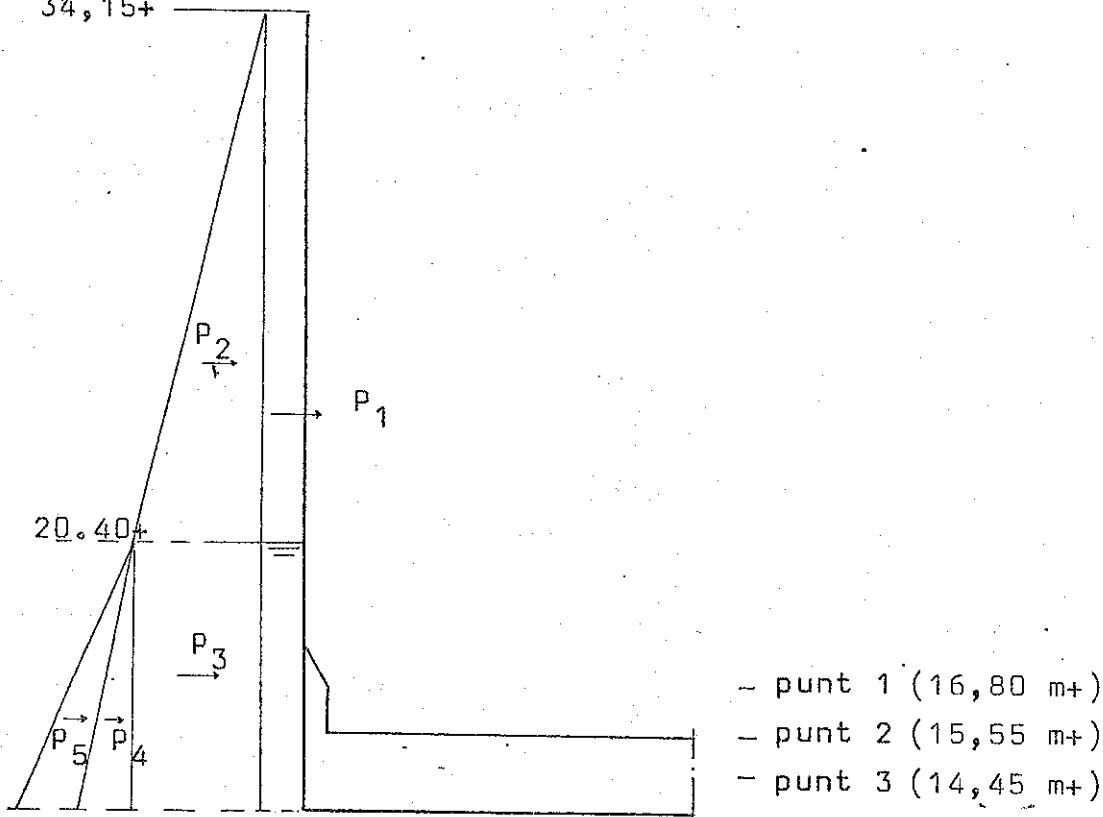
$$M_3 = 11403,6 \text{ kNm/m}^2$$

GEVAL 3

Buitenwaterstand: 20,40+ NAP

Lege Kolk

34,15+



$$\text{Voor punt 1: } P_1 = (34,15 - 16,80) \cdot 10 \cdot 0,5 = 86,8 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (34,15 - 20,40)^2 \cdot 15 \cdot 0,5 = 709,0$$

$$P_3 = 3,6 \cdot (34,15 - 20,40) \cdot 7,5 = 371,3$$

$$P_4 = \frac{1}{2} \cdot (3,6)^2 \cdot 9,5 \cdot \frac{1}{2} = 30,6$$

$$P_5 = \frac{1}{2} \cdot (3,6)^2 \cdot 10 = 64,8$$

$$D_1 = 1262,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\frac{1}{2} (34,15 - 16,80) \cdot P_1 = 753,0 \text{ kNm/m}^4$$

$$((34,15 - 20,40)/3 + 3,6) \cdot P_2 = 5801,8$$

$$1,80 \cdot P_3 = 668,3$$

$$1,20 \cdot P_4 = 36,6$$

$$1,20 \cdot P_5 = 77,8$$

$$M_1 = 7337,5 \text{ kNm/m}^3$$

Voor punt 2 :  $P_1 = (34,15-15,55) \cdot 10 \cdot 0,5 = 93,0 \text{ kN/m}^1$   
 $P_2 = \quad \quad \quad = 709,0$   
 $P_3 = 4,85 \cdot (34,15-20,40) \cdot 15 \cdot \frac{1}{2} = 500,2$   
 $P_4 = \frac{1}{2} \cdot (4,85)^2 \cdot 9,5 \cdot \frac{1}{2} = 54,7$   
 $P_5 = \frac{1}{2} \cdot (4,85)^2 \cdot 10 = 117,6$

$D_2 = 1474,5 \text{ kN/m}^1$

$\frac{1}{2}(34,15-15,55) \cdot P_1 = 864,9 \text{ kNm/m}^1$   
 $((34,15-20,40)/3+4,85) \cdot P_2 = 6688,0$   
 $\frac{1}{2} \cdot 4,85 \cdot P_3 = 1212,9$   
 $4,85/3 \cdot P_4 = 89,6$   
 $4,85/3 \cdot P_5 = 190,1$

$M_2 = 9045,5 \text{ kNm/m}^1$

Voor punt 3 :  $P_1 = (34,15-14,45) \cdot 10 \cdot \frac{1}{2} = 98,5 \text{ kN/m}^1$   
 $P_2 = \quad \quad \quad = 709,0$   
 $P_3 = \frac{1}{2} \cdot (5,95) \cdot (34,15-20,40) \cdot 15 = 613,6$   
 $P_4 = \frac{1}{2} \cdot (5,95)^2 \cdot 9,5 \cdot 0,5 = 84,1$   
 $P_5 = \frac{1}{2} \cdot (5,95)^2 \cdot 10 = 177,0$

$D_3 = 1682,2 \text{ kN/m}^1$

$\frac{1}{2}(34,15-14,45) \cdot P_1 = 970,2 \text{ kNm/m}^1$   
 $((34,15-20,40)/3+5,95) \cdot P_2 = 7467,9$   
 $5,95/2 \cdot P_3 = 1825,4$   
 $5,95/3 \cdot P_4 = 166,7$   
 $5,95/3 \cdot P_5 = 351,0$

$M_3 = 10781,2 \text{ kNm/m}^1$

II-3.

### CONTROLE OP DE INWENDIGE SPANNINGEN IN DE WAND

#### PUNT 1

Berekening van de oppervlakte van de doorsnede:

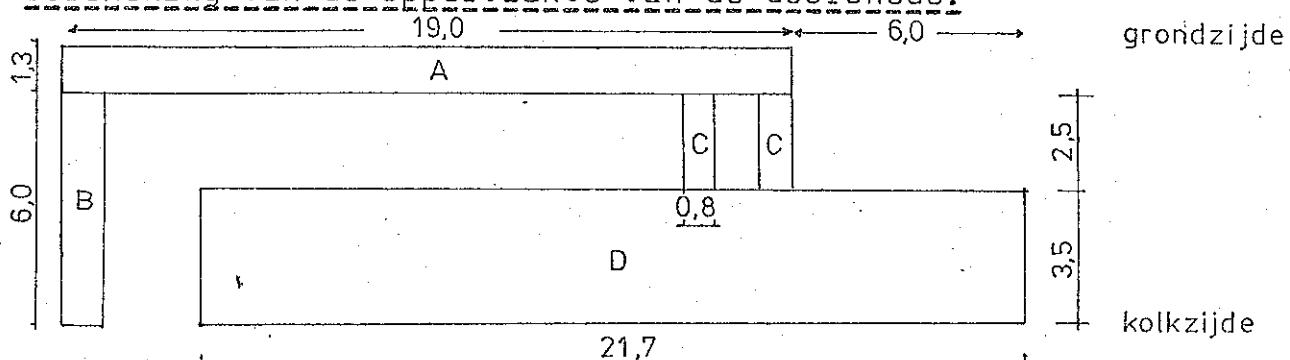


Fig. 5 Doorsnede over wand bij punt 1.

$$\text{Deel A: } \text{opp} = 1,3 \cdot 19,0 = 24,7 \text{ m}^2$$

$$\text{B: } \text{opp} = 1,1 \cdot 6,0 = 6,6$$

$$\text{C: } \text{opp} = 0,8 \cdot 2,5 \cdot 2 = 4,0$$

$$\text{D: } \text{opp} = 3,5 \cdot 21,7 = 76,0$$

$$\text{Opp} = 111,3 \text{ m}^2$$

Berekening traagheidsmoment van de doorsnede:

Neutrale lijn ligt op z meter van de buitenkant:

$$z = \frac{0,65 \cdot 24,7 + (1,3 + 1,25) \cdot 4,0 + (3,8 + 1,75) \cdot 76 + (1,3 + 3) 6,6}{111,3}$$
$$= 4,28 \text{ m}$$

$$\text{Deel A: } I = \frac{1}{12} \cdot 19 \cdot (1,3)^3 + (4,28 - 0,65)^2 \cdot 24,7 = 328,9 \text{ m}^4$$

$$\text{B: } I = \frac{1}{12} \cdot 1,1 \cdot (6,0)^3 + (4,28 - 4,30)^2 \cdot 6,6 = 19,8$$

$$\text{C: } I = \frac{1}{12} \cdot 0,8 \cdot (2,5)^3 + (4,28 - 2,55)^2 \cdot 4,0 = 14,1$$

$$\text{D: } I = \frac{1}{12} \cdot 21,7 \cdot (3,5)^3 + (4,28 - 5,55)^2 \cdot 76,0 = 200,1$$

$$I = 562,9 \text{ m}^4$$

#### PUNT 2

Voor punt 2 gelden dezelfde waarden als voor punt 1.

De controle voor punt 2 omvat derhalve direct ook de controle voor punt 1. Punt 3 is voor de wand niet relevant, omdat dit punt ter hoogte van de vloer ligt.

NB: De doorsnede op een punt 1,0 meter boven punt 1 heeft een kleiner oppervlak. De wolkelderbreedte bedraagt 15,0 meter, welke maat naar 16,0 meter moet in verband met de rest van de kolk. Dit houdt in dat van beide wanden 0,50 meter gesloopt moet worden. Hoewel hiermee tevens de wapening wordt verwijderd is dit nauwelijks van belang, daar dit de drukzone is in alle belastingsgevallen. We noemen dit punt punt 0 en hiervoor geldt (de berekening als bovenstaand):  $\text{Opp} = 99,0 \text{ m}^2$   
 $I = 364,9 \text{ m}^4$

#### CONTROLE VOOR BELASTINGSGEVAL 2:

PUNT 0:  $D = 1200 \text{ kN/m}^2$  (benadering vanuit punt 1)

$$M = 5000 \text{ kNm/m}^2$$

Dit betekent voor het hele sluishaofd met een lengte van 25 meter:

$$D_{25} = 30000 \text{ kN}$$

$$M_{25} = 125000 \text{ kNm}$$

#### Dwarskracht:

Maximaal toelaatbare dwarskracht zonder wapening: ( $Z_{\max} = 0,65 \text{ N/mm}^2$ ):

$$D_{\max} = 0,65 \cdot 99,0 \cdot 10^6 = 65000 \text{ kN}$$

Hieruit volgt voor de veiligheid:  $\gamma_d = \frac{65000}{30000} = 2,17$

#### Moment:

Aanwezige wapening in muur A (aan beide zijden):

$$\varnothing 28-200 = 116993 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{I} = \frac{125000 \cdot 10^6 \cdot 3630}{364,9 \cdot 10^{12}} = 1,243 \text{ N/mm}^2$$

Drukspanning t.g.v. bovenbelasting betonwand:

$$Q = 17 \cdot 1,3 \cdot 19 \cdot 25 = 10500 \text{ kN}$$

$$\sigma = Q/\text{opp} = 0,425 \text{ N/mm}^2$$

Hiermee wordt de totale spanning:

$$\sigma_{\text{tot}} = 1,243 - 0,425 = 0,818 \text{ N/mm}^2$$

De benodigde wapening bij deze spanning, waarbij de spanning als gemiddelde voor de gehele wand aangehouden wordt, wordt dan:

$$A_{\text{a ben}} = \frac{24700000 \cdot 0,818}{220} = 91839,1 \text{ mm}^2$$

De staalspanning  $\sigma_a = 220 \text{ N/mm}^2$  volgt uit het feit, dat als wapening voor de sluis zacht staal is gebruikt. Vanzelfsprekend wordt voor eventueel later aan te brengen wapening Fe400 toegepast.

Voor de veiligheid ten aanzien van het moment volgt nu:

$$\gamma_m = 116993 / 91839,1 = 1,27.$$

PUNT 2 :  $D_2 = 1615,4 \text{ kN/m}$

$$M_2 = 9501,4 \text{ kNm/m}$$

Over de hele wand geldt dan:

$$D_{25} = 40385 \text{ kN}$$

$$M_{25} = 237535 \text{ kNm}$$

Dwarskracht:

$$D_{\text{max}} = 0,65 \cdot 11,25 \cdot 10^6 = 72313 \text{ kN}$$

Hiermee volgt voor de veiligheid ten aanzien van de dwarskracht:

$$\gamma_d = 72313 / 40385 = 1,79$$

Moment:

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{I} = \frac{237535 \cdot 10^6 \cdot 3630}{562,9 \cdot 10^{12}} = 1,532 \text{ N/mm}^2$$

Door het eigen gewicht van de wand was al een drukspanning  $\sigma_d = 0,425 \text{ N/mm}^2$  aanwezig.

De totale spanning wordt dan:

$$\sigma_{\text{tot}} = 1,107 \text{ N/mm}^2$$

De benodigde wapening wordt dan gevonden uit:

$$A_{aben} = \frac{24700000}{220} \cdot 1,107 = 124624 \text{ mm}^2$$

Hiermee wordt de veiligheid ten aanzien van het moment in punt 2:

$$\gamma_m = 116993 / 124624 = 0,94$$

PUNT 3 : Dit punt is voor de controle van de wand niet bepalend. De dwarskracht en het moment zijn voor een deel al overgedragen op de vloer, aangezien punt 3 ter hoogte van het midden van de vloer ligt. De waarden gevonden voor dit punt zijn echter van groot belang voor de controle van de vloer.

### Beoordeling veiligheid in de wand

Voor de veiligheden bij het extreme belastingsgeval worden de volgende waarden gevonden:

Punt 0: dwarskracht:  $d = 2,17$

moment:  $m = 1,27$

Punt 2: dwarskracht:  $d = 1,79$

moment:  $m = 0,94$

Het belastingsgeval 2 treedt alleen op tijdens de uitvoering en bij onderhoud. De bepalingen schrijven dan een veiligheid van minimaal 1,40 voor. Voor de gebruiksfase geldt echter een veiligheid van minimaal 1,7. In deze gebruiksfase veranderen de optredende belastingen t.o.v. belastingsgeval 2 nauwelijks, zoals mag blijken uit een vergelijking tussen de belastingsgevallen 2 en 3. Globaal kan derhalve gesteld worden dat ook voor belastingsgeval 2 een veiligheid van minimaal 1,7 gevonden moet worden. Voor het opnemen van de dwarskracht wordt aan deze eis voldaan, maar voor de opname van het moment wordt een te lage veiligheid gevonden. Voor punt 2 zelfs een waarde kleiner dan 1,0, zodat de constructie bij het optreden van belastingsgeval 2 zeker bezwijkt.

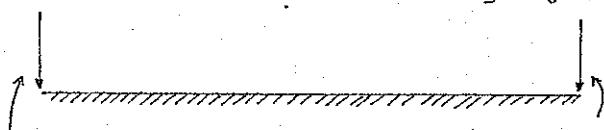
Een en ander houdt in, dat de wandconstructie aangepast moet worden. Welke voorzieningen hiervoor getroffen worden, zal eerst na de controle van de vloerspanningen besproken worden; aangezien mogelijk de voorzieningen voor wand en vloer gecombineerd kunnen worden.

### HOOFDSTUK III

### CONTROLE OP DE INWENDIGE SPANNINGEN IN DE VLOER

#### III-1. Algemeen

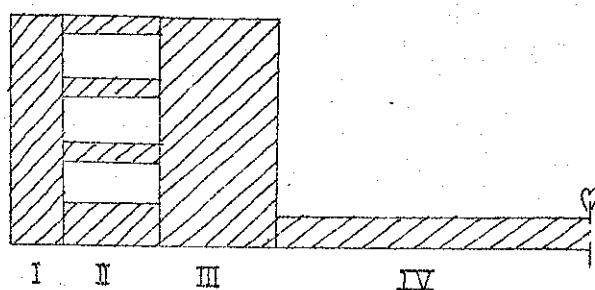
Zoals reeds aangegeven is in de inleiding tot de controleberekening zal de vloer beschouwd worden als een elastisch ondersteunde ligger volgens de methode van Hetényi. Deze methode wordt voor sluizen meestal op de volgende wijze gebruikt. Het moment dat voorkomt uit de wandbelastingen en de neerwaartse dwarskracht worden als eindlasten op een elastisch ondersteunde ligger (zie onderstaande figuur) geplaatst. Met behulp van de formules, welke Hetényi heeft afgeleid, kan nu in ieder punt van de ligger zowel de dwarskracht als het moment worden bepaald. Dimensionering van de wapening en vloerdikte is dan mogelijk.



Deze rekenwijze kan vrij vlot met de hand uitgewerkt worden indien de verhouding vloerbreedte-wanddikte groot genoeg is om de wanddikte te verwaarlozen.

Voor het geval van het sluishoofd is de wanddikte na slopen van de woonkelder 6,8 meter tegen 16 meter van de vloerbreedte. De wanddikte kan dus zeker niet zonder meer verwaarloosd worden t.o.v. de vloerbreedte. Dit leidt tot een veel complexer rekenmodel en dus tot meer cijferwerk.

Een ander probleem is de sterk wisselende doorsnede van de wand door de aanwezigheid van het omloopriool en de bedieningsvloeren. Dit beïnvloedt de stijfheid van de wand, welke in de berekening meegenomen moet worden. Voor het opstellen van een rekenmodel gaan we voorlopig uit van onderstaande doorsnede:



In de figuur zijn de hoogte- en lengte verhoudingen verschillend:

Moot I :	hoogte $\pm$ 20 m
	breedte 1,3 m
Moot II :	hoogte $\pm$ 3,25 m (vloerdeel zonder verdiepingen)
	breedte 2,5 m
Moot III :	hoogte $\pm$ 20 m
	breedte 3,0 m
Moot IV :	hoogte 2,25 m
	breedte 16,0 m

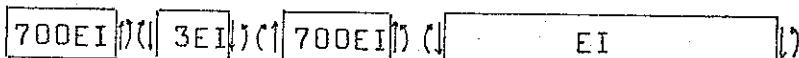
In verband met de symmetrie van de sluis behoeft niet naar de andere kant van de sluis gekeken te worden.

De verhouding van de stijfheden van de vier moten is:

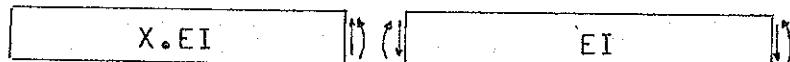
$$(20,0)^3 : (3,25)^3 : (20,0)^3 : (2,25)^3$$

Als we de stijfheid van moot IV (kolkvloer) aanduiden met EI, dan vinden we: 700EI : 3EI : 700EI : EI

De methode volgens Hetényi heeft de mogelijkheid om deze stijfheden volledig in de berekening mee te nemen. De verschillende moten worden dan losgemaakt onder invloeding van dwarskrachten en momenten op de uiteinden. De vervormingen onder invloed van deze (voorlopig eenheidslasten) lasten kunnen dan bepaald worden. De grootte van de werkelijke randlasten volgen dan uit de gaapvergelijkingen. Vervolgens kan iedere moot dan apart als elastisch ondersteunde ligger worden doorgerekend. Ons model wordt dan als volgt:



Bovenstaand model komt voort uit een bepaalde keuze van de doorsnede. Bij dit model wordt aangenomen, dat de grond de invloed merkt van het verschil in stijfheid in de kolkwand. Is dit niet het geval, dan reageert de wand als een monoliet en krijgen we onderstaand model:



De stijfheid van de wand is dan een volstrekte onbekende, waarvoor een aanname gedaan moet worden.

De twee genoemde modellen geven twee uitersten in denken aan. Het eerste model staat een maximale vervorming onder de wand toe, waarbij alle boven moet II gelegen vloer en wanden verwaarloosd. De stijfheid zal in werkelijkheid zeker groter zijn.

Het tweede model verwaarloost volledig het verschil in stijfheid in de wand. Indien de stijfheid van de wand wordt vastgesteld op 700.EI, dan is zeker dat de werkelijke stijfheid van de wand kleiner is. Hiermee is door de twee modellen een kader geschapen, waarbinnen de werkelijke constructie past. Voldoet het kader aan de optredende krachten, dan voldoet ook de werkelijke constructie.

Het tweede model is veel eenvoudiger van opzet dan het eerste. Toch zullen de resultaten van dit model vermoedelijk de waarden voor de werkelijke constructie het dichtste naderen. In de wand is er altijd sprake van een zeker verband tussen de verschillende onderdelen, hetgeen bij model 1 geheel verwaarloosd wordt. Teneinde de berekening binnen het kader rechtlijnig te houden, zal er geen speciale waarde aan een van beide modellen worden toegekend.

Het tweede model is vrij eenvoudig door te rekenen en staat daarom open voor variaties in de stijfheid, waardoor een gevoelighedsmodel samengesteld kan worden. Het model wordt doorgerekend voor de maximale stijfheid, welke gesteld wordt op 500.EI, en een minimale stijfheid gelijk aan de stijfheid van de wandvloer 3.EI. Ook een aangenomen stijfheid van 10.EI wordt doorgerekend. Samen met het eerste model zijn er nu vier modellen.

De stijfheid is hiermee op voldoende wijze in de berekening meegenomen. De andere component, die de berekening bepaalt, is de samendrukbaarheid van de grond. De grondslag bestaat uit zand en grind. Een minimale grens van de samendrukbaarheid is daarom

die van zand:  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$ . De bovengrens voor de samendrukbaarheid van de grond wordt dan gevormd door de k-waarde van grind:  $k = 10^8 \text{ N/m}^3$ . Worden nu alle modellen voor beide k-waarden doorgerekend, dan komt het totale aantal modellen op 8:

- Model: A(7); vier moten en  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$   
A(8); vier moten en  $k = 10^8 \text{ N/m}^3$   
B(7); twee moten en  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$ ,  $EI_{wand} = 3EI$   
B(8); twee moten en  $k = 10^8 \text{ N/m}^3$ ,  $EI_{wand} = 3EI$   
C(7); twee moten en  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$ ,  $EI_{wand} = 10EI$   
C(8); twee moten en  $k = 10^8 \text{ N/m}^3$ ,  $EI_{wand} = 10EI$   
D(7); twee moten en  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$ ,  $EI_{wand} = 500EI$   
D(8); twee moten en  $k = 10^8 \text{ N/m}^3$ ,  $EI_{wand} = 500EI$

Het totaal van modellen lijkt hiermee ingewikkeld en moeilijk in een controle-berekening te hanteren. Veel modellen zullen echter dezelfde of nagenoeg dezelfde uitkomsten geven, zodat slechts enkele modellen in de controle-berekening meegenomen behoeven te worden.

Twee duidelijk verschillende modellen zijn A(7) en B(7). Deze beide modellen zullen in het navolgende eerst uitgewerkt worden, waarna de variaties van de andere modellen ingevoerd kunnen worden.

Bij het model A(7) zal nog de invloed van de vloeren, welke boven moot II liggen, in de berekening ingevoerd worden. In het gehanteerde rekenmodel blijkt de invloed van deze vloeren op de uitkomsten nihil te zijn.

### III-2. MODEL A(7)

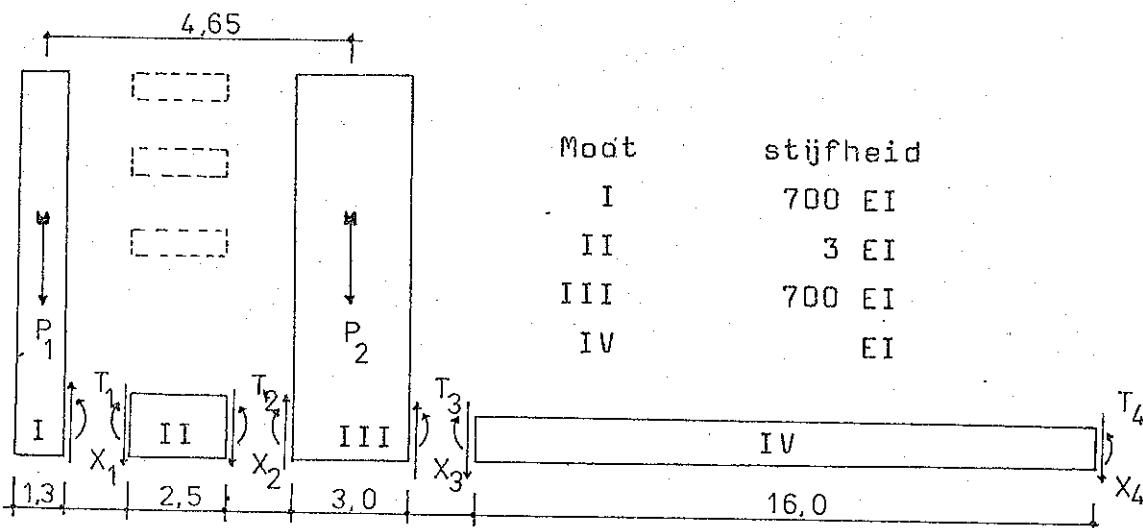


Fig. model A(7)

Bij de berekening wordt verondersteld, dat de uitwendige belastingen resulteren in een kracht  $P_1$  op moat I en een kracht  $P_2$  op moat III. Dit correspondeert redelijk met de werkelijkheid. Deze beide krachten omvatten het moment en de dwarskracht Q. Het moment M is te vinden bij belastingsgeval 2, punt 3. De dwarskracht Q moet nog bepaald worden. Algemeen geldt:

$$P_1 = -M/4,65 + 1,3/4,3.Q$$

$$P_2 = M/4,65 + 3,0/4,3.Q$$

Hierbij is verondersteld dat de neerwaartse kracht Q zich gelijkmatig over de beide moten verdeeld.

In de berekening wordt voorlopig geen rekening gehouden met de boven moat II liggende vloeren voor wat betreft de krachtoverdracht. Wel veronderstellen we een starre verbinding tussen de moten I en III buiten moat II om. Kort gezegd betekent dit dat de vervormingen van de moten I en III niet onafhankelijk van elkaar zijn. We kunnen dit in formulevorm weergeven. Hiertoe maken we de volgende tekenafspraak:

$w$  = zakkings t.g.v. een last P

$\theta$  = draaiing t.g.v. een last P of t.g.v. een eenheidslast

$\delta$  = zakkings t.g.v. een eenheidslast.

$w_I$  = zakkings in het midden van moat I

$w_{I-II}$  = zakkings aan de rand van moat I aan de kant van moat II

De eisen ten aanzien van de vervormingen van de moten I en III worden hiermee:

a) de hoekverdraaiingen van beide moten zijn gelijk:

$$\theta_I = \theta_{III}$$

b)  $4,65 \cdot \theta_I = -w_I + w_{III}$

Met deze eisen is de verbinding volkomen star genomen; ook dit is weer een uiterste, waardoor de inwendige spanningen groter worden dan de werkelijke.

De hoekverdraaiingen zijn tevens uitgedrukt in de zakkingen van beide moten. Deze laatste waarden gaan we nu bepalen.

#### Bepaling zakkingen t.g.v. de lasten $P_1$ en $P_2$ :

Voor moot I geldt:  $L = 1,3 \text{ m}$ ;  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$

$$EI = 25 \cdot 10^9 \cdot 1/12 \cdot 1,0 \cdot (20)^3 \\ = 1,67 \cdot 10^{13} \text{ Nm}^2$$

Volgens de theorie van Hetényi geldt:

$$w_I = \frac{2\lambda P}{k} \cdot \frac{\cosh(\frac{1}{2}\lambda L) \cdot \cos(\frac{1}{2}\lambda L)}{\sinh \lambda L + \sin \lambda L} \quad (1)$$

Hierin is  $\lambda = \sqrt[4]{k/4EI} \text{ m}^{-1}$

Voor moot I wordt  $\lambda$  dan:  $\lambda = 0,02$

Hieruit volgt voor  $w_I = 7,692 \cdot 10^{-8} \cdot P_1$  met  $P$  in (N)

Voor moot III geldt:  $L = 3,0 \text{ m}$ ;  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$

$$EI = 1,67 \cdot 10^{13} \text{ Nm}^2, \text{ dus } \lambda = 0,02$$

Met formule 1 krijgen we dan:  $w_{III} = 3,333 \cdot 10^{-8} \cdot P_2$

In de latere gaapvergelijkingen gebruiken we niet deze zakkingen, maar de randzakkingen. Deze randzakkingen kunnen in de  $w_I$  en  $w_{III}$  worden uitgedrukt:

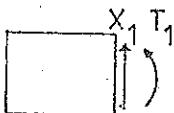
$$w_{I-II} = w_I + 0,65 \cdot \theta_I = 0,860 \cdot w_I + 0,140 \cdot w_{III} \quad (2)$$

$$w_{III-II} = w_{III} - 1,50 \cdot \theta_I = 0,323 \cdot w_I + 0,677 \cdot w_{III} \quad (3)$$

$$w_{III-IV} = w_{III} + 1,50 \cdot \theta_I = -0,323 \cdot w_I + 1,323 \cdot w_{III} \quad (4)$$

Bepaling verplaatsingen t.g.v. de eenheidslasten op de randen

MOOT I:



$$L = 1,3 \text{ m}$$

$$\lambda = 0,02$$

$$\delta_{I-II}^{x_1} = -\frac{2\lambda}{k} \frac{\sinh \lambda L \cdot \cosh \lambda L - \sin \lambda L \cdot \cos \lambda L}{\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L} \quad (5)$$

$$= -3,08 \cdot 10^{-7} \text{ m}$$

$$\theta_{I-II}^{x_1} = -\frac{2\lambda^2}{k} \frac{\sinh^2 \lambda L + \sin^2 \lambda L}{\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L} \quad (6)$$

$$= -3,57 \cdot 10^{-7}$$

$$\delta_{I-II}^{T_1} = -\frac{2\lambda^2}{k} \frac{\sinh^2 \lambda L + \sin^2 \lambda L}{\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L} \quad (7)$$

$$= -3,57 \cdot 10^{-7} \text{ m}$$

$$\theta_{I-II}^{T_1} = -\frac{4\lambda^3}{k} \frac{\sinh \lambda L \cdot \cosh \lambda L + \sin \lambda L \cdot \cos \lambda L}{\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L} \quad (8)$$

$$= -5,52 \cdot 10^{-7}$$

MOOT II:



$$L = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Stijfheid} = 3EI = 3 \cdot 25 \cdot 10^9 \cdot 1/12 \cdot 1,0 \cdot (2,25)^3 =$$

$$= 8,93 \cdot 10^{10}$$

Nu is  $\lambda = 0,073$

$$\text{Met formule (5): } \delta_{II-I}^{x_1} = 1,60 \cdot 10^{-7} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (6): } \theta_{II-I}^{x_1} = -9,68 \cdot 10^{-8} \text{ (Op teken letten !)}$$

$$\text{Met formule (7): } \delta_{\text{II-I}}^{T_1} = -9,65 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (8): } \theta_{\text{II-I}}^{T_1} = 7,75 \cdot 10^{-8}$$

Dankzij de symmetrie kunnen we nu direct de waarden t.g.v.  $x_2$  en  $T_2$  voor de kant II-III opschrijven:

$$\delta_{\text{III-II}}^{x_2} = \delta_{\text{II-I}}^{x_1} = 1,60 \cdot 10^{-7} \text{ m}$$

$$\theta_{\text{III-II}}^{x_2} = -\theta_{\text{II-I}}^{x_1} = 9,65 \cdot 10^{-8}$$

$$\delta_{\text{III-II}}^{T_2} = \delta_{\text{II-I}}^{T_1} = -9,65 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\theta_{\text{III-II}}^{T_2} = -\theta_{\text{II-I}}^{T_1} = -7,75 \cdot 10^{-8}$$

$$\delta_{\text{II-I}}^{x_2} = \frac{2\lambda}{k} \frac{\sinh\lambda L \cdot \cos\lambda L - \sin\lambda L \cdot \cosh\lambda L}{\sinh^2\lambda L - \sin^2\lambda L} \quad (9)$$

$$= -8,00 \cdot 10^{-8} \text{ m.}$$

$$\theta_{\text{II-I}}^{x_2} = \frac{4\lambda^2}{k} \frac{\sinh\lambda L \cdot \sin\lambda L}{\sinh^2\lambda L - \sin^2\lambda L} \quad (10)$$

$$= 9,65 \cdot 10^{-8}$$

$$\delta_{\text{II-I}}^{T_2} = \frac{4\lambda^2}{k} \frac{\sinh\lambda L \cdot \sin\lambda L}{\sinh^2\lambda L - \sin^2\lambda L} \quad (11)$$

$$= 9,65 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\theta_{\text{II-I}}^{T_2} = \frac{-4\lambda^3}{k} \frac{\sinh\lambda L \cdot \cos\lambda L + \sin\lambda L \cdot \cosh\lambda L}{\sinh^2\lambda L + \sin^2\lambda L} \quad (12)$$

$$= -7,75 \cdot 10^{-8}$$

Op grond van symmetrie geldt weer:

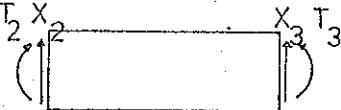
$$\delta_{\text{II-III}}^{x_1} = -8,00 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\theta_{\text{II-III}}^{x_1} = -9,65 \cdot 10^{-8}$$

$$\delta_{\text{II-III}}^{T_1} = 9,65 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\theta_{II-III}^{T_1} = 7,75 \cdot 10^{-8}$$

MOOT III:



$$L = 3,0 \text{ m}$$

$$\lambda = 0,02 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Met formule (5): } \delta_{III-II}^{X_2} = -1,34 \cdot 10^{-7} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (6): } \theta_{III-II}^{X_2} = 6,70 \cdot 10^{-8}$$

$$\text{Met formule (7): } \delta_{III-II}^{T_2} = -6,70 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (8): } \theta_{III-II}^{T_2} = 4,47 \cdot 10^{-8}$$

$$\text{Met formule (9): } \delta_{III-II}^{X_3} = 9,30 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (10): } \theta_{III-II}^{X_3} = -6,70 \cdot 10^{-8}$$

$$\text{Met formule (11): } \delta_{III-II}^{T_3} = 6,70 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (12): } \theta_{III-II}^{T_3} = -4,47 \cdot 10^{-8}$$

In verband met de symmetrie geldt weer:

$$\delta_{III-IV}^{X_3} = -1,34 \cdot 10^{-7} \text{ m}$$

$$\theta_{III-IV}^{X_3} = -6,70 \cdot 10^{-8}$$

$$\delta_{III-IV}^{T_3} = -6,70 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\theta_{III-IV}^{T_3} = -4,47 \cdot 10^{-8}$$

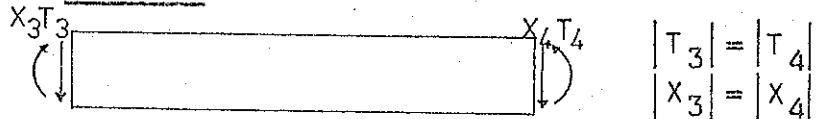
$$\delta_{III-IV}^{X_2} = 9,30 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\theta_{III-IV}^{X_2} = 6,70 \cdot 10^{-8}$$

$$\delta_{III-IV}^{T_2} = 6,70 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\theta_{III-IV}^{T_2} = 4,47 \cdot 10^{-8}$$

MOOT IV:



$$L = 16,0 \text{ m}$$

$$EI = 25 \cdot 10^9 \cdot 1/12 \cdot 1,0 \cdot (2,25)^3 = 2,37 \cdot 10^{10}$$

$$\text{Dan wordt } \lambda = 0,101$$

$$\text{Met formule (5): } \delta_{IV-III}^{X_3} = 2,66 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (6): } \theta_{IV-III}^{X_3} = -2,89 \cdot 10^{-9}$$

$$\text{Met formule (7): } \delta_{IV-III}^{T_3} = -2,89 \cdot 10^{-9} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (8): } \theta_{IV-III}^{T_3} = 5,37 \cdot 10^{-10}$$

$$\text{Met formule (9): } \delta_{IV-III}^{X_4} = -1,13 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (10): } \theta_{IV-III}^{X_4} = 2,03 \cdot 10^{-9}$$

$$\text{Met formule (11): } \delta_{IV-III}^{T_4} = 2,03 \cdot 10^{-9} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (12): } \theta_{IV-III}^{T_4} = -2,12 \cdot 10^{-10}$$

Op grond van symmetrie geldt:

Aan de andere kant van vloer IV krijgen we dezelfde waarden. Deze zijn echter niet nodig.

Opstellen van de gaapvergelijkingen

Tussen de moten I en II:

$$\text{zakking: } x_1 \delta_{I-II}^{x_1} + T_1 \delta_{I-II}^{T_1} + w_{I-II} = x_1 \delta_{II-I}^{x_1} + T_1 \delta_{II-I}^{T_1} \\ + T_2 \delta_{II-I}^{T_2} + x_2 \delta_{II-I}^{x_2}$$

Invullen van de waarden geeft:

$$-4,68 \cdot 10^{-7} \cdot x_1 + 8,00 \cdot 10^{-8} \cdot x_2 - 2,60 \cdot 10^{-7} T_1 - 9,65 \cdot 10^{-8} w_{I-II} = 0$$

Hoekverdraaiing:

$$x_1 \theta_{I-II}^{x_1} + T_1 \theta_{I-II}^{T_1} + \theta_I = x_1 \theta_{II-I}^{x_1} + T_1 \theta_{II-I}^{T_1} + x_2 \theta_{II-I}^{x_2} + T_2 \theta_{II-I}^{T_2}$$

Invullen van de waarden geeft:

$$-2,60 \cdot 10^{-7} x_1 - 9,65 \cdot 10^{-8} x_2 - 6,30 \cdot 10^{-7} T_1 + 7,75 \cdot 10^{-8} T_2 + \theta_I = 0$$

Tussen de moten II en III:

$$\text{zakking: } x_1 \delta_{II-III}^{x_1} + T_1 \delta_{II-III}^{T_1} + x_2 \delta_{II-III}^{x_2} + T_2 \delta_{II-III}^{T_2} \\ x_2 \delta_{III-II}^{x_2} + T_2 \delta_{III-II}^{T_2} + x_3 \delta_{III-II}^{x_3} + T_3 \delta_{III-II}^{T_3} + w_{III-II}$$

Invullen van de waarden geeft:

$$-8,00 \cdot 10^{-8} x_1 + 2,94 \cdot 10^{-7} x_2 - 9,30 \cdot 10^{-8} x_3 + 9,65 \cdot 10^{-8} T_1 - \\ - 2,95 \cdot 10^{-8} T_2 - 6,70 \cdot 10^{-8} T_3 - w_{III-II} = 0$$

Hoekverdraaiing:

$$x_1 \theta_{II-III}^{x_1} + T_1 \theta_{II-III}^{T_1} + x_2 \theta_{II-III}^{x_2} + T_2 \theta_{II-III}^{T_2} = \\ x_2 \theta_{III-II}^{x_2} + T_2 \theta_{III-II}^{T_2} + x_3 \theta_{III-II}^{x_3} + T_3 \theta_{III-II}^{T_3} + \theta_{III}$$

Invullen van de waarden geeft:

$$-9,65 \cdot 10^{-8} x_1 + 2,95 \cdot 10^{-8} x_2 + 6,70 \cdot 10^{-8} x_3 + \\ + 7,75 \cdot 10^{-8} T_1 - 12,22 \cdot 10^{-8} T_2 + 4,47 \cdot 10^{-8} T_3 - \theta_{III} = 0$$

Tussen de moten III en IV:

zakking:

$$x_2 \delta^{x_2}_{III-IV} + t_2 \delta^{t_2}_{III-IV} + x_3 \delta^{x_3}_{III-IV} + t_3 \delta^{t_3}_{III-IV} + w_{III-IV} = \\ x_3 \delta^{x_3}_{IV-III} + t_3 \delta^{t_3}_{IV-III} + x_4 \delta^{x_4}_{IV-III} + t_4 \delta^{t_4}_{IV-III}$$

Nu is vanwege de symmetrie:  $x_3 = x_4$  en  $t_3 = t_4$

Vullen we gelijk de waarden in, dan vinden we:

$$9,30 \cdot 10^{-8} x_2 - 1,49 \cdot 10^{-7} x_3 + 6,70 \cdot 10^{-8} t_2 - 6,614 \cdot 10^{-8} t_3 + w_{III-IV} = 0$$

Hoekverdraaiing:

$$x_2 \theta^{x_2}_{III-IV} + t_2 \theta^{t_2}_{III-IV} + x_3 \theta^{x_3}_{III-IV} + t_3 \theta^{t_3}_{III-IV} + \theta_{III-IV} = \\ x_3 \theta^{x_3}_{IV-III} + t_3 \theta^{t_3}_{IV-III} + x_4 \theta^{x_4}_{IV-III} + t_4 \theta^{t_4}_{IV-III}$$

Invullen van de waarden geeft:

$$6,70 \cdot 10^{-8} x_2 - 6,614 \cdot 10^{-8} x_3 + 4,47 \cdot 10^{-8} t_2 - 4,50 \cdot 10^{-8} t_3 + \theta_{III} = 0$$

We hebben nu 6 gaapvergelijkingen op kunnen stellen met daarin 6 onbekende krachten:  $x_1$ ,  $x_2$ ,  $x_3$ ,  $t_1$ ,  $t_2$  en  $t_3$ . Met behulp van de vergelijkingen (2), (3) en (4) zijn de gaapvergelijkingen als volgt te schrijven:

$-46,80x_1 + 8,00x_2$	$-26,05t_1 - 9,65t_2$	$= (-0,86w_I^I - 0,140w_{III}^I)$
$-26,05x_1 + 9,65x_2$	$-63,00t_1 + 7,75t_2$	$= (0,22w_I^I - 0,22w_{III}^I)$
$-8,00x_1 + 29,40x_2 - 9,30x_3 + 9,65t_1 - 2,95t_2 - 6,70t_3$	$= (0,323w_I^I + 0,677w_{III}^I)$	
$-9,65x_1 + 2,95x_2 + 6,70x_3 + 7,75t_1 - 12,22t_2 + 4,47t_3$	$= (-0,215w_I^I + 0,215w_{III}^I)$	
$+ 9,30x_2 - 14,90x_3$	$+ 6,70t_2 - 6,61t_3$	$= (0,323w_I^I + 1,323w_{III}^I)$
$6,70x_2 - 6,61x_3$	$+ 4,47t_2 - 4,50t_3$	$= (0,215w_I^I - 0,215w_{III}^I)$

Hierbij geldt  $w^I = w \cdot 10^{-8}$ .

We kunnen dit stelsel vergelijkingen oplossen en krijgen dan de onbekende krachten uitgedrukt in de verplaatsingen  $w_I$  en  $w_{III}$ . Deze laatste zijn eenvoudig te berekenen.

Na het oplossen van het stelsel vinden we:

$$\begin{aligned}X_1 &= 10102578 w_I - 5223185 w_{III} \quad (\text{NB: Deze waarden geven slechts bij benadering de juiste oplossing. Dit is het gevolg van afrondingen.}) \\X_2 &= -5080459 w_I + 14874727 w_{III} \\X_3 &= -241730 w_I + 18595601 w_{III} \\T_1 &= -6907546 w_I + 3800658 w_{III} \quad (\text{De waarden geven dus een schijnnaauwkeurigheid. We moeten spreken van orde van grootte.}) \\T_2 &= -25663334 w_I + 28909121 w_{III} \\T_3 &= -37479264 w_I + 28310244 w_{III}\end{aligned}$$

Nu geldt tevens:  $w_I = 7,692 \cdot 10^{-8} P_1$   
 $w_{III} = 3,333 \cdot 10^{-8} P_2$

Als we dit in het stelsel vergelijkingen invullen, vinden we:

$$\begin{aligned}X_1 &= 0,7771 P_1 - 0,1741 P_2 \\X_2 &= -0,3908 P_1 + 0,4958 P_2 \\X_3 &= -0,0186 P_1 + 0,6198 P_2 \\T_1 &= -0,5313 P_1 + 0,1267 P_2 \\T_2 &= -1,9740 P_1 + 0,9635 P_2 \\T_3 &= -2,8829 P_1 + 0,9436 P_2\end{aligned}$$

Als laatste stap kunnen we nu de lasten  $P$  vervangen door de uitwendige belastingen. Voor de lasten  $P$  hebben we de volgende uitdrukkingen gevonden:

$$\begin{aligned}P_1 &= -M/4,65 + (1,3 \cdot Q)/4,3 \\P_2 &= M/4,65 + (3,0 \cdot Q)/4,3\end{aligned}$$

Het stelsel vergelijkingen wordt dan:

$$\begin{aligned}X_1 &= -0,2046 \cdot M + 0,1135 \cdot Q \\X_2 &= 0,1907 \cdot M + 0,2278 \cdot Q \\X_3 &= 0,1373 \cdot M + 0,4268 \cdot Q \\T_1 &= 0,1415 \cdot M - 0,0722 \cdot Q \\T_2 &= 0,6317 \cdot M + 0,0754 \cdot Q \\T_3 &= 0,8229 \cdot M - 0,2132 \cdot Q\end{aligned}$$

De inwendige krachten zijn nu uitgedrukt in de uitwendige belastingen. Ook hier geven de uitkomsten slechts de orde van grootte aan.

Met dit laatste stelsel hebben we de reactie van model A(7) bepaald. In de vergelijking met de andere modellen zal alleen met  $X_3$  en  $T_3$  verder gerekend worden. De andere modellen geven namelijk alleen voor  $X_3$  en  $T_3$  uitkomsten. Het gevonden stelsel maakt wel een controle op de andere krachten mogelijk. Ook voor de overige krachten worden uitkomsten gevonden, die in de buurt van de waarden voor  $X_3$  en  $T_3$  liggen. Bij een controle achteraf met een bekende  $M$  en  $Q$  blijkt  $X_3$  de grootste dwarskracht te zijn en hebben  $T_2$  en  $T_3$  dezelfde orde van grootte. De krachten  $X_3$  en  $T_3$  zijn dus bepalend voor de constructie.

In de berekening tot op dit punt is de invloed van de boven moot II gelegen vloeren verwaarloosd. We gaan nu na of dit terecht geweest is.

#### Invoering verdiepingsvloeren in de berekening

In de methode volgens Hetényi is alleen variatie van moottijfheid en grondsamendrukbaarheid mogelijk. De invloed van de vloeren boven moot II moeten dus verwerkt worden in de stijfheid van vloermoot II.

We nemen voor deze extra stijfheid een veel te grote waarde aan, namelijk dezelfde stijfheid als van moot II. De totale stijfheid van moot II komt hiermee op  $6EI$ . Als we nu  $\lambda$  berekenen vinden we:

$$\lambda = 0,061 \text{ (was } 0,073)$$

$$L = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{Met formule (5): } \delta_{\text{II-I}}^{X_1^*} = \frac{2 \cdot 0,061}{10^{-7}} \cdot \frac{0,1535 \cdot 1,0117 - 0,1523 \cdot 0,9883}{0,02357 - 0,02320} \\ = 1,60 \cdot 10^{-7} \text{ m}$$

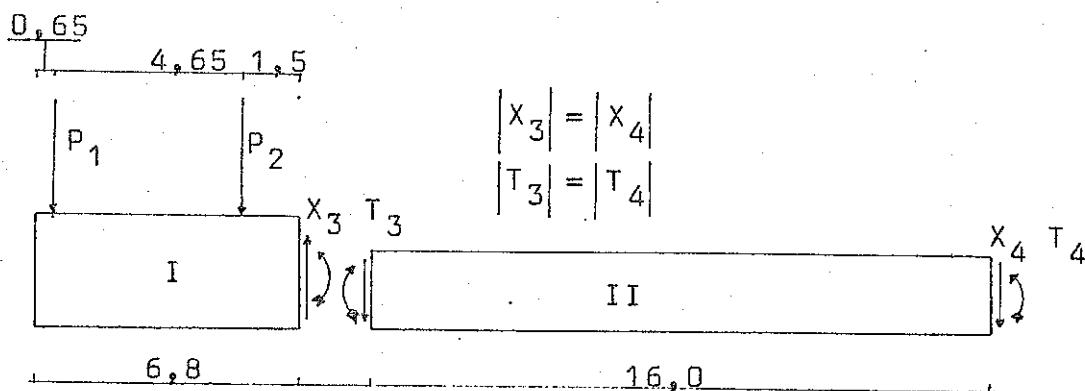
Dit is exact hetzelfde als wat we bij de oude stijfheid voor moot II vonden. Zonder hier verder uit te werken blijken ook de andere componenten ongeveer dezelfde waarden op te leveren. Moot II was blijkbaar bij zijn oude stijfheid zo stijf, dat verandering hierin geen andere reacties van de grond oplevert. Van dit feit zal bij de uitwerking van de andere modellen nog dankbaar gebruik gemaakt worden. De controle wordt daar ook volledig doorgevoerd.

Deze uitkomsten leiden tot de conclusie, dat de invloed van de bovenliggende vloeren verwaarloosd mag worden. Dit zal in de praktijk natuurlijk niet waar zijn, maar is hier een gevolg van het gebruikte model.

De invloed van de vloeren is nog op andere wijze na te gaan. Het uitgewerkte model levert na invullen van de gevonden krachten restverplaatsingen. De vloeren zullen zich tegen deze restverplaatsingen willen verzetten. Na enig rekenwerk kunnen dan de krachten in de vloeren gevonden worden. Deze krachten zijn dan te verwaarlozen ten opzichte van de krachten in mocht II. De invloed van deze krachten op de kracht  $X_3$  en  $T_3$  is al geheel afwezig.

Het model A(7) is hiermee volledig uitgewerkt.

III-3. MODEL B(7)



Moot I: stijfheid =  $3EI$

Moot II: stijfheid =  $EI$

De waarden voor de componenten van moot II zijn hetzelfde als van model A(7). Ze worden daaruit overgenomen.

MOOT I:

Verplaatsingen t.o.v.  $P_1$

$$w_{I-II} = \frac{\lambda}{k} \frac{A}{\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L} P_1 \quad (13)$$

waarin voor A geldt:

$$\begin{aligned} A = & 2 \cosh \lambda x \cdot \cos \lambda x \cdot (\sinh \lambda L \cdot \cos \lambda a \cdot \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cdot \cosh \lambda a \cdot \cos \lambda b) + \\ & + (\cosh \lambda x \cdot \sin \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) * \\ & * (\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cdot \cos \lambda b - \cos \lambda a \cdot \sinh \lambda b) + \\ & + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cdot \cos \lambda b - \cosh \lambda a \cdot \sin \lambda b)) \end{aligned} \quad (14)$$

In ons geval geldt:  $x = 0 \text{ m}$

$$EI^* = 3EI \quad a = 4,65 + 1,5 = 6,15 \text{ m}$$

$$\lambda = 0,077 \quad b = 0,65 \text{ m}$$

$$L = 6,80 \text{ m}$$

Met formule (14) volgt:  $A = -0,1362$

Met formule (13) volgt:  $w_{I-II} = -2,089 \cdot 10^{-8} P_1 \text{ m}$

$$\theta_I = -\frac{2\lambda^2}{k} \frac{B}{\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L} P_1 \quad (15)$$

waarin voor B geldt:

$$B = \text{Cosh}\lambda x \cdot \cos\lambda x \cdot (\text{Sinh}\lambda L(\sin\lambda a \cdot \text{Cosh}\lambda b - \cos\lambda a \cdot \text{Sinh}\lambda b) + \\ \sin\lambda L(\text{Sinh}\lambda a \cdot \cos\lambda b - \text{Cosh}\lambda a \cdot \sin\lambda b)) - \\ - (\text{Cosh}\lambda x \cdot \sin\lambda x - \text{Sinh}\lambda x \cdot \cos\lambda x) * \\ * (\text{Sinh}\lambda L \cos\lambda a \cdot \text{Cosh}\lambda b - \sin\lambda L \cdot \text{Cosh}\lambda a \cdot \cos\lambda b)) \quad (16)$$

Met formule (16):  $B = 0,4433$

Met formule (15):  $\theta_I = -1,047 \cdot 10^{-8} \cdot P_1$

#### Verplaatsingen t.g.v. $P_2$

Nu geldt  $x = 0 \text{ m}$

$$a = 1,5 \text{ m}$$

$$b = 0,65 + 4,65 = 5,30 \text{ m}$$

$$L = 6,8 \text{ m}$$

Met formule (14):  $A = 0,2563$

Met formule (13):  $w_I = 3,9317 \cdot 10^{-8} \cdot P_2$

Met formule (16):  $B = -0,3065$

Met formule (15):  $\theta_I = 7,241 \cdot 10^{-9} \cdot P_2$

Hier blijkt duidelijk het grote voordeel van dit model boven model A(7). De hoekverdraaiing kan onafhankelijk van de zakkings worden bepaald, terwijl in model A(7) de hoekverdraaiing door de eis van een starre band tussen moat I en III in de zakkings is uitgedrukt.

#### Berekening componenten t.g.v. eenheidslasten op de rand

$$\lambda = 0,077 \text{ m}^{-1}$$

$$L = 6,8 \text{ m}$$

$$k = 10^7 \text{ N/m}^3$$

Met formule (5):  $\delta_{I-II}^{X_3} = -5,882 \cdot 10^{-8} \text{ m}$

Met formule (6):  $\theta_{I-II}^{X_3} = -1,300 \cdot 10^{-8}$

Met formule (7):  $\delta_{I-II}^{T3} = -1,300 \cdot 10^{-8} \text{ m}$

$$\text{Met formule (8): } \theta_{I-II}^{T_3} = -3,712 \cdot 10^{-9}$$

Hiermee zijn alle componenten bepaald.

### Gaatvergelijkingen

zakking:

$$x_3 \delta_{II-I}^{T_3} + T_3 \delta_{II-I}^{T_3} + x_4 \delta_{II-I}^{X_4} + T_4 \delta_{II-I}^{T_4} = w_{I-II} + x_3 \delta_{I-II}^{X_3} + T_3 \delta_{I-II}^{T_3}$$

Invullen van de waarden geeft: ( $|x_3| = |x_4| ; |T_3| = |T_4|$ )

$$-7,412 \cdot 10^{-8} x_3 - 1,214 \cdot 10^{-8} T_3 + w_{I-II} = 0$$

Hoekverdraaiing:

$$x_3 \theta_{I-II}^{T_3} + T_3 \theta_{I-II}^{T_3} + \theta_{I-II} = x_3 \theta_{II-I}^{X_3} + T_3 \theta_{II-I}^{T_3} + x_4 \theta_{II-I}^{X_4} + T_4 \theta_{II-I}^{T_4}$$

Invullen van de waarden geeft:

$$-1,214 \cdot 10^{-8} x_3 - 0,4037 \cdot 10^{-8} T_3 + \theta_{I-II} = 0$$

Oplossen van deze twee gaapvergelijkingen geeft:

$$x_3 = -79945761 \theta_{I-II} + 26586552 w_{I-II}$$

$$T_3 = 488105590 \theta_{I-II} - 79945761 w_{I-II}$$

We kunnen de  $\theta$  en  $w$  vervangen door de lasten  $P$ :

$$x_3 = 0,2816 P_1 + 0,4665 P_2$$

$$T_3 = -3,4404 P_1 + 0,3909 P_2$$

De lasten  $P$  vervangen we dan weer door de uitwendige belastingen:

$$x_3 = 0,0398 \cdot M + 0,4106 \cdot Q$$

$$T_3 = 0,8239 \cdot M - 0,7674 \cdot Q$$

Hiermee is model B(7) volledig uitgewerkt.

### III-4. VARIATIES IN DE STIJFHEID

Om de gevoeligheid van de modellen na te gaan, zullen we nu eerst variaties in de stijfheid van de moten aanbrengen. Het betreft daarbij de stijfheid van moot I in model B(7), hetgeen leidt tot de modellen C(7) en D(7). Beide modellen zullen in het volgende gedeelte gesamen worden doorgerekend.

#### MODEL C(7) en MODEL D(7)

Voor model C(7) geldt:  $EI_{moot\ I} = 10\ EI = 2,37 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$   
Dan wordt  $\lambda = 0,057 \text{ m}^{-1}$

Voor model D(7) geldt  $EI_{moot\ I} = 500\ EI = 1,66 \cdot 10^{13} \text{ Nm}^2$   
Dan wordt  $\lambda = 0,021 \text{ m}^{-1}$

Alle andere gegevens zijn overeenkomstig model B(7), ook de gegevens voor moot II. We moeten derhalve alleen de zakkingen, hoekverdraaiingen en de componenten t.g.v. de eenheidslasten bepalen. We doen dit hier voor een aantal waarden volledig uitgewerkt, waarna voor het totale overzicht alle waarden in tabelvorm worden weergegeven.

#### Zakking t.g.v. $P_1$

Model C(7):

Met formule (14):  $A = -0,057 \cdot 10$

Met formule (13):  $w_{I-II} = -2,105 \cdot 10^{-8} \cdot P_1$

Model D(7):

Met formule (14):  $A = -0,3079$

Met formule (13):  $w_{I-II} = -2,076 \cdot 10^{-8} \cdot P_1$

De resultaten zijn voor beide modellen nagenoeg hetzelfde, terwijl ook de overeenstemming met model B(7) -  $w_{I-II} = -2,089 \cdot 10^{-8} \cdot P_1$  - goed is. De variatie van de stijfheid leidt tot dezelfde waarden voor de componenten. Dit verschijnsel is al toegepast bij de vloeren boven moot II en biedt de mogelijkheid om de verschillende modellen snel door te rekenen. Alle componenten zijn in dit geval

bepaald om na te gaan of de overeenstemming tussen de verschillende modellen compleet was. Dit heeft geleid tot onderstaande tabel:

M.b.v. formule	component	Model C(7)	Model D(7)
(14)	$A-P_1$	-0,057	-0,3079
(13)	$w-P_1$	$-2,105 \cdot 10^{-8} P_1$	$-2,076 \cdot 10^{-8} P_1$
(14)	$A-P_2$	0,1039	$5,2558 \cdot 10^{-3}$
(13)	$w-P_2$	$3,947 \cdot 10^{-8} P_2$	$3,982 \cdot 110^{-8} P_2$
(16)	$B-P_1$	0,2430	0,0330
(15)	$\theta-P_1$	$-1,049 \cdot 10^{-8} P_1$	$-1,039 \cdot 10^{-8} P_1$
(16)	$B-P_2$	-0,1639	-0,0228
(15)	$\theta-P_2$	$7,075 \cdot 10^{-9} P_2$	$7,179 \cdot 10^{-9} P_2$
(5)	$\delta_{I-II}^3$	$-5,885 \cdot 10^{-8}$	$-5,929 \cdot 10^{-8}$
(6)	$\theta_{I-II}^3$	$-1,299 \cdot 10^{-8}$	$-1,298 \cdot 10^{-8}$
(7)	$\delta_{I-II}^3$	$-1,299 \cdot 10^{-8}$	$-1,298 \cdot 10^{-8}$
(8)	$\theta_{I-II}^3$	$-3,820 \cdot 10^{-9}$	$-3,817 \cdot 10^{-9}$

Bovenstaande tabel geeft de bijzonder goede overeenkomst tussen de waarden van model C(7) en D(7) weer. Indien we deze waarden vergelijken met die gevonden voor model B(7), dan blijkt wederom de overeenkomst. De modellen C(7) en D(7) hebben dan ook dezelfde oplossingen voor  $X_3$  en  $T_3$  als model B(7). De modellen C(7) en D(7) komen hiermee te vervallen.

VARIATIES IN DE SAMENDRUKBAARHEID VAN DE GROND

We gaan nu de gevoeligheid van de modellen onderzoeken voor de variatie in de samendrukbaarheid van de grond. We kunnen hierbij met dank gebruik maken van de resultaten, welke gevonden werden bij de variatie van de stijfheid van de moten. De  $\lambda$ -waarde is immers afhankelijk van de stijfheid EI en de samendrukbaarheid k van de grond. In het vorige hoofdstuk hebben we gezien, dat voor mocht I veranderingen in de  $\lambda$ -waarde geen invloed hebben op de waarden van de componenten. Dit is vermoedelijk het gevolg van het feit dat de hoogte-lengte verhouding groot is. Als dit waar is voor mocht I van model B(7), dan geldt het zeker voor de moten I, II en III uit model A(7). Van beide modellen zal de vloermoot wel gecontroleerd moeten worden, omdat daarvoor de hoogte-lengte verhouding belangrijk kleiner is.

Behalve in de  $\lambda$ -term komt de k-waarde ook nog los in de noemer van alle formules voor. Wordt de k-waarde i.p.v.  $10^7 \text{ N/m}^3$  nu  $10^8 \text{ N/m}^3$  gekozen, dan worden alle eerder gevonden waarden dus een factor 10 kleiner. Dit is eenvoudig in de berekening mee te nemen. Na controle en zo mogelijk berekening van de componenten voor de vloermoot kunnen dan de gaapvergelijkingen weer opgesteld worden.

Uit bovenstaande volgt direct dat ook bij variatie van de samendrukbaarheid van de grond de modellen C(8) en D(8) overeenkomen met model B(8). We werken dus alleen met de modellen A(8) en B(8).

III-6.

### MODEL A(8)

Model A(8) komt geheel overeen met model A(7) voor wat betreft de vormgeving van de constructie. In model A(8) wordt echter gewerkt met een  $k_3 = 10^8 \text{ N/m}^3$  i.p.v.  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$ .

Voor de moten I, II en III geldt dan, dat alle voor model A(7) gevonden waarden door 10 gedeeld moeten worden. Moot IV vormt de vloermoot en zal apart gecontroleerd moeten worden.

#### MOOT IV:

Voor moot IV geldt:  $k = 10^8 \text{ N/m}^3$

$$EI = 2,37 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$$

$$\text{Daarmee wordt } \lambda = 0,180 \text{ m}^{-1}$$

$$L = 16,0 \text{ m}$$

Met formule (5):  $\delta_{IV-III}^{X_3} = 3,637 \cdot 10^{-9} \text{ m}$

Met formule (6):  $\theta_{IV-III}^{X_3} = -6,49 \cdot 10^{-10}$

Met formule (7):  $\delta_{IV-III}^{T_3} = -6,49 \cdot 10^{-10} \text{ m}$

Met formule (8):  $\theta_{IV-III}^{T_3} = 2,34 \cdot 10^{-10}$

Met formule (9):  $\delta_{IV-III}^{X_4} = -4,98 \cdot 10^{-10} \text{ m}$

Met formule (10):  $\theta_{IV-III}^{X_4} = 3,78 \cdot 10^{-11}$

Met formule (11):  $\delta_{IV-III}^{T_4} = 3,78 \cdot 10^{-11} \text{ m}$

Met formule (12):  $\theta_{IV-III}^{T_4} = 1,856 \cdot 10^{-11}$

Hiermee zijn alle componenten voor moot IV bepaald.

Deze waarden zijn duidelijk afwijkend van die gevonden met model A(7). Bij de hoogte-lengte verhouding van moot IV werken de invloeden van de variaties van stijfheid en samendrukbaarheid blijkbaar wel door.

We kunnen nu weer de gaapvergelijkingen opstellen.

De algemene vorm is exact hetzelfde als voor model A(7). Na het invullen van de gevonden waarden zijn de eerste vier vergelijkingen t.o.v. die voor model A(7) door 10 gedeeld. De overige twee verschillen sterk.

Het stelsel gaapvergelijkingen wordt voor een  $k = 10^8$   
 $N/m^3$  als volgt:

$-46,80X_1 + 8,00X_2$	$-26,05T_1 - 9,65T_2$	$= -0,860w_I^! - 0,140w_{II}^!$
$-26,05X_1 - 9,65X_2$	$-63,00T_1 + 7,75T_2$	$= 0,215w_I^! - 0,215w_{II}^!$
$-8,00X_1 + 29,40X_2 - 9,30X_3$	$+ 9,65T_1 - 2,95T_2 - 6,70T_3$	$= 0,323w_I^! + 0,677w_{II}^!$
$-9,65X_1 + 2,95X_2 + 6,70X_3$	$+ 7,75T_1 - 12,22T_2 + 4,47T_3$	$= -0,215w_I^! + 0,215w_{II}^!$
$9,30X_2 - 16,54X_3$	$+ 6,70T_2 - 6,09T_3$	$= 0,323w_I^! - 1,323w_{II}^!$
$6,70X_2 - 6,09X_3$	$+ 4,47T_2 - 4,72T_3$	$= 0,215w_I^! - 0,215w_{II}^!$

Waarin  $w^! = w \cdot 10^9$

De oplossing van de gaapvergelijkingen is dan:

$$X_1 = 88374502 w_I - 55451500 w_{III}$$

$$X_2 = -29265684 w_I + 155137350 w_{III}$$

$$X_3 = -29172626 w_I + 164957390 w_{III}$$

$$T_1 = -60227984 w_I + 40004730 w_{III}$$

$$T_2 = -201182090 w_I + 304132040 w_{III}$$

$$T_3 = -239837070 w_I + 340761310 w_{III}$$

We vervangen de zakkingen weer door de lasten P:

$$X_1 = 0,6798 P_1 - 0,1848 P_2$$

$$X_2 = -0,2251 P_1 + 0,5171 P_2$$

$$X_3 = -0,2244 P_1 + 0,5498 P_2$$

$$T_1 = -0,4633 P_1 + 0,1333 P_2$$

$$T_2 = -1,5475 P_1 + 1,0137 P_2$$

$$T_3 = -1,8448 P_1 + 1,1358 P_2$$

Uiteindelijk voeren we de uitwendige belastingen in:

$$X_1 = -0,1859 M + 0,0766 Q$$

$$X_2 = 0,1596 M + 0,2927 Q$$

$$X_3 = 0,1665 M + 0,3157 Q$$

$$T_1 = 0,1283 M - 0,0471 Q$$

$$T_2 = 0,5508 M + 0,2394 Q$$

$$T_3 = 0,6410 M + 0,2347 Q$$

Hiermee is model A(8) volledig uitgewerkt.

### III-7. MODEL B(8)

We kunnen model B(8) nu snel doorrekenen. Dit model komt immers overeen met model B(7) afgezien van de k-waarde. De invloed van deze k-waarde op de componenten blijft voor moot I beperkt tot een vermenigvuldiging van de waarden uit model B(7) met een factor  $k_{oud}/k_{nieuw}$ . Dit betekent hier delen door 10.

De waarden van de componenten voor moot II, de vloer-moot, veranderen wel ingrijpend door de andere k-waarde. Moot II van model B(8) komt echter precies overeen met moot IV van model A(8), zodat de daar gevonden waarden zonder meer overgenomen kunnen worden.

Alle benodigde waarden zijn daarmee bepaald en kunnen in de gaapvergelijkingen ingevuld worden. De algemene vorm van de gaapvergelijkingen zijn hetzelfde als voor model B(7). Invullen van de waarden levert voor de gaapvergelijkingen:

$$-9,063 \cdot 10^{-9} X_3 - 0,721 \cdot 10^{-9} T_3 + w_{I-II} = 0 \quad (\text{zakking})$$

$$-0,721 \cdot 10^{-9} X_3 - 0,670 \cdot 10^{-9} T_3 + \theta_{I-II} = 0 \quad (\text{hoekverdraaiing})$$

Oplossen van dit stelsel vergelijkingen geeft:

$$X_3 = -129854460 \theta_{I-II} + 120669210 w_{I-II}$$

$$T_3 = 1632273600 \theta_{I-II} - 129852130 w_{I-II}$$

De vergelijkingen, waarmee de zakkingen in de lasten P zijn uitgedrukt (model B(7)), hebben betrekking opp moot I. De daar gevonden waarden kunnen om die reden voor dit model gedeeld worden door 10. We krijgen dan:

$$X_3 = -0,1166 P_1 + 0,3806 P_2$$

$$T_3 = -1,4377 P_1 + 0,6712 P_2$$

Nu kunnen we weer de uitwendige belastingen invoeren:

$$X_3 = 0,1069 M + 0,2303 Q$$

$$T_3 = 0,4535 M + 0,0336 Q$$

Hiermee is model B(8) volledig uitgewerkt.

### III-8. Resumé modellen

De resultaten van de voorgaande berekeningen hebben ertoe geleid, dat van de acht modellen er maar vier overblijven.. Van deze modellen worden alleen de uitkomsten met betrekking tot de randkrachten  $X_3$  en  $T_3$  tussen de wand en de vloer nader beschouwd. Deze krachten zijn de grootste inwendige krachten, die optreden, en ze zijn om die reden belangrijk voor de dimensionering van de constructie. Voor de volledigheid en voor een vlot overzicht zijn onderstaand voor de vier modellen de uitdrukkingen voor de krachten weergegeven:

Model A(7):  $X_3 = 0,1373 \cdot M + 0,4268 \cdot Q$   
 $T_3 = 0,8229 \cdot M - 0,2132 \cdot Q$

Model B(7):  $X_3 = 0,0398 \cdot M + 0,4106 \cdot Q$   
 $T_3 = 0,8239 \cdot M - 0,7674 \cdot Q$

Model A(8):  $X_3 = 0,1665 \cdot M + 0,3157 \cdot Q$   
 $T_3 = 0,6410 \cdot M + 0,2347 \cdot Q$

Model B(8):  $X_3 = 0,1069 \cdot M + 0,2303 \cdot Q$   
 $T_3 = 0,4535 \cdot M + 0,0336 \cdot Q$

Met de bovenstaande formules is het krachtsprobleem gekwantificeerd. De vloer kan nu afzonderlijk van de rest van de constructie worden beschouwd als een ligger met elastische ondersteuning bij bekende randlasten. De waarden van de randlasten zijn eerst bekend nadat  $M$  en  $Q$  vastgesteld zijn.

Een beschouwing van bovenstaande formules geeft als uitkomst, dat de modellen A de grootste krachten opleveren. Dit feit wordt vermoedelijk voor een groot deel veroorzaakt door de aanname van volkomen gelijkmataig verdraaien van de moten I en III. De verplaatsing en tengevolge van deze aanname zijn vrij groot en veroorzaken dus grote momenten en dwarskrachten. Het grote voordeel van de modellen B is dat er geen aanname van buitenaf zijn opgelegd bij het opstellen en uitwerken

van de modellen. De uitkomsten verkregen met de modellen B konden om deze reden wel eens beter aansluiten bij de werkelijke constructie, alhoewel dit geen punt van wezenlijk belang is.

De presentatie van de inwendige krachten, waarbij deze uitgedrukt zijn in de uitwendige krachten, heeft het voordeel dat ten eerste snel alle belastingsgevallen doorgerekend kunnen worden en ten tweede dat snel inzicht wordt verkregen hoe te grote krachten het beste verkleind kunnen worden.

Na de positieve opmerkingen bij de gebruikte methode zijn enkele kritische kanttekeningen onvermijdelijk. De methode van de elastisch ondersteunde ligger is gebaseerd op een aantal aanname met betrekking tot het materiaalgedrag. Een aanname, welke hier zeker ter discussie gesteld kan worden, is de veronderstelling, dat rechte doorsneden recht blijven. Dit is zeker een redelijke aanname voor een ligger, waarbij de lengte veel groter is dan de liggerhoogte. In het geval van de sluiswand geldt echter, dat de liggerhoogte veel groter is dan de lengte. De wand werkt in feite als een schijf. Dit verklaart voor een deel het feit, dat de variaties van de stijfheid van de wand niet doorwerken in de uitkomsten. Dit betekent wel onmiddelijk, dat alle met de gebruikte modellen verkregen resultaten met enige reserve beschouwd moeten worden.

Het feit, dat toch de methode van de elastisch ondersteunde liggers in dit geval is toegepast, ligt aan het ontbreken van een betere handzame methode. Het doorrekenen van een complexe constructie als een sluishoofd is alleen goed mogelijk met de elementenmethode en gezien de vormgeving van het hoofd zal het aantal benodigde elementen niet gering zijn. Een geheel andere methode is het modelonderzoek met behulp van een perspex model.

### III-9. CONTROLE OP DE INWENDIGE SPANNINGEN IN DE VLOER

Een eerste vereiste voor een verdere berekening is het verkrijgen van waarden voor  $M$  en  $Q$ . Een waarde voor het uitwendig opgelegd moment  $M$  is te vinden bij de belastingsgevallen voor punt 3. We houden voor het moment  $M$  de waarde voor  $M_3$  aan. Dit geeft:

$$\text{Belastingsgeval 1. : } M = 832,5 \text{ kNm/m}^2$$

$$\text{Belastingsgeval 2. : } M = 11403,6 \text{ kNm/m}^2$$

$$\text{Belastingsgeval 3. : } M = 10781,2 \text{ kNm/m}^2$$

- De kracht  $Q$  wordt bepaald door het eigen gewicht van de wand en door de verticale component van de gronddruk, welke op de halve waarde van de horizontale wordt aangehouden:

$$Q = 1,10 \cdot (4,3 \cdot 20 \cdot 25) + \frac{1}{2} p \\ = 1,10 \cdot 2150 + \frac{1}{2} \cdot (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)$$

De factor 1,10 is ingevoerd om het gewicht van de bedieningsvloeren mee te rekenen

We vinden voor de verschillende belastingsgevallen

$$\text{Belastingsgeval 1. : } Q = 2365 + \frac{1}{2}(98,5 + 709,0 + 613,6 + 83,4) \\ = 3117,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Belastingsgeval 2. : } Q = 2365 + \frac{1}{2}(98,5 + 429,4 + 722,3 + 190,8) \\ = 3085,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Belastingsgeval 3. : } Q = 2365 + \frac{1}{2}(98,5 + 709,5 + 613,6 + 84,1) \\ = 3117,8 \text{ kN/m}^2$$

Bovenstaande  $Q$ -waarden ontlopen elkaar nauwelijks en voor het gemak gaan we uit van een algemeen geleideerde  $Q$ -waarde  $Q = 3100 \text{ kN/m}^2$ .

Met de nu bekende  $M$  en  $Q$ -waarden is nu voor elk model een oplossing te vinden. We doen dit ook voor de modellen, welke vermodelijk lagere uitkomsten geven, dit in verband met de latere analyse van de te verkrijgen veiligheid.

Berekening inwendige krachten

Model A(7): Belastingsgeval 1.:  $X_3 = 1437,4 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 24,1 \text{ kNm/m}^1$

Belastingsgeval 2.:  $X_3 = 2888,8 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 8723,1 \text{ kNm/m}^1$

Belastingsgeval 3.:  $X_3 = 2803,3 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 8210,9 \text{ kNm/m}^1$

Model B(7): Belastingsgeval 1.:  $X_3 = 1306,0 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = -1693,0 \text{ kNm/m}^1$

Belastingsgeval 2.:  $X_3 = 1726,7 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 7016,5 \text{ kNm/m}^1$

Belastingsgeval 3.:  $X_3 = 1702,0 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 6503,7 \text{ kNm/m}^1$

Model A(8): Belastingsgeval 1.:  $X_3 = 1117,3 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 1261,2 \text{ kNm/m}^1$

Belastingsgeval 2.:  $X_3 = 2877,4 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 8037,3 \text{ kNm/m}^1$

Belastingsgeval 3.:  $X_3 = 2773,7 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 7638,3 \text{ kNm/m}^1$

Model B(8): Belastingsgeval 1.:  $X_3 = 802,9 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 4481,7 \text{ kNm/m}^1$

Belastingsgeval 2.:  $X_3 = 1932,9 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 5275,7 \text{ kNm/m}^1$

Belastingsgeval 3.:  $X_3 = 1866,4 \text{ kN/m}^1$   
 $T_3 = 4993,4 \text{ kNm/m}^1$

We kunnen nu snel zien, dat model A(7) voor belastingsgeval 2. de grootste waarden voor zowel  $X$  ( $X_3 = 2888,8 \text{ kN/m}^1$ ) als  $T$  ( $T_3 = 8723,1 \text{ kNm/m}^1$ ) geeft. Het tegengestelde moment, dat bij model B(7) voor belastingsgeval 1. optreedt, behoeft een kanttekening.

In het geval van belastingsgeval 1. staat er op de vloer een laag water met een dikte van ruim 17 meter. In het model B is moot II dus al gezakt, zodat de optredende krachten vermoedelijk kleiner zullen zijn. Controle hiervan is mogelijk door invoering van een nieuwe variant op model B, waarbij we moot II een gelijkmatig verdeelde belasting geven. We achten dit echter niet noodzakelijk, daar dit moment aanzienlijk kleiner is dan de optredende positieve momenten. De vloer zal dit moment zeker op kunnen nemen indien de positieve momenten wel opgenomen kunnen worden. De verhouding bovenwapening/onderwapening is in de huidige situatie ongeveer 1 : 2. Onze controle is daarom in de eerste plaats gericht op model A(7), belastingsgeval 2.

#### Berekening maximaal toelaatbare krachten

Bij de berekening van de toelaatbare krachten gaan we ervan uit dat de wand zo stijf is, dat de vloer over zijn volle lengte dezelfde buiging ondergaat. We kunnen dan de aanwezige wapening middelen over de lengte.

Voor de bovenwapening is er in de hele vloer aanwezig:

$$74 \varnothing 25 = 36325 \text{ mm}^2$$

$$11 \varnothing 40 = 13823$$

$$26 \varnothing 30 = 18378$$

$$26 \varnothing 36 = 26465$$

$$\underline{A_{a25} = 94991 \text{ mm}^2; \quad A_b = 3800 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Voor de onderwapening is er in de hele vloer aanwezig:

$$113 \varnothing 40 = 142000 \text{ mm}^2$$

$$5 \varnothing 36 = 5089$$

$$35 \varnothing 30 = \underline{24740}$$

$$\underline{A_{a25} = 171829 \text{ mm}^2; \quad A_o = 6873 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Het maximaal opneembare moment is dan:

$$T_{\max} = 0,9 \cdot 2,25 \cdot 220 \cdot 6873 = 3061922 \text{ N} = 3062 \text{ kNm}$$

Het toelaatbare moment wordt dan ( $\gamma = 1,7$ ):

$$T_{\text{toel.}} = 1801 \text{ kNm}$$

Bij een maximale schuifspanning  $\tau_d = 0,65 \text{ N/mm}^2$  is de  
 $D_{\max} = 0,9 \cdot 2,25 \cdot 0,65 \cdot 10^6$   
 $= 1316 \text{ kN/m}^2$  en dus  $D_{\text{toel.}} = 775 \text{ kN/m}^2$

We kunnen nu optredende belastingen en toelaatbare belastingen naast elkaar zetten:

$X_3 = 2888,8 \text{ kN/m}^2$  en  $D_{\text{toel.}} = 775 \text{ kN/m}^2$

$T_3 = 8723,1 \text{ kNm/m}^2$  en  $T_{\text{toel.}} = 1800 \text{ kNm/m}^2$

Het resultaat is op zijn minst bedroevend; de werkelijke belastingen zijn veel groter dan die, welke de constructie op kan nemen. Zonder aanpassingen aan de constructie is het slopen van de wolkelder niet mogelijk.

Alvorens we naar mogelijke aanpassingen van de constructie gaan kijken, geven we vloer II een nadere beschouwing. De vloer ziet er als volgt uit:

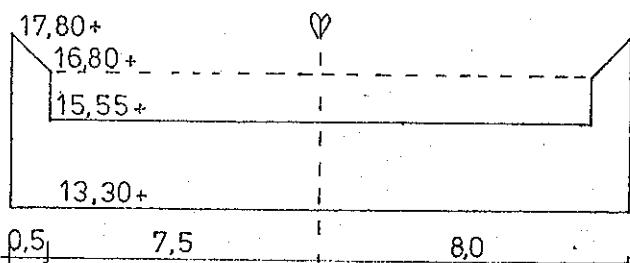


Fig. Vloer van het bestaande bovenhoofd.

De vloer van het bovenhoofd ligt ongeveer 1,25 m lager dan de vloer van de rest van de sluis. De vloer is hier maar 15 meter breed. Dit betekent dat de minimale vloerdikte, waarmee de bovenstaande toelaatbare krachten berekend zijn, eerst een halve meter vanaf de vloerrand optreedt.

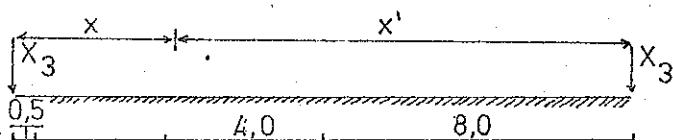
We zullen daarom eerst voor de vloer op de belangrijke punten zowel dwarskracht als moment berekenen. Dan kan tevens gecontroleerd worden, waar de combinatie belasting-constructie bepalend is.

### III-10. DE VLOER VAN HET SLUISHOOFD

We beschouwen de vloer nu als een elastisch ondersteunde ligger met als dwarskracht  $X_3 = 2888,8 \text{ kN/m}^1$  en als moment  $T_3 = 8723,1 \text{ kNm/m}^1$ . We zullen de  $X_3$  en de  $T_3$  pas achteraf invullen, zodat de uitdrukkingen algemeen geldig blijven.

Het optredende belastingsgeval met een  $X$  en een  $T$  is op te splitsen in een geval met alleen  $X$  en een geval met alleen  $T$ . Hiermee is het probleem toegankelijk geworden voor de formules van Hetényi.

#### Vloer met alleen dwarskracht



$$\text{Er geldt: } \lambda = 0,101 \text{ m}^{-1}$$

$$k = 10^7 \text{ N/m}^3$$

$$L = 16 \text{ m}$$

Voor de dwarskracht D op een afstand x van de rand geldt:

$$D = \frac{R \cdot X_3}{\operatorname{Sinh} \lambda L + \sin \lambda L} \quad (17)$$

$$R = \operatorname{Sinh} \lambda x \cdot \cos \lambda x' - \operatorname{Cosh} \lambda x \cdot \sin \lambda x' \\ + \operatorname{Cosh} \lambda x' \cdot \sin \lambda x - \operatorname{Sinh} \lambda x' \cdot \cos \lambda x \quad (18)$$

$$x = 0,5: \quad \text{Met formule (18): } R = -3,1599$$

$$\text{Met formule (17): } D = -0,925 \cdot X_3$$

$$x = 2,0: \quad \text{Met formule (18): } R = -2,4346$$

$$\text{Met formule (17): } D = -0,7126 \cdot X_3$$

$$x = 4,0: \quad \text{Met formule (18): } R = -1,5571$$

$$\text{Met formule (17): } D = -0,4558 \cdot X_3$$

$$x = 8,0: \quad \text{Met formule (18): } R = 0$$

$$\text{Met formule (17): } D = 0$$

De ligger is symmetrisch, meer punten beschouwen is dus overbodig.

Voor het moment  $T$  op een afstand  $x$  van de rand geldt:

$$T = \pm \frac{1}{\lambda} \frac{x_3 \cdot S}{\sinh \lambda L + \sin \lambda L} \quad (19)$$

$$S = \sinh \lambda x \cdot \sin \lambda x' + \sinh \lambda x' \cdot \sin \lambda x \quad (20)$$

$x = 0,5$ : Met formule (20):  $S = 0,1660$

Met formule (19):  $T = -0,4811 \cdot x_3$

$x = 2,0$ : Met formule (20):  $S = 0,5890$

Met formule (19):  $T = -1,7069 \cdot x_3$

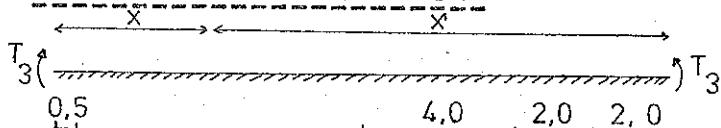
$x = 4,0$ : Met formule (20):  $S = 0,9906$

Met formule (19):  $T = -2,8708 \cdot x_3$

$x = 8,0$ : Met formule (20):  $S = 1,2995$

Met formule (19):  $T = -3,7659 \cdot x_3$

Vloer met alleen moment



Er geldt weer:  $\lambda = 0,101 \text{ m}^{-1}$

$$k = 10^7 \text{ N/m}^3$$

$$L = 16 \text{ m}$$

Voor de dwarskracht  $D$  op een afstand  $x$  van de rand geldt:

$$D = 2 \cdot \lambda \cdot \frac{T_3 \cdot R}{\sinh \lambda L + \sin \lambda L} \quad (21)$$

$$R = \sinh \lambda x \cdot \sin \lambda x' - \sinh \lambda x' \cdot \sin \lambda x, \quad (22)$$

$x = 0,5$ : Met formule (22):  $R = -0,0650$

Met formule (21):  $D = -0,0038 \cdot T_3$

$x = 2,0$ : Met formule (22):  $R = -0,1872$

Met formule (21):  $D = -0,0111 \cdot T_3$

$x = 4,0$ : Met formule (22):  $R = -0,2133$

Met formule (21):  $D = -0,0126 \cdot T_3$

$x = 8,0$ :  $D = 0$

Voor het moment  $T$  op een afstand  $x$  van de rand geldt:

$$T = \frac{T_3 \cdot S}{\operatorname{Sinh} \lambda L + \sin \lambda L} \quad (23)$$

$$S = \operatorname{Sinh} \lambda x \cdot \cos \lambda x' + \operatorname{Cosh} \lambda x \cdot \sin \lambda x' \\ + \operatorname{Sinh} \lambda x' \cdot \cos \lambda x + \operatorname{Cosh} \lambda x' \cdot \sin \lambda x \quad (24)$$

$$x = 0,5: \text{ Met formule (24): } S = 3,4126$$

$$\text{Met formule (23): } T = 0,9989 \cdot T_3$$

$$x = 2,0: \text{ Met formule (24): } S = 3,3719$$

$$\text{Met formule (23): } T = 0,9870 \cdot T_3$$

$$x = 4,0: \text{ Met formule (24): } S = 3,2864$$

$$\text{Met formule (23): } T = 0,9619 \cdot T_3$$

$$x = 8,0: \text{ Met formule (24): } S = 3,1860$$

$$\text{Met formule (23): } T = 0,9325 \cdot T_3$$

Door beide belastingsgevallen bij elkaar op te tellen, vinden we het belastingsgeval uit onze modellen:

$$x = 0,5: D = 0,9250 \cdot X_3 + 0,0038 \cdot T_3 \\ T = -0,4811 \cdot X_3 + 0,9989 \cdot T_3$$

$$x = 2,0: D = 0,7126 \cdot X_3 + 0,0111 \cdot T_3 \\ T = -1,7069 \cdot X_3 + 0,9870 \cdot T_3$$

$$x = 4,0: D = 0,4558 \cdot X_3 + 0,0126 \cdot T_3 \\ T = -2,8708 \cdot X_3 + 0,9619 \cdot T_3$$

$$x = 8,0: D = 0 \\ T = -3,7659 \cdot X_3 + 0,9325 \cdot T_3$$

We hebben nu voor een aantal punten een algemene uitdrukking gevonden tussen de randlasten  $T_3$  en  $X_3$  en de inwendige krachten  $D$  en  $T$ . Als we voor  $X_3$  en  $T_3$  resp 2888,8 kN en 8723,1 kNm invullen vinden we:

$$x = 0,5: D = 2705,3 \text{ kN/m}^2 \text{ en } T = 7323,7 \text{ kNm/m}^2$$

$$x = 2,0: D = 2155,4 \text{ kN/m}^2 \text{ en } T = 3678,8 \text{ kNm/m}^2$$

$$x = 4,0: D = 1426,6 \text{ kN/m}^2 \text{ en } T = 97,6 \text{ kNm/m}^2$$

$$x = 8,0: D = 0 \text{ kN/m}^2 \text{ en } T = -2744,6 \text{ kNm/m}^2$$

Aan de bovenstaande uitkomsten is te zien, dat voor de controle de punten 0,5 m en 8,0 m bepalend zijn. We zullen daarom voor het geval van  $k = 10^8 \text{ N/m}^3$  alleen de punten 0,5 m en 8,0 m beschouwen.

Vloer met  $k = 10^8 \text{ N/m}^3$

Er geldt nu:  $L = 16 \text{ m}$

$$k = 10^8 \text{ N/m}^3$$

$$\lambda = 0,180 \text{ m}^{-1}$$

Voor de dwarskracht  $D$  op een afstand  $x$  tot de rand geldt:

$x = 0,5$ : Met formule (18):  $R = -7,7730$

Met formule (17):  $D = -0,8504 \cdot X_3$

$x = 8,0$ : Met formule (18):  $R = 0$

Met formule (17):  $D = 0$

$x = 0,5$ : Met formule (22):  $R = -0,6980$

Met formule (21):  $D = -0,0275 \cdot T_3$

$x = 8,0$ :  $D = 0$

Voor het moment  $T$  op een afstand  $x$  van de rand geldt:

$x = 0,5$ : Met formule (20):  $S = +0,7601$

Met formule (19):  $T = -0,4620 \cdot X_3$

$x = 8,0$ : Met formule (20):  $S = 3,9497$

Met formule (19):  $T = -2,4007 \cdot X_3$

$x = 0,5$ : Met formule (24):  $S = 9,0732$

Met formule (23):  $T = 0,9925 \cdot T_3$

$x = 8,0$ : Met formule (24):  $S = 4,9392$

Met formule (23):  $T = 0,5403 \cdot T_3$

Totaal wordt dit dan:  $x = 0,5$ :

$$D = 0,8594 \cdot X_3 + 0,0275 \cdot T_3$$

$$T = -0,4620 \cdot X_3 + 0,9925 \cdot T_3$$

$x = 8,0$ :

$$D = 0$$

$$T = -2,4007 \cdot X_3 + 0,5403 \cdot T_3$$

Nemen we nu de waarden voor  $X_3$  en  $T_3$  verkregen met model A(8), belastingsgeval 2, dan krijgen we:

$$x = 0,5: D = 2668,0 \text{ kN/m}^2 \text{ en } T = 6647,7 \text{ kNm/m}^2$$

$$x = 8,0: D = 0 \quad T = -2565,2 \text{ kNm/m}^2$$

Deze waarden zullen nog gebruikt worden bij de beoordeling van de veiligheid.

### CONCLUSIES

De eerste conclusie, die getrokken kan worden, is dat zowel voor de dwarskrachts- als voor de momentenopname de constructie niet zal voldoen. De toelaatbare krachten zijn kleiner dan de kleinste waarden van het rekenkader.

De tweede conclusie is dat model A(7) bepalend is voor de minimale veiligheid. De aanpassing van de constructie zal aan de hand van de waarden uit dit model berekend worden. De andere modellen zullen worden gebruikt om voor alle randen van het kader de bijbehorende veiligheid na aanpassing te bepalen.

De werkelijke constructie zal vermoedelijk beter aansluiten bij model B(7) dan bij model A(7). Dit geeft een extra veiligheid, welke mogelijk gebruikt kan worden door een lagere veiligheid bij model A(7) te accepteren. Een en ander is het gevolg van het feit dat door de gebruikte eis van een starre verbinding tussen de moten I en III de randen ver naar beneden gedrukt worden, hetgeen grote krachten tot gevolg heeft.

De formules, welke de modellen voortgebracht hebben, zijn door hun vorm goed te gebruiken voor de berekening van mogelijke aanpassingen. De uitwendige belastingen zijn namelijk rechtstreeks verbonden met de inwendige krachten.

## HOOFDSTUK IV

### MOGELIJKE AANPASSINGEN VAN DE CONSTRUCTIE

#### IV-1. ALGEMEEN

Bij het beoordelen van de aanpassingen van de constructie aan de optredende krachten wordt uitgegaan van de waarden gevonden met model A(7), belastingsgeval 2. Hiervoor gelden de volgende waarden:

Voor  $x = 0$  (Rand vloer): ( $M = 11403,6 \text{ kNm/m}^2; Q = 3100 \text{ kN/m}^2$ )

$$X_3 = 0,1373 \cdot M + 0,4268 \cdot Q = 2888,8 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = 0,8229 \cdot M - 0,2132 \cdot Q = 8723,1 \text{ kNm/m}^2$$

Voor  $x = 0,5 \text{ m}$ : (punt met kracht op minimale doorsnede)

$$D_- = 0,9250 \cdot X_3 + 0,0038 \cdot T_3 = 2705,3 \text{ kN/m}^2$$

$$T_- = -0,4811 \cdot X_3 + 0,9989 \cdot T_3 = 7323,7 \text{ kNm/m}^2$$

Voor  $x = 8,0 \text{ m}$ : (midden vloer)

$$D = 0$$

$$T = -3,7659 \cdot X_3 + 0,9325 \cdot T_3 = -2744,6 \text{ kNm/m}^2$$

De bestaande constructie kan opnemen:

Positief moment:  $T_{\max+} = 0,9 \cdot 2,25 \cdot 0,22 \cdot 6873 = 3062 \text{ kNm}$

Negatief moment:  $T_{\max-} = 0,9 \cdot 2,25 \cdot 0,22 \cdot 3800 = -1693 \text{ kNm}$

Dwarskracht:  $D_{\max} = 0,9 \cdot 2,25 \cdot 0,65 \cdot 10^6 = 1316 \text{ kN}$

Dit betekent bij een veiligheid van 1,7:

$$T_{\text{toel}+} = 1801 \text{ kNm/m}^2$$

$$T_{\text{toel}-} = -1996 \text{ kNm/m}^2$$

$$D_{\text{toel}} = 775 \text{ kN/m}^2$$

Voor het aanpassen van de constructie bestaan de volgende mogelijkheden:

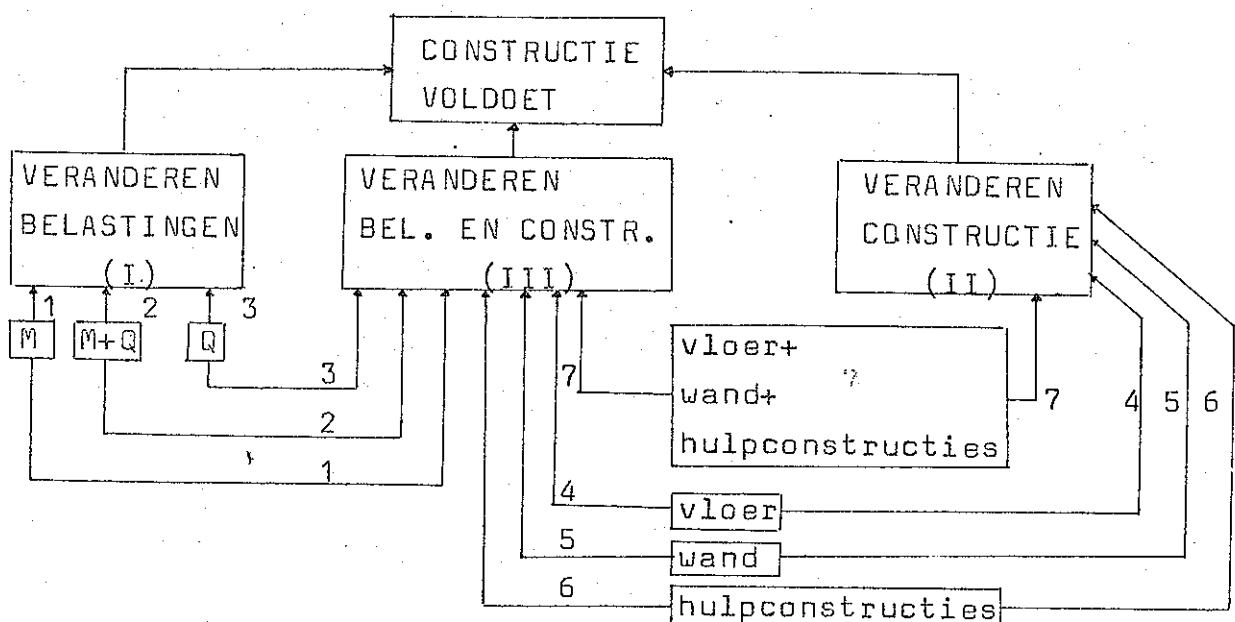
I. Verkleinen belastingen

II. Versterken constructie

III. Combinatie van I en II

De mogelijkheden I en II verschillen fundamenteel van elkaar. Mogelijkheid I grijpt in in de oorzaken, mogelijkheid II in de gevolgen van de krachten.

We kunnen alle mogelijkheden in een ontwerpboom naast elkaar zetten:



Onder hulpconstructies verstaan we hier aanpassingen van de bestaande constructie, welke niet gelegen zijn in de wand of in de vloer. We kunnen hierbij denken aan trekankers, ontlastvloeren en damwanden.

### Mogelijkheid I-1 : Moment veranderen

Alle modellen geven als uitkomst dat zowel het moment als de dwarskracht kleiner worden bij een kleiner belastend moment  $M$ . In opzet is deze mogelijkheid dus zeker effectief.

Op welke wijze kunnen we nu het moment veranderen? Er zijn twee manieren:

- Verwijderen belasting
- Superponeren van een tegengesteld moment.

ad a. : We kunnen de grond naast de wand tot op zekere diepte ontgraven. Als we maar diep genoeg weggraven is het moment altijd tot een redelijke waarde terug te brengen.

We stellen even extreem  $M = 0$ , dan krijgen we voor  $X_3 = 0,4268$  .  $Q = 1195 \text{ kN/m}^2$ , want de  $Q$  is voornamelijk afhankelijk van het eigen gewicht van de wand. We zijn hier uitgegaan van  $Q = 2800 \text{ kN/m}^2$ . De gevonden  $X_3 = 1195 \text{ kN}$  kan niet opgenomen worden bij een geldende veiligheid van 1,7. De te bereiken veiligheid is in dit geval ongeveer  $1316/1195 = 1,10$ . Dit is veel te weinig. Daarbij zal  $M$  altijd een zekere waarde behouden.

Ontgraven lost het probleem niet op, terwijl de ontgraven put weer andere problemen op zal roepen.

ad b. : Het oproepen van een tegengesteld moment kan alleen geschieden met behulp van uitwendige voorzieningen. Dit hoort thuis bij mogelijkheid II-6 en wordt aldaar behandeld.

### Mogelijkheid I-2: Dwarskracht veranderen en moment veranderen

Dit is een voortzetting van mogelijkheid I-1. Hierbij bleek, dat  $Q$  ook kleiner moet worden.  $Q$  verminderen betekent slopen van een gedeelte van de wand, hetgeen duur is en problemen oproept bij het opnemen van de dwarskracht in de wand. Hiervan wordt dus afgezien.

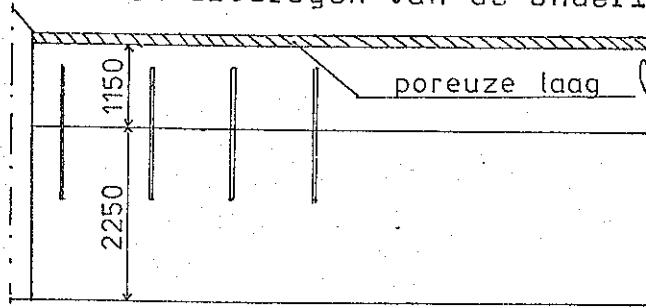
### Mogelijkheid I-3: Dwarskracht veranderen

Hiervoor geldt het betoog onder mogelijkheid I-2 en biedt dus ook geen oplossing.

### Mogelijkheid II-4: Vloer verstevigen

Door de vormgeving van de bestaande constructie is de mogelijkheid aanwezig om de vloer van het bestaande bovenhoofd te verstevigen. De vloer van het hoofd ligt namelijk 1,25-1,30 m lager dan de vloer in de rest van de kolk. We kunnen derhalve de bestaande vloer dikker maken. Hierbij kunnen we twee verschillende systemen hanteren:

- a. De bestaande - en de op te storten vloer zodanig verbinden, dat er een monoliete constructie ontstaat.
- b. De op te storten vloer bewust - bv. door middel van een bitumenlaag - los houden van de bestaande vloer.  
ad a. Bij dit systeem moeten we voorkomen dat het later gestortte vloerdeel niet loskrimpt van de oude beton, omdat dan de samenwerking van beide delen verloren gaat. De verhardingskrimp is niet tegen te gaan, maar deze is niet groot en vaak gelijk aan de zwelling van beton onder water. De uitdrogingskrimp is groter en moet voorkomen worden. We doen dit door volgens onderstaande tekening de vloer ongeveer 3,40 m dik te nemen, zodat we 5-10 cm ruimte overhouden voor een sterk poreuze laag, welke bij het droogzetten van de kolk water vasthoudt en uitdrogen van de onderliggende beton



voorkomt. Tevens brengen we een groot aantal stalen staven aan in de bestaande vloer, welke een betere samenwerking van beide vloerdelen moet bewerkstelligen.

steeds  
gaat los  
van de  
ondergrond  
vasthoudt

De vloerdelen worden als het ware aan elkaar vastgenageld. Voor het vervolg gaan we uit van deze volkomen samenwerking van de vloeren. De krachtsverdeling verandert nu echter geheel, omdat de stijfheid van de vloer nu  $(3,40)^3 / (2,25)^3 = 3,45$  maal groter wordt. We rekenen dit voor model B(7) door:

$$EI = 8,19 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$$

$$\text{dus } \lambda = 0,074 \text{ m}^{-1}$$

$$L = 16 \text{ m.}$$

$$\text{Met formule (5): } \delta_{III-I}^{X_3} = 2,55 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (6): } \theta_{II-I}^{X_3} = -2,50 \cdot 10^{-9}$$

$$\text{Met formule (7): } \delta_{II-I}^{T_3} = -2,50 \cdot 10^{-9} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (8): } \theta_{II-I}^{T_3} = 3,64 \cdot 10^{-10}$$

$$\text{Met formule (9): } \delta_{II-I}^{X_3} = -1,22 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (10): } \theta_{II-I}^{X_3} = 2,25 \cdot 10^{-9}$$

$$\text{Met formule (11): } \delta_{II-I}^{T_3} = 2,25 \cdot 10^{-9} \text{ m}$$

$$\text{Met formule (12): } \theta_{II-I}^{T_3} = -2,69 \cdot 10^{-10}$$

De gaapvergelijkingen worden dan:

$$-7,212 \cdot 10^{-8} X_3 - 1,275 \cdot 10^{-8} T_3 + w_{I-II} = 0$$

$$-1,275 \cdot 10^{-8} X_3 - 0,3807 \cdot 10^{-8} T_3 + \theta_{I-II} = 0$$

Dit heeft als oplossing:

$$X_3 = -113839520 \cdot \theta_{I-II} + 33992480 \cdot w_{I-II}$$

$$T_3 = 643933240 \cdot \theta_{I-II} - 113847090 \cdot w_{I-II}$$

Invullen van de bekende uitdrukkingen levert:

$$X_3 = 0,0066 \cdot M + 0,5031 \cdot Q$$

$$T_3 = 0,9785 \cdot M - 1,1893 \cdot Q$$

Vullen we nu in  $M = 11403,6 \text{ kNm/m}^2$  en  $Q = 3100 \text{ kN/m}^2$ , dan vinden we:  $X_3 = 1635 \text{ kN/m}^2$   
 $T_3 = 7472 \text{ kNm/m}^2$

In de oude situatie hadden we gevonden:

$$X_3 = 1726,7 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = 7016,5 \text{ kNm/m}^2$$

Er zijn dus wel verschillen, maar deze zijn niet zo groot en kunnen door de veiligheid worden opgevangen.

We gaan ervan uit dat op het punt 0,5 m van de rand nu geldt:  $D = 1541 \text{ kN}$

$$T = 6677 \text{ kNm}$$

Dit zijn dus de uitkomsten voor model B(7) met de zware kolkvloer. De uitkomsten voor model A(7) zullen zeker nog groter zijn.

De zwaardere vloer kan maximaal opnemen:

$$T_{\max} = 0,9 \cdot 3,4 \cdot 0,22 \cdot 6873 = 4627 \text{ kNm}$$

$$D_{\max} = 0,9 \cdot 3,4 \cdot 0,65 \cdot 10^6 = 1989 \text{ kN}$$

De veiligheid bij het moment wordt dan:  $\gamma_m = 0,69$

De veiligheid bij de dwarskracht wordt dan:

$$\gamma_d = 1989/1541 = 1,29$$

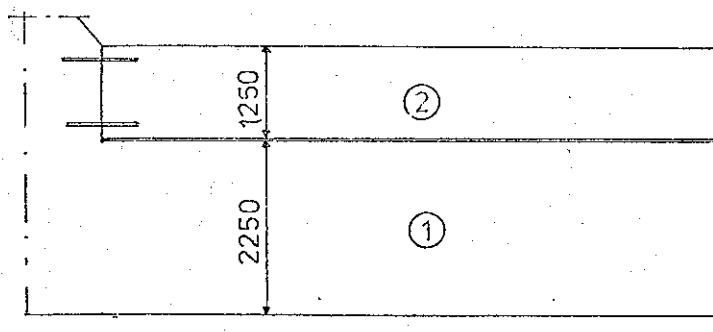
In beide gevallen is de veiligheid te klein. In het geval van de dwarskracht kan er nog een deel opgevangen worden met behulp van dwarskrachtwapening. De wapening, welke de buigtrekspanning ten gevolge van het moment op moet nemen, zit echter onbereikbaar in de bestaande vloer. Hier is dus niets meer aan te veranderen.

De constructie, waarbij de beide vloerdelen een monoliet vormen, heeft nog een belangrijk nadeel. Door de grote betonhoogte en de relatief geringe hoeveelheid onderwapening bestaat het gevaar voor brosse staalbreuk, dit betekent dat de constructie plotseling bezwijkt door het breken van de onderwapening zonder dat er voordien zichtbare vervormingen optreden.

ad b. In dit systeem zien we de bestaande - en de nieuwe vloer als twee onafhankelijk van elkaar werkende constructiedelen. Voor het storten van de nieuwe vloer wordt de bovenkant van de oude vloer bestreken met bitumen. Hierdoor kunnen beide vloeren vrijelijk over elkaar heen schuiven. De enige eis, die hierbij geldt, is dat beide vloeren eenzelfde kromming krijgen. Bij een bekende vloerstijfheid volgt dan met de formule  $K = M/EI$  eenenvoudig de verhouding van de op te nemen momenten tussen beide vloeren.

In de nieuwe vloer kan zo nodig dwarskrachtwapening opgenomen worden. De dwarskracht van de bovenste vloer wordt als gelijkmatig verdeelde belasting overgebracht op de bestaande, onderste vloer. De invloed hiervan wordt bij de methode van de elastisch ondersteunde ligger niet in de berekening meegenomen (alle afgeleiden van de zakkings zijn bij gelijkmatig verdeelde belasting gelijk aan 0).

De vloer van het sluishoofd krijgt dan ongeveer de volgende doorsnede:

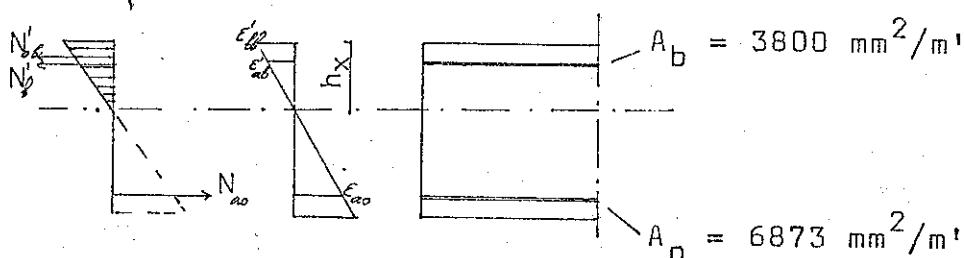


Veronderstellen we dat beide vloeren een even groot moment opnemen dan volgt uit de eis van gelijke kromming een gelijke stijfheid voor beide vloeren. In model B(7) wordt de stijfheid van moest II tweemaal zo groot met als gevolg dat  $\lambda \sqrt{2} = 1,19$  maal zo groot wordt. Gezien de resultaten ad a. stellen we dat de krachts-

verdeeling in het model hierdoor niet belangrijk verandert.

We gaan nu eerst de stijfheid van de eerste vloer precies bepalen en vervolgens de stijfheid van de nieuwe vloer, waarbij de stijfheid dan wordt uitgedrukt in het wapeningspercentage. Door dit percentage dan te variëren verandert de verhouding tussen de op te nemen momenten.

#### Stijfheid van de bestaande vloer



Bij de volgende berekening gaan we uit van de volgende gegevens:

$$E_b^t = 25000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{dus } E_b/E_a = 0,1190 \\ E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vloerdikte} = 2250 \text{ mm} \quad (b = 1000 \text{ mm})$$

$$\text{dekking} = 80 \text{ mm}$$

Er gelden twee eisen:  $\leq H = 0$

$$\leq M = 0$$

$$\leq H = 0: \quad N_{ab}^t + N_b^t - N_{ao} = 0, \text{ waarin}$$

$$N_{ao} = \epsilon_{ao} \cdot A_o \cdot E_a$$

$$N_{ab}^t = \epsilon_{ab}^t \cdot A_b \cdot E_a = \frac{(h_x - d)}{(h_t - h_x - d)} \cdot \epsilon_{ao} \cdot A_b \cdot E_a$$

$$N_b^t = b \cdot h_x \cdot \frac{1}{2} b \epsilon_{bb}^t \cdot E_b$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{2} h_x^2 \cdot \epsilon_{ao} \cdot E_b}{h_t - h_x - d}$$

$$h_t - h_x - d$$

We vullen alle waarden in en vinden:

$$59,5 h_x^2 + 3800(h_x - 80) - 6873(2170 - h_x) = 0$$

De  $\varepsilon_{ao}$  is hier uitgedeeld. Als oplossing vinden we:

$$h_x = 424 \text{ mm}$$

$$M = 0: M_1 = N_b^t (h_t - d - h_x/3) + N_{ab}^t (h_t - 2d)$$

Invullen levert:

$$\begin{aligned} M_1/E_a &= (2170-141) \cdot 59,5 \cdot \frac{(424)^2}{(2170-424)} \cdot \varepsilon_{ao} + \\ &+ (2170-80) \cdot \frac{(424-80)}{(2170-424)} \cdot 3800 \cdot \varepsilon_{ao} \end{aligned}$$

Hieruit volgt:

$$\varepsilon_{ao} = \frac{(2170-424) \cdot M_1}{5,1314749 \cdot 10^{15}}$$

$$\text{Nu geldt tevens: } K = \frac{\varepsilon_{ao}}{(h_t - h_x - d)} = \frac{\varepsilon_{ao}}{(2170-424)}$$

Dus vinden we voor de kromming van vloer 1 de volgende uitdrukking:

$$K = \frac{M_1}{5,1314749 \cdot 10^{15}} \text{ m}^{-1}$$

In het begin hebben we al een andere formule voor de kromming gevonden, nl  $K = M/EI$ . We vinden dus voor de stijfheid van de bestaande vloer:

$$EI_1 = 5,1314749 \cdot 10^{15} \text{ Nm}^2$$

We kunnen nu snel bepalen hoeveel moment de bestaande vloer op kan nemen, want de rek  $\varepsilon_{ao}$  op het moment van vloeien is gelijk aan  $1,048 \cdot 10^{-3}$ . Het maximaal toelaatbare moment wordt daarmee gelijk aan:  $M_{1\max} = 3079 \text{ kNm}$ , hetgeen vrijwel precies overeenkomt met de aan het begin van dit hoofdstuk bepaalde waarde  $M = 3062 \text{ kNm}$ .

#### Stijfheid van de nieuwe vloer

We gaan bij deze vloer uit van de volgende gegevens:

vloerdikte = 1250 mm ( $b = 1000 \text{ mm}$ )

dekking = 80 mm

Opp bovenwapening  $A_b = \frac{1}{2} \cdot \text{opp onderwapening } A_o$

Er gelden weer dezelfde algemene formules voor  $H = 0$  en  $M = 0$ . Vullen we in de eerste de waarden in en delen we  $\varepsilon_{ao}$  eruit dan vinden we:

$$A_o E_a = \frac{h_x - 80}{1170 - h_x} A_b E_a + 1000 \cdot \frac{1}{2} \cdot E_b \frac{h_x^2}{1170 - h_x}$$

Met  $A_o = 2A_b = A$  vinden we:

$$h_x = \frac{-3A/2 \pm \sqrt{2,25A^2 + 287980A}}{119}$$

Dit geeft geen handzame formule om verder mee te rekenen. We geven daarom een benadering voor  $h_x$  door uit te gaan van een wapeningspercentage van 1% voor A. Dan wordt  $A = 12500$ . We herschrijven de formule voor  $h_x$ :

$$\begin{aligned} h_x &= A(-0,0126 \pm 0,0084 \cdot \sqrt{2,25 + 287980/A}) \\ &= A(-0,0126 \pm 0,0084 \cdot \sqrt{287980/A}) \quad (\text{Voor } A = 12500) \\ &\equiv A(0,73 \cdot 0,0084 \cdot 1,04 \cdot \sqrt{287980/A}) \end{aligned}$$

$$h_x = 3,422 \cdot \sqrt{A}$$

Met deze waarde voor  $h_x$  kunnen we verder rekenen in de formule voor het momentenevenwicht:

$$\begin{aligned} M_2 \cdot (1170 - 3,422 \sqrt{A}) &= 500 \cdot E_b \cdot (1170 - 1,141 \sqrt{A}) \cdot \varepsilon_{ao} + (3,422 \sqrt{A} - 80) \cdot (1250 - 160) \cdot \varepsilon_{ao} \cdot E_a \\ &+ (3,422 \sqrt{A} - 80) \cdot (1250 - 160) \cdot \varepsilon_{ao} \cdot E_a \end{aligned}$$

Het resultaat wordt dan:

$$\varepsilon_{ao} = \frac{(1170 - 3,422 A) \cdot M_2}{-2,0639023 \cdot 10^8 \cdot A^{3/2} + 1,7125997 \cdot A + 7,8 \cdot 10^8 A^{1/2} - 1,8 \cdot 10^{10}}$$

Voor een geschatte  $A = 12500 \text{ mm}^2$  wordt dit:

$$\varepsilon_{ao} = \frac{(1170 - 3,422 A) \cdot M_2}{-2,0639023 \cdot 10^8 A^{3/2} + 1,7125997 \cdot 10^{11} \cdot A}$$

De kromming wordt nu:

$$K = \frac{M_2}{-206390230 A \cdot \sqrt{A} + 171259970000 \cdot A}$$

Dit betekent voor de stijfheid van de nieuwe vloer:

$$EI_2 = -206390230 A^{3/2} + 171259970000 \cdot A \text{ Nm}^2$$

Als eindresultaat van onze berekeningen kunnen we nu opschrijven:

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{5,1314749 \cdot 10^{15}}{-206390230 \cdot A^{3/2} + 171259970000 \cdot A}$$

Bekend is, dat  $M_{1 \text{ max}} = 3062 \text{ kNm}$ , ofwel bij een veiligheid van 1,7:  $M_{1 \text{ toel}} = 1801 \text{ kNm}$ .

Het optredende moment  $T_3$  is gelijk aan  $7324 \text{ kNm/m}^2$ , zodat de nieuwe vloer aan moment op moet nemen:

$$M_2 = 7324 - 1801 = 5523 \text{ kNm} = 1,804 \cdot M_1.$$

De stijfheid van de tweede vloer moet dus 1,804 maal zo groot zijn als die van de bestaande vloer. Hiervoor kan de benodigde hoeveelheid wapening worden berekend:

$$-206390230 \cdot A^{3/2} + 171259970000 \cdot A = 1,804 \cdot 5,1314749 \cdot 10^{15}$$

ofwel  $A = 90000 \text{ mm}^2$  !!! Dit komt neer op 72 Ø40 met een gezamelijke breedte van 2880 mm. Zoveel wapening is nog niet eens in drie lagen aan te brengen. De veiligheid van 1,7 is op deze wijze dus niet haalbaar.

Om na te gaan wat wel haalbaar is met een tweede vloer wordt deze vloer voorzien van een wapening  $A = 12566 \text{ mm}^2$ , ofwel 10 Ø40. Dan geldt  $M_2 = 0,363 \cdot M_1$ .

Tevens geldt natuurlijk, dat  $M_1 + M_2 = 7324 \text{ kNm}$ , dus voor  $M_1$  geldt dan:

$$M_1 = 5373 \text{ kNm}.$$

Dit betekent een veiligheid ten aanzien van het moment van:

$$\gamma_m = 3062/5373 = 0,57$$

Dit is een duidelijk onvoldoende. Een oplossing, welke uitsluitend gebaseerd is op de versterking van de vloer, leidt niet tot een voldoende veiligheid.

#### Mogelijkheid II-5: wand verstevigen of aanpassen

De wand van de bestaande constructie is reeds bijzonder zwaar en verdere verzwaring heeft geen invloed op de sterkte van de vloer. Slopen van een deel van de wand verkleint de dwarskracht, maar vergroot het moment. Dit nog afgezien van de hoeveelheid werk. Deze mogelijkheid

geeft dus geen reëele oplossing.

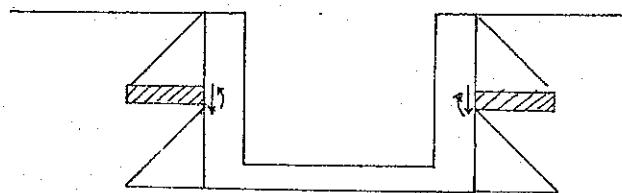
#### Mogelijkheid II-6: hulpconstructies

Bij het toepassen van hulpconstructies moeten we denken constructies buiten het bestaande sluishoofd, waarmee een deel van de belasting wordt opgenomen. In alle gevallen gaat het om het verminderen van de belasting op de bestaande constructie en is dus in feite zeker ook onder te brengen bij mogelijkheid I-1 of I-2. We hebben als mogelijke hulpconstructies tot onze beschikking:

- a. Damwandenh
- b. ontlastvloeren
- c. trekankers

ad a.: De damwanden worden dan langs de wand ingeheid en naar achteren toe afgespannen. De werking hiervan is moeilijk te kwantificeren en de trekankers kunnen met hetzelfde gemak op de kolkwand zelf worden bevestigd. Dit wordt behandeld onder c.

ad b.: Het principe van de ontlastvloer is onderstaand weergegeven:

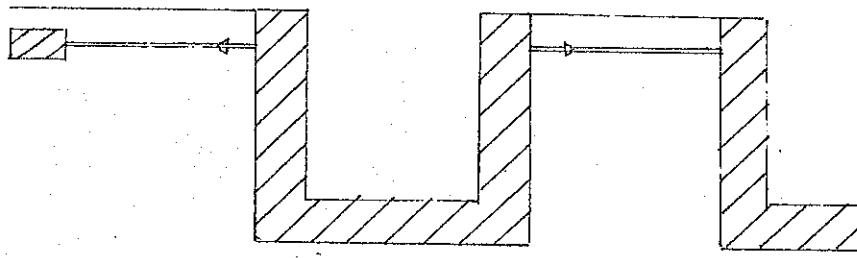


Een deel van de grond wordt gedragen door deze ontlastvloer, zodat het moment afneemt en  $Q$  toeneemt. De invloed van zo'n ontlastvloer is zonder verregaande berekening niet in waarden uit te drukken. Zeker is wel, dat er maar één van de twee problemen (D of T) mee kan worden opgelost. De uitvoering van een ontlastvloer vraagt veel werk en is dus duur. Deze methode zal dus wel een zeker positief effect hebben, maar niet in verhouding tot de kosten ervan.

ad c.: Het aanbrengen van trekankers is een relatief eenvoudige zaak. We hebben hierbij twee mogelijkheden.

Ten eerste kunnen we groutankers toepassen, welke een zekere dekking moeten hebben en per stuk een trekkracht leveren van 450 kN.

Ten tweede kunnen we de ankerkabels afspannen op de naastgelegen sluis. We kunnen de kabels dan hoog aanbrengen in een kleine ontgraving. Dit gaat maar aan één kant. Aan de andere kant zal er ankerblok gestort moeten worden op zekere afstand van het sluishoofd volgens onderstaande figuur.



Afgezien van de methode, welke we toepassen, kan wel bepaald worden hoe groot het tegengestelde moment maximaal mag worden. Het tegengestelde moment geeft immers trek in de zone, waar alle wapening verwijderd is bij het slopen van de wolkelder. De beton mag hier niet scheuren.

We gaan uit van belastingsgeval 1 omdat hierbij het moment minimaal is, nl  $M_1 = 701,4 \text{ kNm/m}^2$ . Daarnaast geeft de bovengelegen betonwand een drukkracht van  $0,425 \text{ N/mm}^2$ . Dit betekent ter hoogte van punt 1 (bepalende doorsnede) een moment:

$$M = \frac{\sigma \cdot I}{z} = \frac{0,425 \cdot 364,9 \cdot 10^{12}}{2800} = 55387 \text{ kNm}$$

Dit per per meter:  $M = 55387/25 = 2215,5 \text{ kNm/m}^2$

Punt 1 ligt op 17,80 m +NAP. We nemen de ankers op 1 m beneden maaiveld, dus op 33,15 m + NAP.

De hefboomsarm is dan  $33,15 - 17,80 = 15,35 \text{ m}$

Per strekkende meter wand moet er dus aan anker-

kracht aanwezig zijn van:

$$A = (2215,5 + 701,4)/15,35 = 190,0 \text{ kNm/m}^2.$$

Dit is te bereiken door het plaatsen van ankers met een trekkracht van 450 kN h.o.h. 2,25 m, ofwel 11 ankers per kant. De veiligheid wordt verkregen door de treksterkte van beton  $f_{bk} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ . Hier wordt later nog op teruggekomen.

Voor de verdere berekening gebruiken we het moment ter hoogte van punt 3. De hefboomsarm van de ankerkracht wordt dan gelijk aan:  $33,15 - 14,45 = 18,7 \text{ m}$ . Het tegengestelde moment wordt dan  $18,7 \cdot 190,0 = 3553 \text{ kNm/m}^2$ .

De Q-waarde zal niet merkbaar veranderen.

Het moment wordt nu voor model A(7), belastingsgeval 2, gelijk aan  $11403,6 - 3553 = 7850,6 \text{ kNm/m}^2$ .

De inwendige krachten zijn dan te berekenen:

$$X_3 = 2401 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = 5799 \text{ kNm/m}^2$$

Op een afstand  $x = 0,5 \text{ m}$  van de rand geldt dan:

$$D = 2243 \text{ kN/m}^2$$

$$T = 4638 \text{ kNm/m}^2$$

In het midden van de vloer geldt:

$$T = -4122 \text{ kNm/m}^2$$

Zowel voor het positieve - als het negatieve moment is de bereikte veiligheid volstrekt onvoldoende. De methode van afspannen van de sluiswand leidt zeker tot een belangrijke afname van de dwarskracht en het moment, maar dit is op zichzelf nog niet voldoende.

#### Mogelijkheid II-7: Combinatie van vloer, wand en hulpconstr.

De enige zinvolle combinatie is het samengaan van de mogelijkheid II-4 en de mogelijkheid II-6. Het resultaat van mogelijkheid II-4 was:

$$M_1/M_2 = 5,1314749 \cdot 10^{15} / (-206390230 \cdot A^{3/2} + 171259970000 \cdot A)$$

$$M_1 \text{ toel} = 1801 \text{ kNm/m}^2 \quad (\text{veiligheid} = 1,7)$$

Het resultaat van mogelijkheid II-6 was:

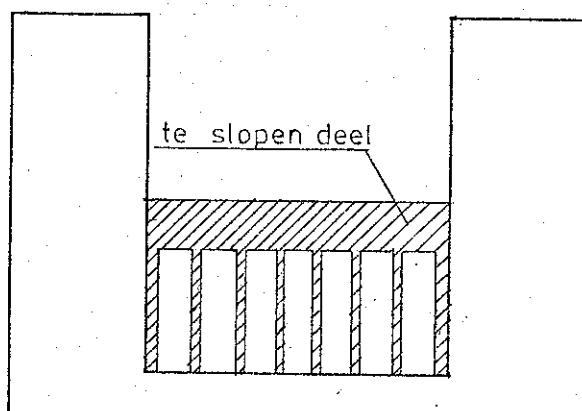
$$D = 2243 \text{ kN/m}^2 \text{ voor } x = 0,5 \text{ m}$$

$$T = 4638 \text{ kNm/m}^2$$

Bij mogelijkheid II-4 werd voor  $A = 12566 \text{ mm}^2/\text{m}^2$  gevonden, dat  $M_2 = 0,363 \cdot M_1$ . Er geldt tevens dat  $M_1 + M_2 = 4638 \text{ kNm}$ . Het resultaat wordt dan:  
 $M_1 = 3403 \text{ kNm}$ .

De toelaatbare waarde voor  $M_1$  is 1801 kNm, zodat ook voor de combinatie van beide mogelijkheden geen afdoende veiligheid wordt bereikt.

Hiermee is in feite aangetoond, dat de sloop van de woonkelder niet mogelijk is zonder dat dit tot bezwijken van het gehele bestaande sluishoofd. Om toch te komen tot een mogelijke oplossing wordt mogelijkheid II-6 nader beschouwd. De beperking, die door de betontreksterkte aan de maximale trekkracht werd gelegd, is in de praktijk vermoedelijk makkelijk te ondervangen door het aanbrengen van trekwapening aan de binnenzijde van de hoofdwand. Om een geheel andere reden moet er aan de binnenzijde van de wand toch al een wapeningsnet aangebracht worden. Het is namelijk op papier mogelijk om de woonkelder er op de onderstaande wijze uit te slopen:



Hierbij wordt de gehele wandwapening verwijderd, hetgeen heeft geleid tot de in de berekening gebruikte maximale ankerkracht. In de praktijk is het glad wegslopen van een deel van de wand onmogelijk en tevens ontstaan er in de achterliggende beton door het hakken haarscheurtjes. Om de wand in verband met de scheepvaart glad af te werken, zal met bv. spuitbeton een nieuwe <sup>10cm</sup> ~~15cm~~ afwerklaag worden. Dit betekent dat de wand minimaal 0,50 m verder weggehakt moet worden dan het vrije profiel vereist, teneinde een wapeningsnet aan te brengen en een stootvaste laag beton aan te storten of spuiten. Door dit wapeningsnet te laten fungeren als trekwapening voor het tegengestelde moment uit de ankerkracht, dan kan voor de maximale ankerkracht een grotere waarde worden toegelaten.

De nu te volgen redenatie gaat precies andersom dan tot nog toe gebruikelijk. Uitgaande van de bij een veiligheid van 1,7 opneembare momenten in de vloeren 1 en 2 wordt bepaald hoe groot de ankerkracht moet zijn om de uitwendige belastingen op te kunnen nemen.

De onderstaande formules zijn bekend:

$$X_3 = 0,1373 \cdot M + 0,4268 \cdot Q$$

$$T_3 = 0,8229 \cdot M - 0,2132 \cdot Q$$

$$D = 0,9250 \cdot X_3 + 0,0038 \cdot T_3$$

$$T = -0,4811 \cdot X_3 + 0,9989 \cdot T_3$$

De combinatie van beide stelsels vergelijkingen levert:

$$D = 0,1301 \cdot M + 0,3940 \cdot Q$$

$$T = 0,7559 \cdot M - 0,4182 \cdot Q$$

Voor de bepaling van de ankerkracht is T belangrijk.

Daar  $Q = 3100 \text{ kN/m}^2$  wordt T dan:

$$T = 0,7559 \cdot M - 1296,4, \text{ ofwel } M = 1,3229 \cdot T + 1715,1 \text{ kNm}$$

Voor de vloer geldt:  $M_1 + M_2 = 1,363 \cdot M_1 = T$  en

$$M_1 \text{ toel.} = 1801,0 \text{ kNm}$$

Hiermee volgt voor T :  $T = 2457,5 \text{ kNm/m}^1$  en dus:

$$M = 4966,1 \text{ kNm/m}^1$$

Het moment gevonden met belastingsgeval 2:  
 $M_3 = 11403,6 \text{ kNm/m}^1$ .

Het verschil tussen beide waarden moet door een tegengesteld moment worden geneutraliseerd. De grootte van dit moment is dan:

$$\begin{aligned} M_{\text{anker}} &= 11403,6 - 4966,1 \text{ kNm/m}^1 \\ &= 6437,5 \text{ kNm/m}^1 \end{aligned}$$

De hefboomsarm van de ankerkracht is ongeveer 18,2 m:  
Ankerkracht =  $6437,5 / 18,2 = 353,7 \text{ kN/m}^1$ .

Deze kracht is op te roepen met ankers Dywidag gladde staven Ø36 QP 105, h.o.h. 1,90

Voor de ankerwand moet dan gerekend worden met een kracht van  $1,5 \cdot 775 / 1,9 = 612 \text{ kN/m}^1$ , omdat de aanvangsspanning van de ankers 775 kN/anker bedraagt bij een werkspanning van 672 kN. De veiligheid is dan 1,5. De dimensionering van de ankerwand of ankerblok geschiedt later in samenhang met de dimensionering van de te plaatsen damwanden, omdat een mogelijk gezamelijk gebruik van de verankering onderzocht zal worden.

De wand moet dit moment opnemen. Hiervoor is een hoeveelheid wapening nodig van:

$$A_a = \frac{6437,5}{0,9 \cdot 2,8 \cdot 0,4} = 6386 \text{ mm}^2, \text{ ofwel } 9\varnothing 40\text{-staven bij een veiligheid van 1,7. Deze staven kunnen gewoon vanuit vloer 2 in de wand doorlopen.}$$

Het grote negatieve moment, dat voor de berekening bij belastingsgeval 1 optreedt, zal in werkelijkheid door het mobiliseren van passieve gronddruk belangrijk kleiner zijn. Stel dat het moment niet groter wordt dan -1000 kN, dan volgt met de waarden uit belastingsgeval 1: ( $s = \lambda_{\text{nieuw}} / \lambda_n$ )

$$s(970,2 + 7465,5 + 1825,4 + 163,2) + 351,0 - 9945,0 - 6051,9 = -1000 \text{ ofwel } s = 1,405.$$

Hiermee kan nu de benodigde gronddrukparameter worden bepaald:  $\lambda_{nieuw} = 1,405 \cdot 0,50 = 0,702 < \lambda_{passief}$

Deze waarde is veel kleiner dan die van de passieve gronddruk, zodat de waarde 0,702 al na een kleine achterwaartse uitbuiging van de wand bereikt wordt.

Met deze gegevens wordt nu de wapening boven in vloer 2 berekend: ( $M = -1000 \text{ kNm/m}^2$ ;  $Q = 3100 \text{ kN/m}^2$ )

$X_3 = 1186 \text{ kN}$  voor belastingsgeval 1.

$T_3 = -1484 \text{ kNm}$

Voor vloer 2 geldt dan:  $X_{v1\ 2} = 1186 - 775 = 411 \text{ kN/m}^2$

$$T_{v1\ 2} = -1484 \cdot 0,363 / 1,363 = -395 \text{ kNm/m}^2$$

$$T_{midden} = -2,4007 \cdot X_3 + 0,5403 \cdot T_3 = -1200,1 \text{ kNm/m}^2$$

Voor belastingsgeval 2:

$$X_3 = 2061 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = 3743 \text{ kNm/m}^2$$

Hiermee geldt dan voor  $T_m$ :  $T_m = -2925 \text{ kNm}$ . (bepalend)

Om dit moment op te kunnen nemen is een wapening nodig van:

$$A_a = \frac{2925}{0,9 \cdot 1,25 \cdot 0,4} = 6500 \text{ mm}^2$$

Bij een veiligheid van 1,7 vraagt dit om  $11050 \text{ mm}^2$ , ofwel 9Ø40. Boven en onderwapening ontlopen elkaar dus niet zoveel.

#### Opname van de dwarskracht:

De dwarskracht op een afstand  $x = 0,5 \text{ m}$  van de rand volgt uit de formule van blz. 68 en de waarde van  $M = 4966,1$ :

$$D = 1867,5 \text{ kN/m}^2$$

Hiervan neemt vloer 1 slechts 775 kN op, dus vloer 2 moet  $1867,5 - 775 = 1092,5 \text{ kN/m}^2$  opnemen. Hiervan is weer een deel op te nemen met behulp van de schuifspanning:  $0,65 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,25 / 1,7 = 430 \text{ kN/m}^2$ . Als

restwaarde voor de dwarskracht wordt dan gevonden:

$$D = 662,5 \text{ kN/m}^2$$

Deze dwarskracht moet met behulp van dwarskracht-wapening worden opgenomen. Hiervoor worden beugels Ø25 gebruikt, dus  $A_{bg} = 982 \text{ mm}^2$

De beugelafstand wordt dan:

$$t = \frac{982 \cdot 1,25 \cdot 0,85 \cdot 400}{1,7 \cdot 662,5} = 370 \text{ mm}, \text{ dus wordt}$$

voor t aangehouden:  $t = 300 \text{ mm}$

De vloer is nu in staat de optredende krachten naar de ondergrond over te brengen. De controle voor de wand leverde eerder een veiligheid voor het moment van 0,94. Op dwarskracht voldeed de wand wel. Met het tegengestelde moment wordt nu de veiligheid voor de wand:

$$\gamma_m = \frac{M_{oud} \cdot 0,94}{M_{oud} - M_{tegen}} = \frac{11403,6 \cdot 0,94}{11403,6 - 6437,5} = 2,16.$$

Dit is ruim voldoende.

### Mogelijkheid III Combinatie van I en II

Bij de uitwerking van mogelijkheid II-7. is in feite al een combinatie van belasting verminderen en constructie versterken gemaakt. Mogelijkheid III is hiermee al behandeld.

#### IV-2. De bereikte veiligheid voor de verschillende modellen

De waarden voor de D en T voor  $x = 0,5$  m vanaf de rand van de vloer worden nu berekend, waarna op de voorgaande wijze de veiligheid berekend kan worden.

##### MODEL A(7):

Belastingsgeval 2. :  $X_3 = 2004,9 \text{ kN/m}^2$

$$T_3 = 3425,7 \text{ kNm/m}^2$$

$$D = 1867,6 \text{ kN/m}^2 : \gamma_d = 1,70$$

$$T = 2457,4 \text{ kNm/m}^2 : \gamma_m = 1,70$$

Belastingsgeval 3. :  $X_3 = 1919,5 \text{ kN/m}^2$

$$T_3 = 2913,5 \text{ kNm/m}^2$$

$$D = 1786,6 \text{ kN/m}^2 : \gamma_d = 1,78$$

$$T = 1986,8 \text{ kNm/m}^2 : \gamma_m = 2,10$$

##### MODEL B(7):

Belastingsgeval 2. :  $X_3 = 1470,5 \text{ kN/m}^2$

$$T_3 = 1712,6 \text{ kNm/m}^2$$

$$D = 1366,7 \text{ kN/m}^2 : \gamma_d = 2,32$$

$$T = 1003,3 \text{ kNm/m}^2 : \gamma_m = 4,16$$

Belastingsgeval 3. :  $X_3 = 1445,7 \text{ kN/m}^2$

$$T_3 = 1199,8 \text{ kNm/m}^2$$

$$D = 1341,8 \text{ kN/m}^2 : \gamma_d = 2,37$$

$$T = 503,0 \text{ kNm/m}^2 : \gamma_m = 8,30$$

##### MODEL A(8):

Belastingsgeval 2. :  $X_3 = 1805,5 \text{ kN/m}^2$

$$T_3 = 3910,8 \text{ kNm/m}^2 !!!!$$

$$D = 1659,2 \text{ kN/m}^2 : \gamma_d = 1,91$$

$$T = 3047,0 \text{ kNm/m}^2 : \gamma_m = 1,37 !!!!$$

Belastingsgeval 3. :  $X_3 = 1701,9 \text{ kN/m}^2$   
 $T_3 = 3249,3 \text{ kNm/m}^2$   
 $D = 1552,0 \text{ kN/m}^2 : \gamma_d = 2,05$   
 $T = 2438,7 \text{ kNm/m}^2 : \gamma_m = 1,71$

#### MODEL B(8):

Belastingsgeval 2. :  $X_3 = 1244,8 \text{ kN/m}^2$   
 $T_3 = 2356,3 \text{ kNm/m}^2$   
 $D = 1134,6 \text{ kN/m}^2 : \gamma_d = 2,80$   
 $T = 1763,5 \text{ kNm/m}^2 : \gamma_m = 2,37$

Belastingsgeval 3. :  $X_3 = 1178,3 \text{ kN/m}^2$   
 $T_3 = 2074,4 \text{ kNm/m}^2$   
 $D = 1069,7 \text{ kN/m}^2 : \gamma_d = 2,97$   
 $T = 1514,5 \text{ kNm/m}^2 : \gamma_m = 2,76$

In deze controle is belastingsgeval 1 niet meegenomen, omdat in dit geval de negatieve momenten door de ontwikkeling van passieve gronddruk beperkt blijven.

Een geheel ander punt is van veel groter belang. Het model A(8) geeft voor belastingsgeval 2 voor de situatie met de trekankers een groter moment in de vloer, dan model A(7), waarop de hulpconstructies gedimensioneerd zijn. Achteraf is snel na te rekenen, dat voor  $M$  groter dan  $7633,3 \text{ kNm/m}^2$  geval A(7) bepalend is, terwijl voor  $M$  kleiner dan  $7633,3 \text{ kNm/m}^2$  model A(8) voor het moment bepalend is.

Het is nu mogelijk om op dezelfde wijze als voor model A(7) ook voor model A(8) de benodigde trekkracht in de ankers te berekenen. Het resultaat is dat de gekozen ankers nu h.o.h. 1,65 m. komen te liggen. Al eerder is echter verondersteld, dat model B beter aansluit bij de werkelijke constructie dan model A. Voor model B(8) wordt een veiligheid van 2,37 gevonden. Het is dus redelijk te veronderstellen, dat ook zonder verkleinen van de hart-op-hart afstand van de ankers voldoende veiligheid ten aanzien van het moment in de vloer bereikt wordt.

#### IV-3. UITVOERING AANPASSINGEN

##### DE VLOER

Het aanbrengen van de extra vloer boven op de kolkvloer, vloer 2, is vrij eenvoudig. De onderwapening van de vloer kan doorlopen in het nieuwe wapeningsnet in de kolkwand. De bovenwapening moet worden verankerd in de wand. Hier toe worden gaten geboord met een diepte van ongeveer 1,5 m en een hellingshoek van minimaal  $30^{\circ}$ . Door deze helling kan een staaf met gewone injectiemortel vastgezet worden. Na het verharden van deze mortel worden de staven teruggebogen. Voor het aanbrengen van de wapening wordt de vloer bestreken met bitumen, zodat beide vloer vrij van elkaar kunnen bewegen.

De 5 cm ruimte tussen de bovenkant van de nieuwe vloer en de bovenkant van de kolkvloer in de rest van de sluis wordt opgevuld met sterk poreuze beton, welke bij het droogzetten van de kolk het lekwater opvangt en voorkomt dat de nieuwe vloer loskrimpt.

Het totale aantal gaten bedraagt ongeveer 400, hetgeen het totale hak- en boorwerk bij de sloop van het woelkelderdek nauwelijks vergroot.

Het zal duidelijk zijn, dat voor het aanbrengen van de nieuwe vloer eerst het woelkelderdek moet worden gesloopt. In de fase tussen het verwijderen van het dek en het aanbrengen van de nieuwe vloer moet een hulpconstructie worden aangebracht om het bezwijken van het sluishoofd te voorkomen. De optredende krachten kunnen worden opgenomen door een stalen stempelraam tussen de beide kolkwanden.

##### DE TREKANKERS

Enerzijds worden de trekankers verankerd aan de naastliggende sluis. Aan de andere kant geschiedt de

verankering op een ankerwand of een ankerblok. Dit is afhankelijk van de uitvoering van de grondkerende wanden van de bovenvoorhaven.

Door de ankers een meter onder maaiveld aan te brengen kan bij de uitvoering de nodige zorgvuldigheid worden betracht. Voor de bevestiging van de ankers aan de sluiswand moeten gaten worden geboord. De ankers krijgen aan beide uiteinden een spankop, hetgeen voordelen kan hebben bij het eventueel naspannen. De ankerstangen worden opgenomen in een goot om het doorzakken van de stangen te voorkomen.

Het aanbrengen van de ankers kan tijdens het schutbedrijf geschieden en is willekeurig in de planning in te passen. De ankers kunnen derhalve reeds functioneren voor het droogzetten van de kolk.

#### IV-4. Slotopmerkingen.

De werkwijze, zoals deze is gehanteerd in het voorgaande gedeelte, vormt in feite de eerste stap in een iteratief proces. Dit iteratieve proces omvat alle belastingsstadia, welke de constructie ondergaat en die alle van belang zijn voor de vorm van aanpassing van het bestaande sluishoofd. In de voorgaande berekening is voornamelijk gekeken naar de belastings-overdracht in de eindfase. De daarmee gevonden aanpassingen moeten nu echter nog worden doorgerekend voor het uitvoeringsstadium, waarbij wel vloer 1 aanwezig is, maar nog niet vloer 2. Vloer 1 ondergaat in deze fase belastingen, met andere woorden vloer 1 bezit op het moment, dat vloer 2 zijn functie gaat vervullen, reeds een voorgeschiedenis ten aanzien van de spanningen en vervormingen. De belastingsverdeling tussen beide vloeren wordt hier als het ware op gesuperponeerd. Dit geeft een beduidend ander beeld dan in het voorgaande gedeelte is geschetst. Hier zullen nieuwe waarden voor de dwarskracht en het moment uit volgen, welke weer doorwerken in de gekozen aanpassingen; met behulp van het iteratieve rekenproces wordt dan toegewerkten naar aanpassingen, die aan alle levensfasen voldoet. Het een en ander doet niets af aan de voorgaande berekening, omdat de vervolgberkening slechts in aansluiting hierop is te maken.

Een globale indruk van de gevolgen van de uitvoeringsfase op de belastingen kan worden verkregen met behulp van een gecombineerde Cross-elastisch ondersteunde ligger berekening; de resultaten hiervan zijn slechts indicatief. Mede in verband hiermee worden hier geen kwantitatieve resultaten weergegeven. Wel zijn de volgende opmerkingen te maken:

1. Het is het meest zinvolle om de trekankers eerst na

het aanbrengen en verharden van vloer 2 aan te spannen, omdat de reductie van de kracht in het stempelraam niet opweegt tegen de momentvergrotting onder in de wand. Na het verwijderen van het stempelraam geldt de eerder beschreven belastings-situatie.

2. De meeste problemen bij de belastingsopname door vloer 1 in de uitvoeringsfase ontstaan door de opname van de dwarskracht. Uit de formules op bladzijde 42 blijkt, dat zelfs bij volledige reductie van het moment (tot 0) het eigen gewicht ( $Q$ ) zorgt voor een aanzienlijke dwarskracht in de aansluiting vloer-wand. Hiervoor moeten mogelijk extra voorzieningen worden getroffen. Het moment in de overgang vloer-wand is eenvoudiger terug te brengen in grootte.

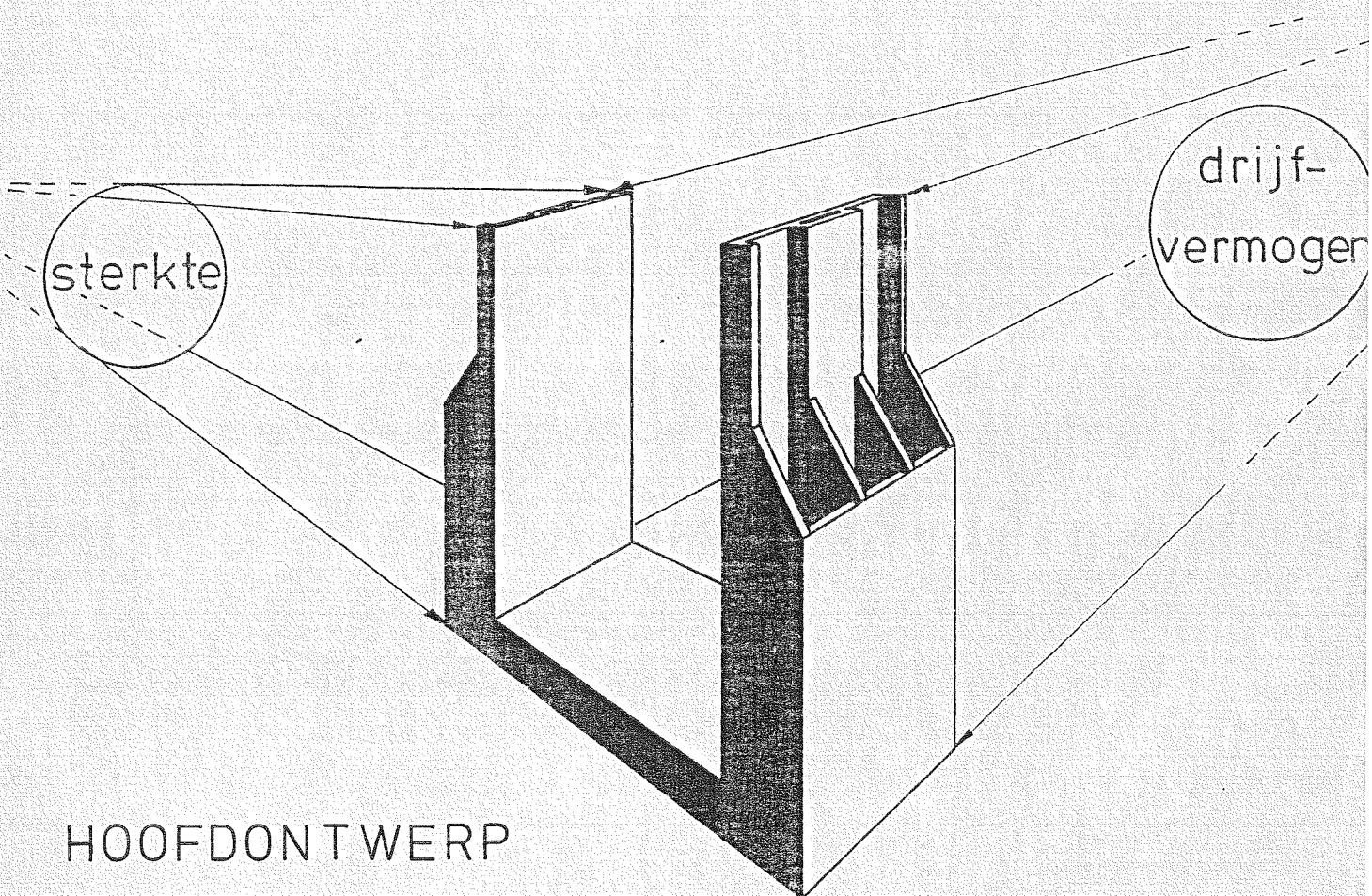
3-38

a,b,c,d,e,f



Afd. Civiele Techniek  
TH Delft

# DE CONSTRUCTIE VAN EEN DUWVAARTSLUIS TE MAASBRACHT



A. F. PRUIJSSERS

Onder begeleiding van:  
prof. ir. A. Glerum  
ir. J. Schippers

okt., 1982

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT

## INHOUDSOPGAVE DEEL B DIMENSIONERING SLUISMOTEN

### Hoofdstuk I:

	Blz.
I-1. Inleiding	1
I-2. Bepaling van de randvoorwaarden	5
I-3. Gevoeligheidsanalyse van de moten	10
- randvoorwaarde 1	10
- randvoorwaarde 2	12
- randvoorwaarde 3	17
- randvoorwaarde 4	19
- randvoorwaarde 5	24
- randvoorwaarde 6	25
- randvoorwaarde 7	26
- randvoorwaarde 8	29
I-4. Resultaten v/d gevoeligheidsanalyse	51

### Hoofdstuk II: Vormgeving en wapening moten

II-1. Wapening in kolkvloer	60
II-2. Vormgeving wand	62
II-3. Wapening wand	67
II-4. Vormgeving moten sluishoofd	73

### Hoofdstuk III: Probabilistische beschouwing mochtgewicht

III-1. Algemeen	81
III-2. Opzet berekening	82
III-3. Uitwerking berekening	83

## DEEL B

### DE DIMENSIONERING VAN DE SLUISMOTEN TEN BEHOEVE VAN DE SLUISVERLENGING.

#### HOOFDSTUK I

##### I-1. Inleiding

In deel A van het hoofdontwerp is aangetoond dat de sloep van de wolkelder in het bestaande bovenhoofd mogelijk is, zij het dat enige ingrijpende constructieve aanpassingen van het bovenhoofd vereist zijn. Dit resultaat maakt het mogelijk verder te gaan met de uitvoeringswijze, zoals deze in het vooronderzoek beschreven is. De essentie van de methode is voor de volledigheid onderstaand nog even gegeven.

De sluisverlenging wordt elders geprefabriceerd. De verlenging wordt niet als één geheel uitgevoerd, maar in vijf afzonderlijke moten met ieder een lengte van ongeveer 12 meter, dit met oog op de keuze van de bouwput. Als bouwput wordt namelijk een oude sluiskolk gebruikt, welke buiten het kanaalpand ligt. Dit heeft het voordeel dat een omvangrijke bouwputbemaling achterwege kan blijven. Na voltooiing van de moten wordt de kanaaldijk doorgebaggerd en kunnen de moten één voor één geplaatst worden. Dit plaatsen geschiedt volgens een aangepaste versie van de methode van de afgezonken tunnelelementen (zie ook fig IV-4 uit het vooronderzoek). Hoe bij de gedachte methode gebruik gemaakt wordt van de waterdruk als hulpmiddel bij de plaatsing zal in een later hoofdstuk nog uitgebreid beschreven worden i.v.m. uiteindelijke fundatie van de sluismoten. Na voltooiing van de verlenging worden de bovendeuren van het bestaande bovenhoofd overgezet naar het nieuwe bovenhoofd. De kolk wordt nu drooggezet, waarna de sloep van de oude wolkelder en het aanbrengen van de voegconstructies mogelijk is.

In het vooronderzoek is al opgemerkt, dat de verlenging qua constructie aan moet sluiten op de bestaande gewichtsconstructie, welke op staal gefundeerd is. Bij een gewichts-

constructie komt men in de waterbouw als snel tot forse (beton-)afmetingen. Bij de sluizenbouw heeft dit het voordeel, dat de dwarskrachten zonder extra wapening door de betondoorsnede kunnen worden opgenomen.

Anderzijds volgt er uit de beschreven uitvoeringswijze direct een geheel andere randvoorwaarde; de sluismoten moeten drijvend getransporteerd kunnen worden. Om een voldoende veiligheid tijdens het transport te hebben is het tevens vereist, dat de moten stabiel zijn. De vergelijking van de moten met tunnelelementen faalt hier, omdat een tunnelelement een totale hoogte heeft gelijk aan de diepgang, terwijl de sluismoet een hoogte ( $\pm$  20 m) van ruim tweemaal de waterdiepte heeft. In het geval van een tunnelelement kan er een geul in de rivierbodem gebaggerd worden om voldoende waterdiepte te krijgen. Het Julianakanaal is echter voorzien van een waterdichte bekleding, welke onmogelijk verwijderd kan worden. De moten moeten als het ware hoog op het water drijven en dan is de overeenkomst met caissons treffend. De caissons hebben ook een geringe diepgang en fungeren in de eindsituatie (bv. sluiting van een stroomgat) als gewichtsconstructie. De hierbij optredende momenten en dwarskrachten zijn echter enige orden lager dan bij een sluis, zodat een caisson inderdaad een vrij lichte constructie kan zijn.

Het bovenstaande heeft geen ander doel dan het benadrukken van de tweeledigheid van de constructie van de sluismoten. Deze tweeledigheid betekent zonder meer een strijdigheid van eisen, welke mede de afmetingen zullen bepalen. In de vormgeving van de sluismoten is duidelijk het tweeledige karakter terug te vinden (zie fig. BI-1). Het afgebeelde caisson in fig. BI-1a is geen sluitgatcaisson, maar een gesloten caisson, zoals dat gebruikt is bij de kademuren in de Waalhaven te Rotterdam. Dit caisson had een breedte van 15 meter, welke hier teruggebracht is tot 5 meter i.v.m. vergelijking met fig. BI-1b.

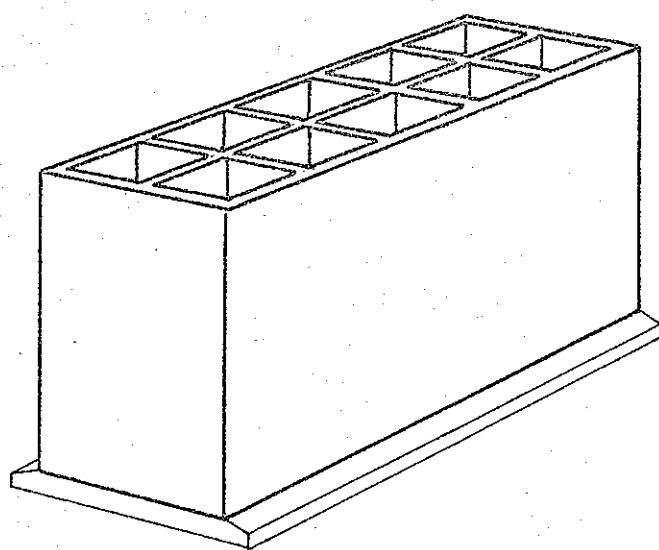


Fig. BI-1a. Caisson, zoals toegepast in een kade te Rotterdam.

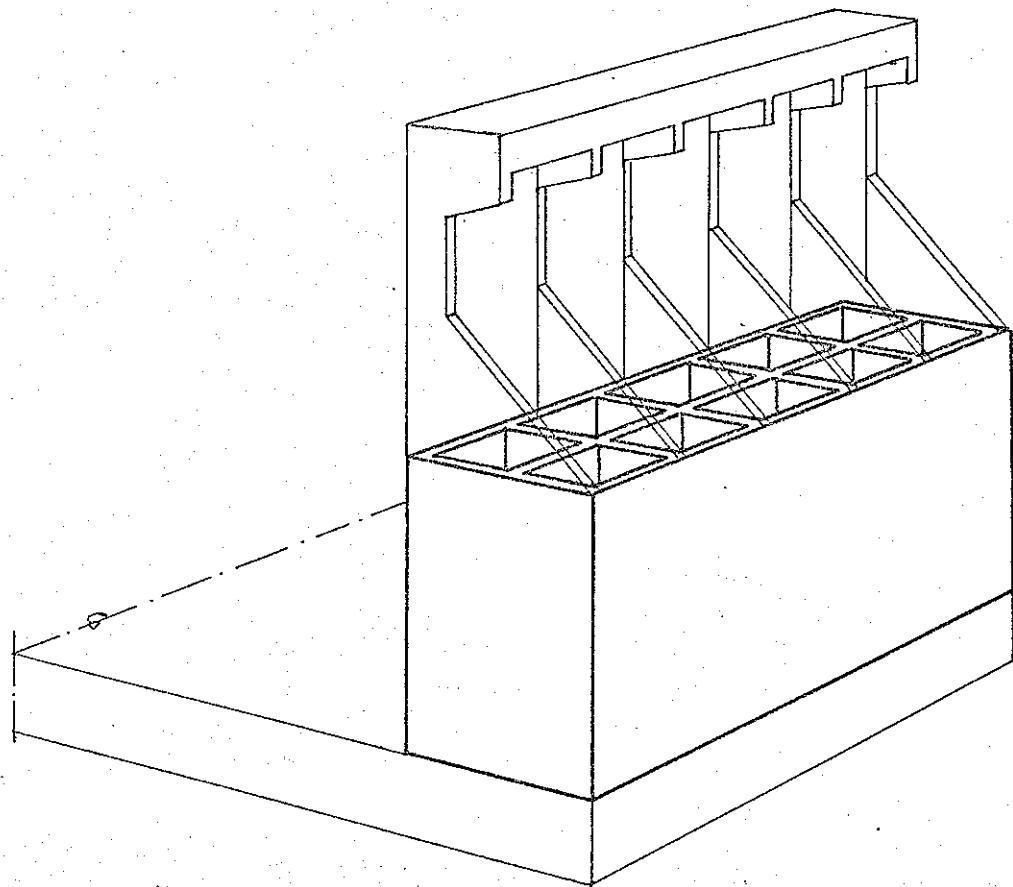


Fig. BI-1b. De opzet van de sluismoot uitgaande van de dubbelfunctie caisson-gewichtsconstructie.

Het caisson-gedeelte van de sluiswand is in fig. BI-1b zeer duidelijk terug te vinden. Indien het caisson-gedeelte na afzinken gevuld wordt met zand, dan is een gewichtsconstructie verkregen. Het probleem van de opname van de grote momenten en dwarskrachten is hiermee echter nog niet opgelost.

De oplossing zoals getekend in fig. BI-1b kent nog vele varianten. Teneinde te komen tot een enigermate optimale vormgeving zullen in het volgende hoofdstuk verschillende eisen en randvoorwaarden op een rij worden gezet.

## I-2. Bepaling van de randvoorwaarden.

De randvoorwaarden zijn te onderscheiden in absolute randvoorwaarden, waaraan zeker voldaan moet worden en in gewenste randvoorwaarden, waaraan bij voorkeur voldaan zal worden. De randvoorwaarden volgen rechtstreeks uit de verschillende levensfasen van de sluismoten, te onderscheiden in:

- a. Bouwfase
- b. Transportfase
- c. Afzink- en funderingsfase
- d. Gebruiksphase

### ad a. Bouwfase

RWV 1: Verschillende maten van de moat liggen al vast; de kolkbreedte is 16 meter, terwijl de bovenkant van de vloer op 16,80+ NAP moet komen te liggen. Dit betekent dat bij enig vrijboord (0,35 m) na afzinken de wandhoogte boven de vloer uitkomt op  $32,65 - 16,80 + 0,35 = 16,20$  m. ( $KP = 32,65+$ ) De bovenste rand tot 34,15 m +NAP wordt pas gestort na afzinken van alle moten teneinde een strakke lijn te verkrijgen. Deze maten zijn in fig. BI-2 weergegeven.

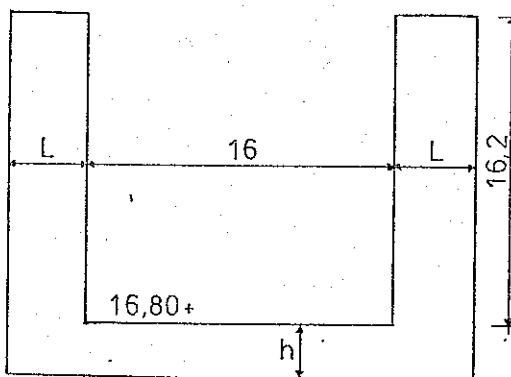


Fig. BI-2

Uit fig. BI-2 blijkt tevens, dat slechts twee maten niet bekend zijn, namelijk de vloerdikte  $h$

en de wanddikte  $L$ . Uitgaande van de bouwfase is er alleen een uitspraak mogelijk over  $L$ . De wanddikte mag niet groter worden dan 5,6 m. Bij deze waarde moeten de vijf moten tegen elkaar aangestort worden om nog in de kolk met 136 m lengte te passen. Dit is een absolute randvoorwaarde.

RWV 2: In het vooronderzoek is gekozen voor het verlengen van een bestaande sluis in plaats van de bouw van een vierde sluis. Dit mede op grond van de lagere kosten van de verlenging. Nu is het prefabriceren in dit geval altijd duurder dan ter plaatse bouwen. Om de kosten laag te houden moet er economisch geconstrueerd worden. Nu betekent economisch in bijna alle gevallen eenvoudig. Teneinde de constructie eenvoudig te houden stellen we de volgende voorwaarden:

- a- de sluisvloer wordt een massieve betonnen vloer.
- b- de wanden worden opgebouwd met maximaal drie storten.
- c. slechts in de onderste stort mag dwarskrachtwapening toepast worden teneinde het vlechwerk te beperken. Dit betekent dus over 1/3 van de wandhoogte.
- d. de vloerwapening moet in de orde van grootte van 1% in FeB400 worden aangebracht. In dit stadium wordt nog niet gekeken wat dit in staaldoorsnede betekent.

Het is duidelijk dat dit een gewenste randvoorwaarde is.

ad b. Transportfase

RWV 3: De moot moet drijvend vervoerd worden. In het

vooronderzoek is het drijvend transport al ter sprake gekomen. Hierbij is uitgegaan van een waterdiepte van 9,80 m. Deze waarde is echter alleen geldig voor het oude kanaalpand, zoals te zien is in fig. BI-3. In de voorhaven van de bestaande drielingssluis is de waterdiepte slechts 8,4 m. Bij een keelclearance van 5% wordt de maximaal toelaatbare diepgang 8,4/1,05 = 8,0 meter. Alhoewel deze waterdiepte door het opzetten van het kanaalpeil nog iets toe kan nemen houden we voorlopig de 8,0 m aan als absolute randvoorwaarde.

RVW 4: Bij het drijvend transport geldt als tweede eis dat de moot stabiel moet zijn. Dit heeft gevolg voor de verdeling van het gewicht over de vloer en de wanden. Ook dit is een absolute randvoorraarde.

ad c. Afzink- en funderingsfase

RVW 5: Ook tijdens het afzinken moet de moot stabiel blijven. Dit is weer een absolute randvoorraarde.

RVW 6: In verband met het ondergrouten van de moot is er een werkruimte boven de sluisvloer vereist. Het is logisch deze ruimte onder te brengen in de wand. Deze ruimte moet gedurende de groutwerkzaamheden droog blijven. Dit is eveneens een absolute randvoorraarde, welke voornamelijk de inwendige vormgeving van de wand bepaalt. (De absoluuthedidijs gesteld i.v.m. een goede ondergrouting)

ad d. Gebruiksphase

RVW 7: In de eindfase moet de kolk drooggezet kunnen worden met een veiligheid van 1,T. Dit is een absolute randvoorraarde.

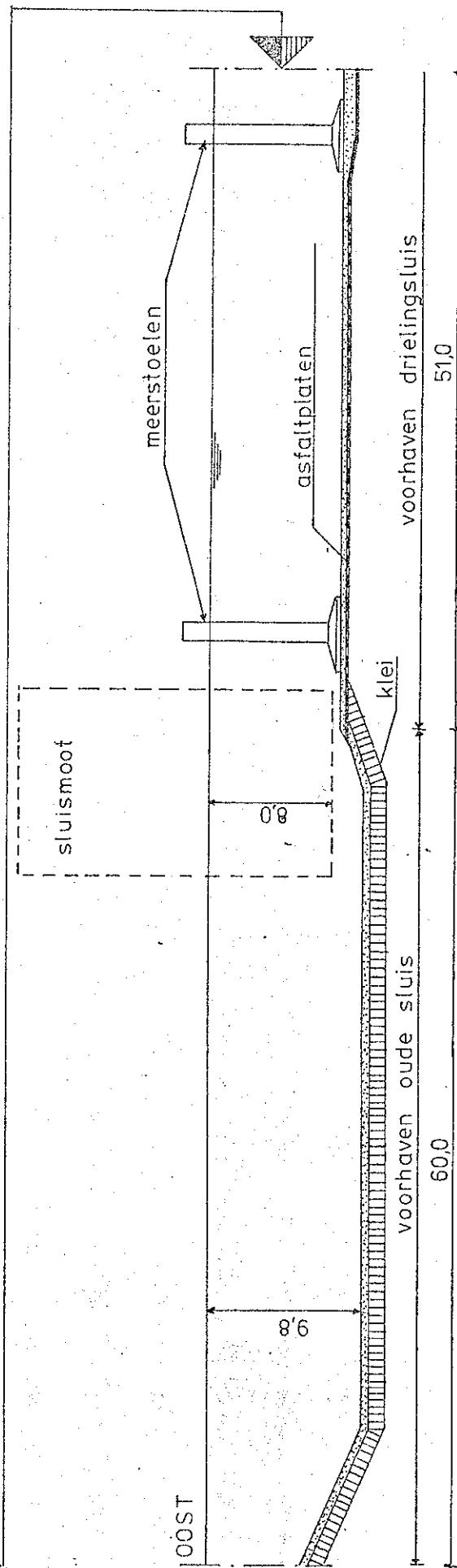
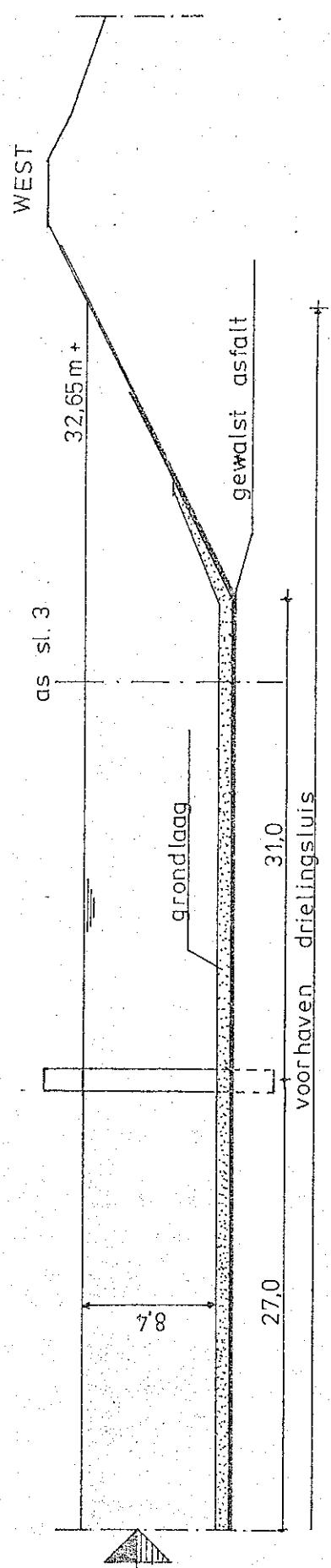


Fig. BI-3 Doorsnede over voorhaven

RVW 8: Zoals later nog zal blijken is zowel de dwarskracht als het moment in de doorsnede ter plaatse van de overgang wand-vloer bepalend voor de vloerdimensionering. Slechts in enkele extreme gevallen (ongelijkmatige zetting) zal dit niet het geval zijn. Gestreefd wordt naar een zodanige dimensionering van de mocht, dat in alle gevallen de doorsnede ter plaatse van de overgang wand-vloer de bepalende krachten oplevert. Dit is een gewenste randvoorwaarde met als doel te voorkomen, dat t.g.v. een zelden voorkomend belastingsgeval bepaalde doorsneden extreem zwaar gewapend moeten worden. Hierbij is vooral gedacht aan het midden van de sluisvloer.

Aan de randvoorwaarden 1, 3, 4, 5, 6 en 7 moet in ieder geval voldaan worden. Ook de randvoorwaarden 2 en 8 zullen op de voorhand geldig blijven, teneinde de consequenties hiervan na te gaan. In het volgende hoofdstuk zullen deze randvoorwaarden herleid worden tot waarden voor de vloerdikte en de wanddikte.

### I-3. Gevoelighidsanalyse van de sluismoten

#### Algemeen

Bij de presentatie van de eerste randvoorwaarde is vermeld, dat van de te maken sluismoten nog maar twee afmetingen niet vastliggen, namelijk de vloerdikte  $h$  en de wanddikte  $L$ . Tevens is toen een bovengrens voor  $L$  aangegeven:  $L_{\max} = 5,6$  meter. Aangezien de diepgang is vastgesteld op 8,0 m (RVW 3) wordt het drijvende vermogen:

$$\text{lengte} \times \text{breedte} \times 8,0 \times 10 = 12,0 \cdot (16 + (2 \cdot 5,6)) \cdot 80 = \\ = 26112 \text{ kN}$$

In het totaal kan er dus  $26112/25 = 1044,5 \text{ m}^3$  beton in een moat verwerkt worden. Indien deze totale hoeveelheid voor de vloer gebruikt wordt, dan is de maximaal haalbare vloerdikte:

$$1044,5/(27,2 \cdot 12) = 3,2 \text{ m} = h_{\max}$$

Met zekerheid kan gesteld worden, dat er ook beton in de wanden verwerkt wordt, zodat voor  $h_{\max}$  kan worden aangehouden:  $h_{\max} = 3,0 \text{ m}$ .

Deze waarde is overigens in feite niet gekoppeld aan de maximale wanddikte, omdat de vloerdikte ter plekke van de wanden gelijk genomen is aan de vloerdikte in de kolk zelf. Dan is  $h_{\max}$  snel terug te vinden uit de diepgang en de verhouding van de massa's van water en beton:

$$8,0/(25/10) = 8,0/2,5 = 3,2 \text{ m} = h_{\max}$$

Bij een latere variatie van de vloerdikte onder de wanden geeft de wanddikte wel een verandering in de maximale vloerdikte.

Naast bovengrenzen voor beide variabelen zijn ook ondergrenzen gewenst. De ondergrens voor de vloerdikte is min of meer een praktijkeis, welke aangeeft dat een dikte van minder dan 1,0 m voor een sluisvloer weinig reëel is gezien de hoge kolkwanden. Indien we voor  $h_{\min}$  aanhouden een waarde van 1,0 m, dan kunnen we met zekerheid stellen dat de werkelijke vloerdikte

groter zal zijn.

Nemen we als minimale wanddikte een waarde van 1,0 m, dan kunnen we bij benadering stellen, dat het maximale wandmoment ook optreedt in de doorsnede ter plaatse van de overgang wand-vloer. Het belastingsgeval 2 uit deel A (bestaande sluishoofd) is ook hier geldig (en zal maatgevend blijken te zijn). De waarden van punt 2 (15.55m +NAP) zijn in dit geval van toepassing. Het moment in de wand is dan 9501,4 kNm, hetgeen bij een vloerdikte van 1,0 m en  $\gamma = 1,7$  neerkomt op een wapeningspercentage:

$$\frac{1,7 \cdot 9501,4}{0,9 \cdot 0,4 \cdot 1000}^2 = 0,045, \text{ ofwel } 4,5\% !!$$

Dit is geen aanvaardbaar percentage. De wanddikte zal derhalve groter moeten zijn, opdat de krachten voortkomende uit het wandmoment al deels onder de wand afgevoerd worden naar de ondergrond. We kiezen hier deze minimale wanddikte 3,0 m. Deze waarde is te beschouwen als een in redelijkheid gemaakte schatting.

Als uiteindelijk resultaat vinden we dus:

$$1,0 \leq h \leq 3,0 \text{ m}$$

$$3,0 \leq L \leq 5,6 \text{ m}$$

Voor het gemak houden we voorlopig aan:

$$3,0 \leq L \leq 6,0 \text{ m}$$

Het zal duidelijk zijn, dat de ondergrenzen enigermate arbitrair vastgesteld zijn. Indien nodig zullen deze grenzen bijgesteld worden.

Op dit moment worden de afmetingen van de moten bepaald door enerzijds het kader waarbinnen de  $h$  en  $L$  kunnen variëren en anderzijds de bekende randvoorwaarden. Het is nu mogelijk een gevoeligheidsanalyse te maken door iedere randvoorwaarde te beschouwen onder variatie van de wanddikte  $L$  en de vloerdikte  $h$ . De opzet hierbij is te komen tot een zekere optimale verhouding tussen  $L$  en  $h$ , waarna de uiteindelijke vormgeving van de moten tot stand kan komen.

## Uitwerking randvoorwaarde 2: eenvoudige constructie

Een massieve vloer past zonder meer in het streven naar een eenvoudige constructie en legt als eis op zich nauwelijks grenzen op. Later zal deze eis in samenhang met ondermeer de eisen aangaande het drijvende transport wel inhoud krijgen. Dit komt dan voornamelijk tot uiting in de verdeling van de toepasbare hoeveelheid beton over de vloer enerzijds en de wanden anderzijds.

De eis, dat de wanden in maximaal drie storten tot stand mogen komen, komt voort uit het streven naar een verticale uniformiteit in de constructie. De opzet is namelijk de betondoorsnede per stort over de gehele hoogte van dat stort constant te houden. Hierdoor krijgen de verschillende bekistingsdelen de meest eenvoudige vorm, nl. vierkante platen.

Bij de constructie van caissons voor ondermeer kademuren wordt vaak gebruik gemaakt van glijkbekisting. In dit geval wordt deze methode niet toegepast en wel om drie redenen. Ten eerste vraagt een glijkist-methode om een sterk repeterend karakter in de uitvoering. Voor caissonsbouw betekent dit dat er een groot aantal caissons in serie gebouwd moeten worden, hetgeen bij kadebouw inderdaad het geval is. In ons geval blijft het aantal moten beperkt tot vijf, waardoor een glijkbekisting niet economisch zal zijn. Ten tweede houdt het gebruik van een glijkist in, dat over de volle wandhoogte de betondoorsnede nagenoeg konstant blijft. In de eindfase moet de moottwand echter onderaan een aanzienlijke dwarskracht kunnen opnemen, hetgeen een grote betondoorsnede vereist. Het aanhouden van deze doorsnede over de totale hoogte maakt de moot te zwaar i.v.m. het drijvend transport. Als laatste kan nog gewezen op een fundamenteel verschil in de productieplanning van de kademuurcaissons en de sluismoten. De kademuurcaissons worden na voltooiing in een (scheeps-)dok uitgevaren en afgezonken.

De sluismoten worden echter in een sluiskolk buiten het kanaalpand vervaardigd, waarna de dijk doorgedaggerd wordt. Het is niet mogelijk deze dijk herhaaldelijk weer te dichten om de volgende mocht te construeren. Dit houdt in dat alle moten zo snel mogelijk na elkaar voltooid moeten worden, hetgeen leidt tot het gebruik van meerdere bekistingen.

De eis, dat de dwarskrachtwapening beperkt moet blijven tot het onderste derde deel, is een gevolg van het feit, dat bij de dimensionering van de sluiswand de dwarskracht maatgevend is. Het aanbrengen van dwarskrachtwapening is arbeidsintensief en vraagt om voldoende wanddikte teneinde deze extra wapening in de doorsnede kwijt te kunnen. Het streven zal dus zijn de constructie slechts minimaal op dwarskracht te wapenen. Dat in dit geval de grens op 1/3 deel van de hoogte is gelegd, komt voort uit de opzet met maximaal drie wandstorten.

Het hanteren van bovenstaande eis geeft de mogelijkheid om te komen tot een minimaal vereist wandgewicht. We beschouwen hiertoe de situatie met drie wandstorten. Als maatgevend belastingsgeval geldt weer belastingsgeval 2 uit deel A, waarbij de buitenwaterstand maximaal (23,45m+) is bij een lege kolk. (In het geval van de sluismoten komt er een speciaal belastingsgeval bij, namelijk voor het drijvend transport. Dit belastingsgeval zal niet maatgevend blijken te zijn, zoals zal worden aangetoond bij de dimensionering van het caisson na vaststelling van L en h).

De dwarskrachtenlijn voor belastingsgeval 2 is in fig BI-4 weergegeven. Er wordt uitgegaan van een wandhoogte van 16,2 meter (bovenrand wordt later opgestort), zodat iedere mocht 5,4 meter hoog is. Nummeren we deze moten van boven naar beneden, dan is uit fig. BI-4 af te lezen:

overgang mocht I - mocht II : D = 193,6 kN/m <sup>2</sup>
overgang mocht II - mocht III: D = 600,0 kN/m <sup>2</sup>
overgang mocht III - vloer : D = 1375,2 kN/m <sup>2</sup>

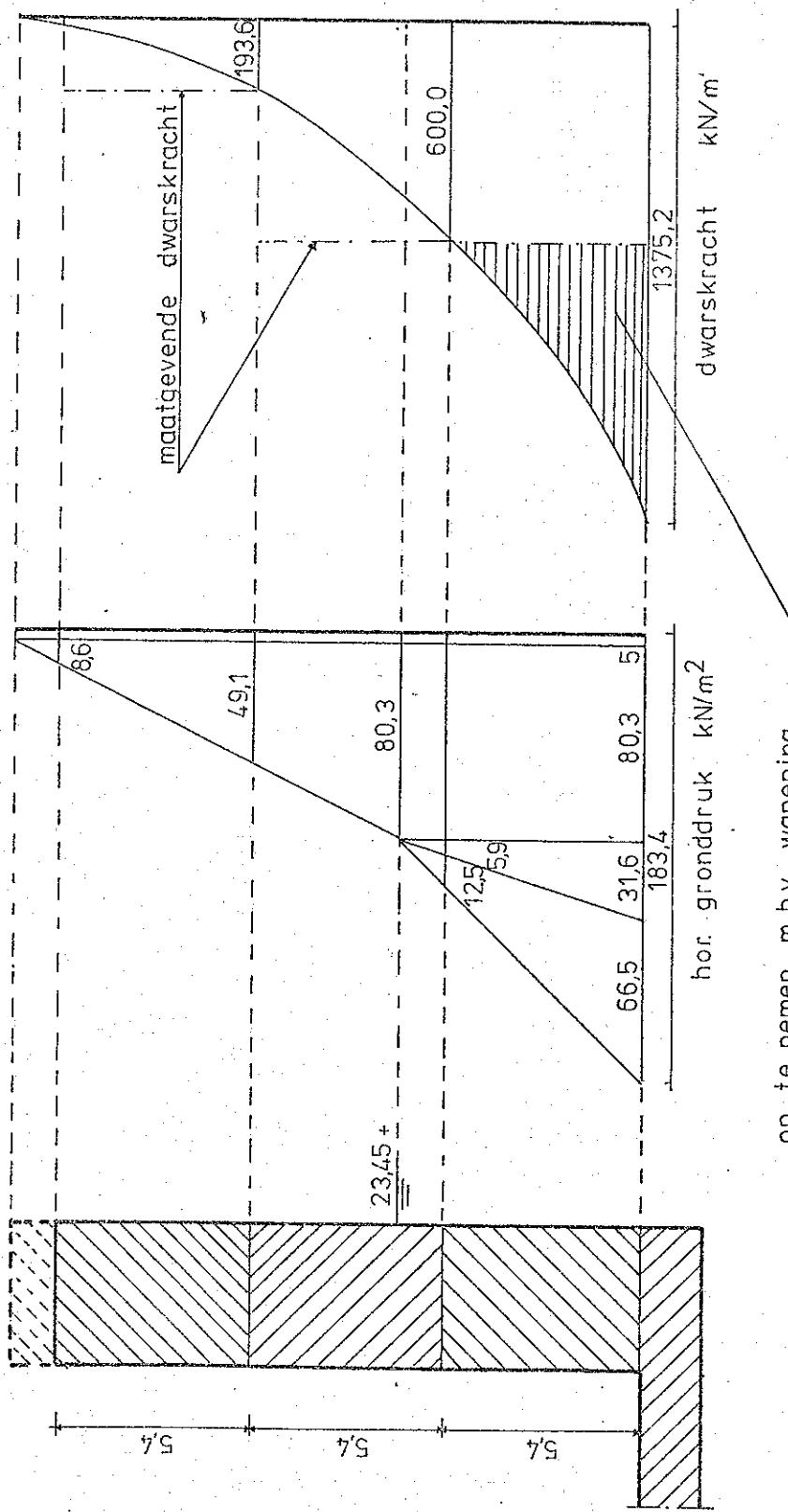


Fig. BI 4. D-lijn voor belastingsgeval 2  
oo te nemen m.b.v. wapening

Zowel moot I als moot II moeten deze dwarskracht zonder dwarskrachtwapening op kunnen nemen. In het geval van betonkwaliteit B30 is de rekenwaarde voor de schuifspanning  $0,65 \text{ N/mm}^2$ . Bij een veiligheid van 1,7 geldt dan dat per strekkende meter een dwarskracht kan worden opgenomen van:

$$D_{\text{toel}} = 650/1,7 \cdot A_b = 382,4 \cdot A_b$$

waarin  $A_b$  = betondoorsnede per strekkende meter wand.

Het uitgangspunt was ondermeer dat de doorsnede per moot niet zou veranderen. Voor moot I wordt de minimale betondoorsnede dan:

$$D_{\text{optr}} = 193,6 \text{ kN/m}^2$$

$$D_{\text{toel}} = 382,4 \cdot A_b \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Dus } A_b = 193,6/382,4 \text{ m}^2/\text{m}^2 = 0,506 \text{ m}^2/\text{m}$$

Dit betekent voor twee wandmoten met een lengte van 12,0 m en een hoogte van 5,4 m:

Hoeveelheid beton =  $12,0 \cdot 5,4 \cdot 2 \cdot 0,506 = 65,58 \text{ m}^3$ ,  
ofwel  $25 \cdot 65,58 = 1639,4 \text{ kN}$ .

Voor moot II geldt een zelfde betoog:

$$A_b = 600,0/382,4 = 1,569 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

Voor de beide wanden wordt het betongewicht: 5083,6 kN.

Aangezien moot II boven op moot III komt te staan, moet de betondoorsnede van moot III minimaal gelijk zijn aan die van moot II. Dus ook voor moot III vinden we een betongewicht van minimaal 5083,6 kN.

In de beide wanden van een sluismoott moet dus minimaal  $1639,4 + 5083,6 + 5083,6 = 11807 \text{ kN}$  toegepast worden. Indien uitgaande van deze oppervlakken een eerste opzet van de doorsnede wordt geschatst, dan blijken de gevonden waarden tevens een ondergrens te zijn voor wat betreft het maken van werkbare wanddikten.

Om deze reden zisi het geval van een wand met twee moten, waarmee enige reductie van het betongewicht bereiken is, niet nader beschouwd. Reductie van het gewicht betekent tevens meer dwarskrachtwapening.

In het ontwerp wordt gestreefd naar de toepassing van 'gewoon' betonstaal FeB400 in een redelijk percentage. Dit redelijk percentage is hier gesteld op ongeveer 1%, waardoor de toe te passen wapening een functie wordt van de vloerdikte  $h$ :

$$A_a = 0,01 \cdot 1000 \cdot h = 10 \cdot h \text{ mm}^2/\text{m}^2 \text{ met } h \text{ in mm.}$$

Het toelaatbare moment bij een veiligheid 1,7 wordt dan:

$$T_{toel} = (0,9 \cdot h \cdot 0,4 \cdot A_b) / 1,7 = 2,12 \cdot h^2 \cdot 10^3 \text{ kNm.}$$

Voor een maximaal moment vinden we: (breukmoment)

$$T_{max} = 1,7 \cdot 2120 \cdot h^2 = 3600 \cdot h^2 \text{ kNm.}$$

Wat dit betekent blijkt uit onderstaande tabel:

$h = 1,0$	$T_{max} = 3600 \text{ kNm}$	$A_a = 10000 \text{ mm}^2 = 8\phi 40$
$h = 2,0$	$T_{max} = 14400 \text{ kNm}$	$A_a = 20000 \text{ mm}^2 = 16\phi 40$
$h = 3,0$	$T_{max} = 32400 \text{ kNm}$	$A_a = 30000 \text{ mm}^2 = 24\phi 40$

Bij toenemende vloerdikte neemt het maximaal opneembare moment snel toe, maar de hiervoor benodigde wapening is niet meer te plaatsen. Een wapeningspercentage van 1% is bij toenemende vloerdikte niet meer reëel. Om deze reden wordt deze 1%-eis hier vervangen door de eis, dat de wapening maximaal ongeveer  $12\phi 40 = 15080 \text{ mm}^2$  mag bedragen. Deze wapening is nog in twee lagen aan te brengen. Het resultaat wordt dan:

$h = 1,0$	$T_{max} = 5428,8 \text{ kNm}$	(1,5%-wapening)
$h = 2,0$	$T_{max} = 10857,6 \text{ kNm}$	(0,75%-wapening)
$h = 3,0$	$T_{max} = 16286,4 \text{ kNm}$	(0,67%-wapening)

Dat deze grens ook niet geheel juist is, blijkt wel uit het hoge wapeningspercentage voor vloerdikte van 1,0 m. In hoofdstuk I-2 is echter al vermeld, dat RVW 2 het karakter van een richtlijn heeft, waaraan bij benadering voldaan moet worden.

De resultaten, welke bovenstaand voor RVW 2 verkregen zijn, zullen voornamelijk in samenhang met andere RVW's betekenis krijgen.

### Uitwerking randvoorwaarde 3: Maximale diepgang

De maximale diepgang van de sluismoten is vastgesteld op 8,0 meter. Bij de besprekking van RVW 2 is de vorm van de wandmoten over de volle hoogte van de moten gelijk gehouden. Dit houdt in, dat kennis over de vloeroppervlak van de sluismoot voldoende is om het maximaal toelaatbare mochtgewicht vast te stellen. Bij de volgende berekening wordt overigens verondersteld, dat de kopschotten d.m.v. drijfkisten ten opzichte van de moten gewichtsloos gemaakt worden. Dat dit mogelijk is wordt bij de besprekking van de afzinkoperatie aangegeven.

Het zal duidelijk zijn (zie fig. BI-2), dat we voor de totale breedte van de sluismoot kunnen schrijven:  
breedte =  $16,0 + 2 \cdot L$  meter.

De mochtlengte is ongeveer 12,0 meter, zodat de waterverplaatsing gelijk is aan:

$$\begin{aligned} W &= \text{lengte} \cdot \text{breedte} \cdot \text{diepgang} \cdot 10 \\ &= 12,0 \cdot (16,0+2L) \cdot 8,0 \cdot 10 \\ &= 15360 + 1920 \cdot L \text{ KN} \end{aligned}$$

Volgens RVW 2 moeten we uitgaan van een massieve vloer. Om betongewicht te besparen nemen we onder de wanden een vloerdikte van 0,75 h (zie fig BI-5), omdat de wand

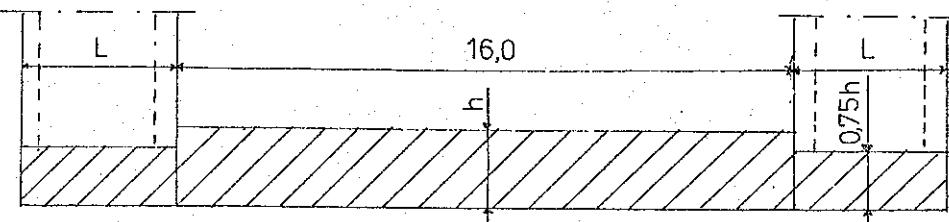


Fig. BI-5. Doorsnede over de sluisvloer.

toch de stijfheid van de vloer vergroot. Voor het vloergewicht kan nu geschreven worden:

$$\begin{aligned} VL &= 25 \cdot h \cdot \text{kolkopp} + 2 \cdot 25 \cdot 0,75 \cdot h \cdot \text{wandopp} \\ &= 25 \cdot h \cdot 16 \cdot 12 + 2 \cdot 25 \cdot 0,75 \cdot h \cdot 12 \cdot L \\ &= 4800 \cdot h + 450 \cdot hL \end{aligned}$$

Voor het wandgewicht (beide wanden tesaam) geldt nu:

$$WD = W - VL = 15360 + 1920 \cdot L - 4800 \cdot h - 450 \cdot hL$$

Met RVW 2 is het mogelijk gebleken een minimaal wandgewicht van 11807 kN vast te stellen, zodat nu een maximale vloerdikte bepaald kan worden:

$$11807 = 15360 + 1920 \cdot L - 4800 \cdot h - 450 \cdot hL \text{ bij minimale WD}$$

$$h_{\max} = \frac{3553 + 1920 \cdot L}{4800 + 450 \cdot L}$$

Bij de verschillende wanddikten L krijgen we dan:

$$L = 3,0 \text{ m} \rightarrow h_{\max} = 1,52 \text{ m}$$

$$L = 4,0 \text{ m} \rightarrow h_{\max} = 1,70 \text{ m}$$

$$L = 5,0 \text{ m} \rightarrow h_{\max} = 1,87 \text{ m}$$

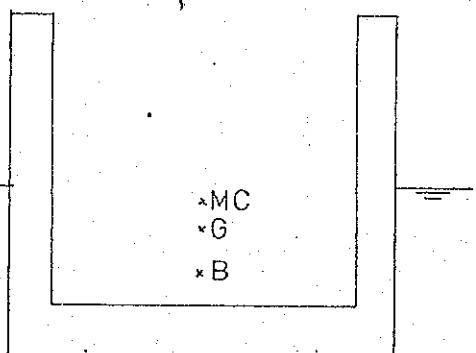
$$L = 6,0 \text{ m} \rightarrow h_{\max} = 2,01 \text{ m}$$

Hiermee is dus een bovenlimiet voor de vloerdikte vastgesteld.

#### Uitwerking randvoorwaarde 4: Stabiliteit sluismoot

De sluismoot moet tijdens het drijvend transport en tijdens het afzinken uit zichzelf stabiel zijn. Dit is mede bepalend voor de verdeling van het betongewicht over de wanden en de vloer.

We zullen allereerst gaan onderzoeken of de moot bij een minimaal wandgewicht voldoet aan de stabiliteits-eis. We doen dit aan de hand van fig. BI-6.



MC = metacentrum punt  
G = gewichtspunt  
B = drukpunt

Fig. BI-6 Stabiliteit sluismoot.

Stabiliteit van een drijvend lichaam houdt in, dat dit lichaam na scheefstand door bv. golfaanval uit zichzelf weer terugkeert in de rechtstand. Dit lichaam zal draaien om zijn gewichtspunt G. (zie fig. BI-6 en BI-7) Punt B geeft het aangrijppingspunt van de opdrijvende kracht aan. Punt B zal door de draaiing om G onder het gewichtspunt uitdraaien. Op dat moment is punt B niet meer het aangrijppingspunt van de opdrijvende kracht, want door de scheefstand wordt een moment opgeroepen:

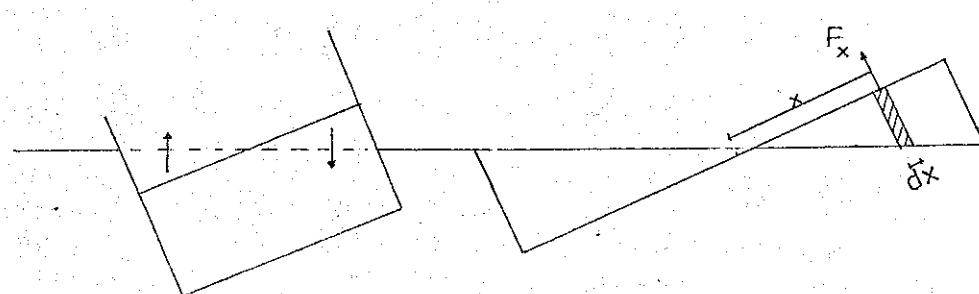


Fig. BI-7.

Er geldt  $F_x = x \cdot \varphi \cdot y \cdot dx \cdot \rho \cdot g$ , waarin  $y$  is lengte van het lichaam.

Het totale moment is dan:

$$M = \int_{-\frac{1}{2}b}^{\frac{1}{2}b} \varphi \rho g \cdot x^2 \cdot y \, dx = \varphi \rho g \cdot I, \text{ waarin } I = \text{traagheidsmoment op de waterlijn.}$$

Noemen we nu de excentriciteit van de opwaartse kracht t.o.v. het oorspronkelijke drukpunt  $B$  even  $a$ , dan moet gelden:

$M = a \cdot W$ , immers de opwaartse kracht is gelijk aan het gewicht van het lichaam.

We vullen de bekende uitdrukkingen in en vinden:

$$a = \frac{M}{W} = \frac{\varphi \rho g \cdot I}{\rho g \cdot V} = \frac{\varphi I}{V}, \text{ waarin } V = \text{volume waterverplaatsing.}$$

Nu is het metacentrumpunt omschreven als het snijpunt van de krachtlijn van de excentrisch werkende opwaartse kracht en de rechte door  $B$  en  $G$ . (zie fig. BI-8)

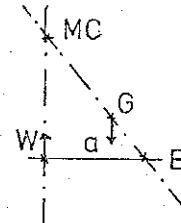


Fig. BI-8

De afstand  $B-MC$  volgt dan uit  $\frac{a}{\varphi} = \frac{I}{V}$ .

Voor het corrigerend moment geldt dan:

$$M_{cor} = (MC-G) \cdot \varphi \cdot W.$$

De afstand  $MC-G$  wordt aangeduid met metacentrumhoogte.

Uit bovenstaande afleiding blijkt onmiddelijk, dat voor een stabiele situatie vereist is dat de afstand  $MC-G$  positief is, ofwel dat  $MC$  boven  $G$  ligt. Is dit niet het geval, dan versterkt het excentrische moment de afwijking van de rechtstand en is het lichaam instabiel.

De controle op stabiliteit van de sluismoten betekent dus het nagaan of  $MC$  boven het gewichtspunt ligt. Een minimale afstand tussen  $MC$  en  $G$  is hierbij ongeveer 0,15 m.

Daar we hier de situatie gedurende het drijvende transport (afzinkfase wordt later beschouwd) moeten controleren, kunnen we een aantal waarden al op de voorhand bepalen. De hoogte van het metacentrumpunkt t.o.v. de onderkant van de moottvloer kan geschreven worden als:

$$MC = B + I/V; \quad B = \frac{1}{2} \cdot \text{diepgang} = 4,0 \text{ m}$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3, \text{ waarin } b = 16 + 2L \text{ m}$$

$$h = 12 \text{ m}$$

$$= 2304 + 288L$$

$$V = W/10$$

$$= 1536 + 192 \cdot L$$

We vinden dus voor de metacentrumhoogte:

$$MC = 4,0 + \frac{2304 + 288 \cdot L}{1536 + 192 \cdot L}$$

We eisen voor het gewichtspunt:  $G < MC - 0,15$ .

We kunnen dan voor de verschillende wanddikten  $L$  zowel de metacentrumhoogte  $MC$  als de maximale hoogte van het gewichtspunt vaststellen:

$L = 3,0 \text{ m}$	$MC = 5,50 \text{ m}$	$G_{\max} = 5,35 \text{ m}$
$L = 4,0 \text{ m}$	$MC = 5,50 \text{ m}$	$G_{\max} = 5,35 \text{ m}$
$L = 5,0 \text{ m}$	$MC = 5,50 \text{ m}$	$G_{\max} = 5,35 \text{ m}$
$L = 6,0 \text{ m}$	$MC = 5,50 \text{ m}$	$G_{\max} = 5,35 \text{ m}$

Klaarblíjkelijk is de  $MC$ -hoogte onafhankelijk van de wanddikten! Achteraf is dit gemakkelijk in de formule terug te vinden, immers:

$$MC = 4,0 + \frac{2304 + 288 \cdot L}{1536 + 192 \cdot L} = 4,0 + 1,5 \cdot \frac{1536 + 192 \cdot L}{1536 + 192 \cdot L} = 5,50 \text{ m}$$

Nu resteert alleen de bepaling van het gewichtspunt. In de moten is per moott het betongewicht gelijkmatig over de hoogte verdeeld. Het gewichtspunt van een moott ligt derhalve op de halve hoogte van de moott. Met behulp van de wandgewicht gevonden met RVW 2 kan nu het statisch moment ten opzichte van de onderkant van de sluismoott gevonden worden. Hierbij wordt de vloerdikte losgekoppeld van het maximale moottgewicht, maa.w. de vloerdikte wordt nader vastgesteld.

Statisch moment: moet I :  $((2,5 \cdot 5,4) + h) \cdot 1639,4$   
 moet II:  $((1,5 \cdot 5,4) + h) \cdot 5083,6$   
 moet III:  $((0,5 \cdot 5,4) + h) \cdot 5083,6$   
 vloer:  $0,5 \cdot h \cdot (15360 + 1920 \cdot L - 11807)$

$$S = 77034,8 + 13583,1 \cdot h + 960 \cdot hL$$

$$G = S/W = \frac{77034,8 + 13583,1 \cdot h + 960 \cdot hL}{15360 + 1920 \cdot L} \leq 5,35 \text{ m}$$

Voor iedere wanddikte L kunnen we nu de maximaal toelaatbare vloerdikte bepalen:

$$\begin{aligned} L = 3,0 \text{ m} &\rightarrow h_{\max} = 2,18 \text{ m} \\ L = 4,0 \text{ m} &\rightarrow h_{\max} = 2,65 \text{ m} \\ L = 5,0 \text{ m} &\rightarrow h_{\max} = 3,07 \text{ m} \\ L = 6,0 \text{ m} &\rightarrow h_{\max} = 3,45 \text{ m} \end{aligned}$$

Vergelijking met de waarden gevonden voor de berekening "uitgaande van de massieve vloer geeft dat de bovenstaande waarden niet bepalend zijn. De moet zal dus bij een minimaal wandgewicht en massieve vloer altijd (gedurende de transportfase) stabiel zijn.

Uitgaande van de stabiliteitseis is het mogelijk om waarden te vinden, waaraan de vloerdikte minimaal nog moet voldoen. Deze situatie treedt op indien teveel betongewicht in de wanden wordt ondergebracht. Dit extra gewicht zal logischer wijze in moet III terechtkomen, omdat dan bespaard wordt op de dwarskrachtwapening. De berekening gaat dan als volgt:

$$\begin{aligned} \text{extra gewicht wandmoet III} &= W - VL - 11807 \\ &= 3553 + 1920 \cdot L - 4800 \cdot h - 450 \cdot hL \end{aligned}$$

Het gewichtspunt hiervan ligt op  $2,7 + h$  m boven de onderkant van de moetvloer, dus het extra statisch moment wordt:

$$\Delta S_{III} = 9593,3 + 5184 \cdot L - 9407 \cdot h + 705 \cdot hL - 4800 \cdot h^2 - 450 \cdot h^2 L$$

De bijdrage van de vloer aan het statisch moment wordt nu:

$$S_{VL} = 0,5 \cdot h \cdot (4800 \cdot h + 450 \cdot hL)$$

Tesamen met de statische momenten van de wandmoten wordt het totale statische moment:

$$S = 86627,9 + 2399,6 \cdot h + 705 \cdot hL + 5184 \cdot L - 2400 \cdot h^2 - 225 \cdot h^2 L$$

Als eis geldt weer:

$$G = S/W \leq 5,35, \text{ dus}$$

$$\frac{86627,9 + 2399,6 \cdot h + 705 \cdot hL + 5184 \cdot L - 2400 \cdot h^2 - 225 \cdot h^2 L}{15360 + 1920 \cdot L} \leq 5,35$$

Voor  $L = 3$  wordt dit:

$$3075 \cdot h^2 - 4514,6 \cdot h + 10812,1 \geq 0$$

Dit is waar voor alle  $h$ .

Voor  $L = 6$  wordt dit:

$$3750 \cdot h^2 - 6629,6 \cdot h + 26076,1 \geq 0$$

Ook dit is waar voor alle  $h$ .

Blijkbaar geeft de stabiliteitseis geen beperkingen voor een minimale vloerdikte ingeval het vrijgekomen betongewicht wordt verwerkt in de laaggelegen wandmoet III. In het geval dat het extra betongewicht gelijkmatig over de wand wordt verdeeld, hoeft dit niet op te gaan. Dit laatste geval is echter weinig realistisch.

### Uitwerking randvoorwaarde 5: Stabiliteit in afzinkfase

De stabiliteit van de sluismoot moet ook gedurende de afzinkfase gegarandeerd zijn. Dit afzinken geschiedt bij voorkeur door het inlaten van water in de holle ruimten van de wand en in de kolk zelf. Doordat bij slingeren van de moot het water in de kolk naar het diepste punt loopt en zo de afwijking van de rechtstand vergroot neemt het traagheidsmoment van de moot af en wel met:

$$\Delta I = 1/12 \cdot 16,0 \cdot (12,0)^3 = 2304 \text{ m}^4$$

De metacentrumhoogte neemt hierdoor af met:

$\Delta MC = 2304/V$ , waarin  $V$  = volume verplaatse water op het moment van vullen kolk.

Op dit moment is nog geen keuze gemaakt over de wanddikte  $L$ , welke het volume  $V$  mede bepaalt ( $V = (16+2 \cdot L) \cdot 12 \cdot d$ ). De zinking van het metacentrumpunt is dus pas te bepalen op het moment, dat de moot volledig gedimensioneerd is en de afzinkstrategie vastgesteld is. Het geheel vullen van de wanden voordat begonnen wordt met het vullen van de kolk brengt stevens grote waterdrukken op de binnenveste kolkwand met zich mee.

De afzinkstrategie wordt mede bepaald door de hierna te bespreken randvoorwaarde 6, welke beslag legt op de holle ruimte in de kolkwanden.

Het blijkt niet mogelijk om RVW 5 te betrekken bij de gevoelighedsanalyse, welke moet leiden tot een keuze van de vloerdikte en de wanddikte. Deze randvoorwaarde komt pas weer te sprake bij de doorrekening van de afzink- en funderingsfase.

Het verzekeren van de stabiliteit van de moot door het aflieren vanaf de naastliggende damwanden wordt ontraden, aangezien dit een zeer sterke invloed heeft op het richten van de moot.

### Uitwerking randvoorwaarde 6: Droge ruimte in wand

De uitvoeringswijze van de sluisverlenging, waarbij voor de plaatsing van de sluismoten gebruik wordt gemaakt van de methode van afgezonken tunnelelementen, heeft tot gevolg, dat na plaatsing van een sluismoot de funderingslaag nog tot stand moet komen. Bij tunnel-elementen worden de elementen met zand onderspoeld m.b.v. leidingen, welke in de tunnelbuis zelf zijn ondergebracht. De holle tunnelbuis fungeert hierbij dan als werkamer.

Voor de fundering van de sluismoten is gekozen voor het ondergrouten i.p.v. het onderspoelen met zand teneinde te komen tot een funderingsslag, die overeenkomt met de aanwezige grond. Ook voor dit ondergrouten is een werkruimte vlak boven de sluisvloer gewenst. Deze ruimte is het eenvoudigste onder te brengen in de wand, welke vanwege de caissonfunctie toch al ge-compartimenteerd is. Eén of meerdere van deze compartimenten kunnen na het afzinken drooggezet worden, zodat de bovenkant van de vloer bereikt kan worden. Het een en ander is weergegeven in fig. BI-9.

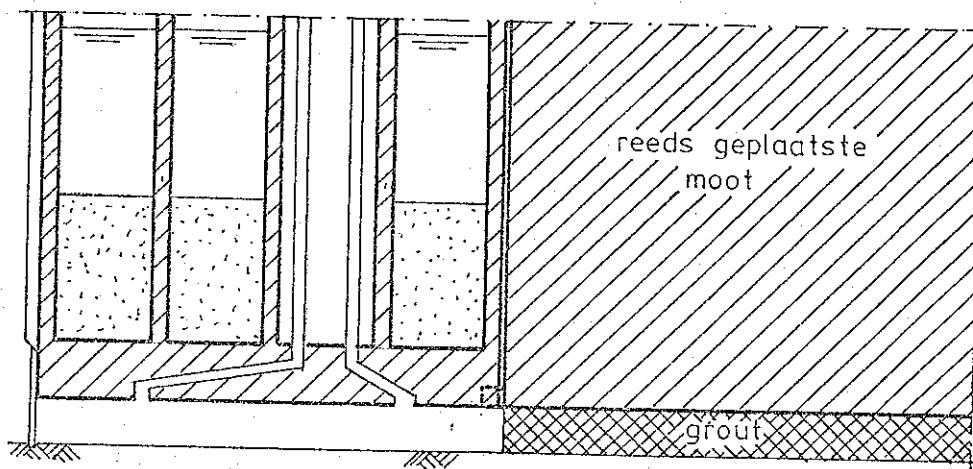


Fig. BI-9. Situering werkruimte in kolkwand.

Evenals randvoorwaarde 5 is RVW 6 bijzonder belangrijk bij de dimensionering van de tussenwanden van de kolkwand, maar de eis is niet onder te brengen in een gevoelighedsanalyse voor de wanddikte en de vloerdikte.

### Uitwerking randvoorwaarde 7: droogzetten kolk

Indien de kolk drooggezet wordt, moeten de moten blijven staan. Dit betekent dat het totale gewicht van de moot inclusief het gewicht van de grond, welke bij het opdrijven mee verplaatst moet worden, groter moet zijn dan het opdrijvend vermogen. Het gewicht van de moot is gedurende het transport nauwkeurig vast te stellen aan de hand van de diepgang. De waterdruk onder de moot is eveneens goed vast te stellen aan de hand van de grondwaterstand. Door de bijdrage van de grond ongunstig te bepalen is een veiligheid van ruim 1 (bv. 1,1) reeds voldoende.

Een enigzins aparte situatie treedt op bij het voor de eerste maal droogzetten van de kolk. Het probleem is hierbij gelegen in de grondwaterstand. Om dit duidelijk te maken wordt even de uitvoeringswijze nagegaan. De moten worden ingevaren, afgezonken en ondergrout. De buitenwaterstand is nu eerst 32,65 m+NAP, terwijl zowel kanaalbodem als kanaalwanden waterdicht zijn. Na het plaatsen van alle moten wordt het waterdichte scherm verplaatst naar het nieuwe bovenhoofd. De waterstand naast de moten moet nu terugzakken naar maximaal 23,45 m+NAP. Dit laatste kan nogal wat tijd in beslag nemen, daar de bodem en de zijwanden nog steeds nog enigszins waterdicht zijn. Met behulp van peilbuizen moet nauwkeurig gecontroleerd worden of de grondwaterstand naast de moten gezakt is tot de vereiste hoogte. Eerst dan wordt de situatie van het belastingsgeval 2 bereikt. Daar dit belastingsgeval bepalend is voor de dimensionering van de moten, heeft het geen zin om voor de stabiliteit van de moten een hogere veiligheid dan ongeveer 1,0 (1,1) te eisen.

Zoals gezegd zijn de zijwanden van het kanaal waterdicht gemaakt en wel met behulp van damwanden. Door deze damwanden, welke fungeren als ankerplanken voor de geleide wanden van sluis II, is de grondmoot, die

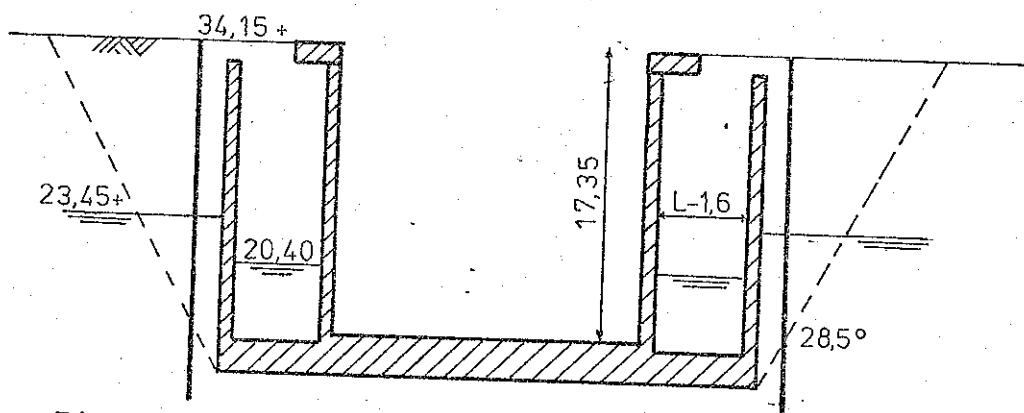


Fig. BI-10. Sluismoot bij droogzette kolk.

door de sluismoot bij opdrijven passief verplaatst (neg. kleef) moet worden, vrij klein. Om te voorkomen dat de moten door trillingen net in de funderingslaag extra zettingen ondergaan, is het verboden om deze damwanden uit te trillen. De situatie is weergegeven in figuur BI-10. Fig. BI-10 gaat uit van een normale buitenwaterstand van 20,40 m+NAP, welke plotseling door extreme Maasafvoer is verhoogd tot 23,45 m+NAP. De waterstand in de holle ruimten van de kolkwand, welke worden verondersteld in verbinding te staan met het buitengrondwater, heeft de stijging nog niet kunnen volgen. Bij de berekening wordt de smalle moot grondverwaarloosd.

Het mochtgewicht wordt gevonden door het grondgewicht in de holle ruimte van de wanden op te tellen bij het mochtgewicht gedurende het drijvend transport:

$$\begin{aligned}
 \text{Gew} &= 15360 + 1920 \cdot L + 2 \cdot 12,0 \cdot (17,35 - 3,6) \cdot 15 \cdot (L - 1,57) \\
 &\quad + 2 \cdot 12,0 \cdot (3,6) \cdot 19,5 \cdot (L - 1,57) \\
 &= 4943,3 + 8554,8 \cdot L, \text{ waarbij } 15,0 = \gamma_d \\
 &\quad 19,5 = \gamma_n
 \end{aligned}$$

De opdrijvende kracht wordt gevonden met:

$$\begin{aligned}
 \text{OPW} &= (23,45 - (16,80 - h)) \cdot 10 \cdot 12,0 \cdot (16,0 + 2 \cdot L) \\
 &= 12768 + 1596 \cdot L + 1920 \cdot h + 240 \cdot hL
 \end{aligned}$$

Uit de eis  $\text{Gew} > \text{OPW}$  volgt dan:

$$-7824,7 + 6958,8 \cdot L \geq 1920 \cdot h + 240 \cdot hL$$

Voor de verschillende wanddikten L geeft dit:

$$L = 3,0 \text{ m} \longrightarrow h_{\max} = 4,94 \text{ m}$$

$$L = 4,0 \text{ m} \longrightarrow h_{\max} = 6,95 \text{ m}$$

Hieraan wordt dus zeker voldaan, zodat RVW 7 geen dwingende grenzen voorschrijft, die vallen in het te onderzoeken kader van L en h.

### Uitwerking randvoorwaarde 8: maatgevende krachten

Bij de berekening van de inwendige spanningen in de wanden en de vloer van de sluismoten valt niet te ontkomen aan de overeenkomst met de berekening, welke opgezet is bij de controle van het bestaande sluishoofd in deel A. Door de fundering op staal moet de mocht doorgerekend worden als elastisch ondersteunde ligger. De formules, die gebruikt zijn in deel A, zullen opnieuw toegepast worden. Het model, waarin de sluismoot past, komt overeen met het model B(7) uit deel A, zij het dat nu de lengte van mocht I (wanddikte) en de hoogte van mocht II (vloerdikte) variëren. Het model is in fig. BI-11 weergegeven.

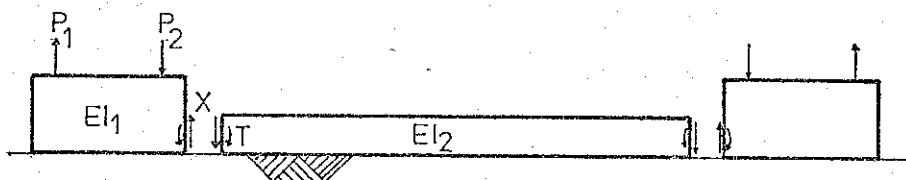


Fig. BI-11. Model voor elastische berekening.

De opzet van randvoorwaarde 8 is te komen tot een zodanige keuze van  $L$  en  $h$ , dat de dwarskracht en het moment in de doorsnede ter plaatse van de overgang wand-vloer voor alle belastingsgevallen maatgevend zijn. Een onmiddelijk gevolg van deze randvoorwaarde is, dat de inwendige spanningen voor alle mogelijke combinaties van de wanddikte en de vloerdikte moeten worden berekend aan de hand van het model in fig. BI-11. De belastingsgevallen 1, 2 en 3 uit deel A zijn tevens de belastingsgevallen voor de sluismoten. De waarden van punt 2 (15,55 m+NAP) zullen bepalend zijn, omdat voor de sluismoten de neutrale lijn van de vloer hoger ligt dan voor de vloer van het bestaande sluishoofd in deel A. Naast de genoemde belastingsgevallen bestaan

er voor het gevall van de sluismolen nog belastingsgevallen ten gevolge van het drijvende transport en de afzinkprocedure. Met name de belastingen gedurende de afzinkfase zijn met behulp van een adequate afzinkstrategie te beperken. Deze belastingsgevallen zullen daarom pas na de keuze van  $L$  en  $h$  ter sprake komen.

Belastingsgeval 3 wordt in feite al meegenomen in belastingsgeval 2, zodat hier alleen gerekend wordt met de extreme belastingsgevallen 1 en 2. Uitgaande van deze belastingsgevallen zullen er twee punten in de vloer op moment en dwarskracht gecontroleerd worden, te weten:

- de doorsnede ter plaatse van de overgang wand-vloer, welke in alle gevallen maatgevend moet zijn.
- de doorsnede in het midden van de vloer, welke bij ongelijkmatige ondersteuning van de sluismoot, de maatgevende momenten oplevert.

De beide belastingsgevallen zullen worden doorgerekend voor drie verschillende vormen van ondersteuning, welke in fig. BI-12 zijn weergegeven: (veroorzaakt door een moeilijk te controleren onvolledige ondergrouting)

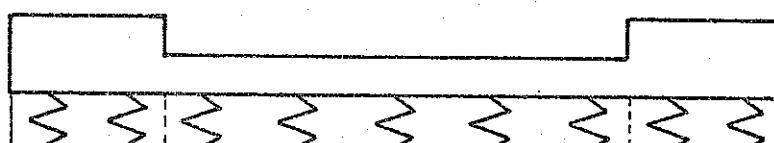


Fig. BI-12-a Gelijkmataige ondersteuning  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$

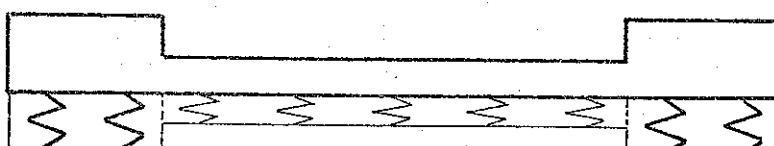


Fig. BI-12-b Ongelijkmataige ondersteuning

$$k_{\text{wand}} = 10^7 \text{ N/m}^3; k_{\text{vloer}} = 10^4 \text{ N/m}^3$$

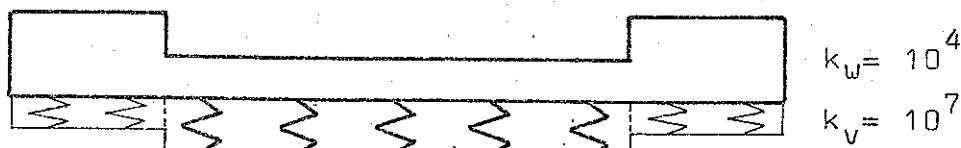


Fig. BI-12-c. Ongelijkmataige ondersteuning

De ondersteuningsgevallen, zoals die weergegeven zijn in de figuren BI-12-b en BI-12-c, kunnen bij de sluis-moten optreden als gevolg van het feit, dat de moten na afzinken ondergrout moeten worden. Dit ondergrouten kan om meerdere redenen onvolledig gebeuren, terwijl controle hierop moeilijk danwel onmogelijk is. De ondersteuning van de moot kan dan vrij willekeurig verdeeld plaatsvinden. Hierin zijn twee extreme situaties te onderscheiden, namelijk:

- a. De wanden wel volledig ondersteund met  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$ , terwijl de vloer onvolledig ondersteund wordt met  $k = 10^4 \text{ N/m}^3$ .
- b. De vloer volledig ondersteund met  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$  en de wanden onvolledig ondersteund met  $k = 10^4 \text{ N/m}^3$ .

De waarde van  $10^7 \text{ N/m}^3$  voor de beddingskonstante is gebaseerd op de veronderstelling, dat door een goede ondergrouting de samendrukbaarheid van de aanwezige ondergrond maatgevend is. De keuze van  $k = 10^4 \text{ N/m}^3$  voor de slecht uitgevoerd ondergrouting is vrij willekeurig en tevens van vrij beperkt belang. Zoals later nog zal blijken worden de inwendige spanningen bij de elastische berekening voornamelijk bepaald door de verhouding tussen de beide k-waarden, welke hier 1000 bedraagt. Bij deze waarde vallen bepaalde componenten uit de berekening volledig weg t.o.v. de andere. Dit is bij goede benadering ook waar voor een verhouding 100 en zeker waar voor een verhouding 10000. Indien de berekening volgens de elastisch ondersteunde ligger wordt aangehouden, dan geeft  $k = 10^4 \text{ N/m}^3$  een goede ondergrens voor de beddingskonstante aan.

In het volgende gedeelte zal eerst gekeken worden naar het geval van volledig gelijkmatige ondersteuning bij belastingsgeval 2.

\*\* Gelijkmatig ondersteunde ligger en belastingsgeval 2 \*\*

Na de bijzonder uitgebreidde toepassing van de theorie van de elastisch ondersteunde ligger in deel A voor het bestaande sluishoofd behoeft deze theorie nauwelijks nog nadere toelichting. Zoals bekend levert het ook hier te gebruiken model twee gaapvergelijkingen op in de vorm van:

$$a \cdot X_3 + b \cdot T_3 = w_{I-II}$$

$$c \cdot X_3 + d \cdot T_3 = \theta_{I-II}$$

Hierbij is  $X_3$  de dwarskracht in de doorsnede ter plaatse van de overgang wand-vloer. Hetzelfde geldt voor het moment  $T_3$ . Het subscript "3" is toegevoegd om de overeenkomst met de resultaten van deel A in stand te houden.

De  $X_3$  en  $T_3$  zijn expliciet te schrijven als:

$$X_3 = \frac{-b \cdot \theta + d \cdot w}{a \cdot d - b \cdot c}$$

$$T_3 = \frac{a \cdot \theta - b \cdot w}{a \cdot d - b \cdot c}$$

In de navolgende invulling van de waarden a t/m d wordt verwezen naar de formules in deel A. De waarden a t/m d bestaan uit twee componenten; één ten gevolge van de wand en één ten gevolge van de vloer. De eerste component is derhalve een functie van L, de tweede een functie van de vloerdikte h. De zakkings  $w_{I-II}$  en de hoekverdraaiing  $\theta$  zijn uitsluitend functies van de wanddikte L, want evenals in deel A levert variatie van de wandstijfheid geen andere resultaten op. Voordat de waarden berekend kunnen worden, moet de wijze van invoering van de uitwendige belastingen goed omschreven worden. Een en ander is weergegeven in figuur BI-13.

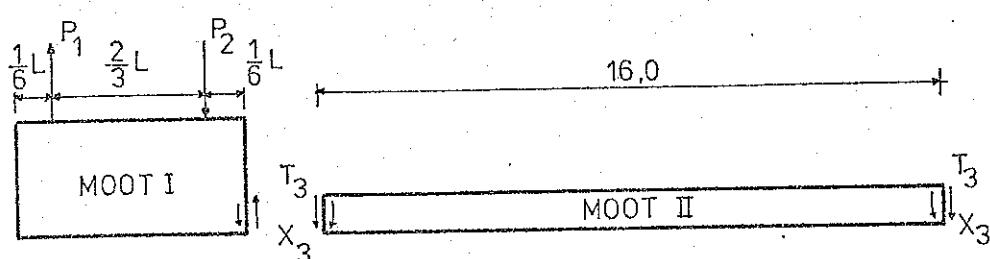


Fig. BI-13. Rekenmodel.

Hierbij geldt:  $P_1 = -3/2 \cdot M/L + \frac{1}{2} \cdot Q$

$$P_2 = 3/2 \cdot M/L + \frac{1}{2} \cdot Q$$

met  $M$  = moment in punt 2 (15,55 m + NAP)

$Q$  = gewicht grond + eigen gewicht wand

$$= \frac{1}{2} \cdot (93,0 + 429,4 + 633,9) + \text{hoogte wand. } \gamma_{\text{gr. gem.}} \cdot L$$

$$= 578 + 17 \cdot 16 \cdot L \text{ kN/m}^2$$

$$= 578 + 272 \cdot L \text{ kN/m}^2$$

We kunnen nu de waarden a t/m d berekenen. Met de gegevens voor mocht I volgt de L-component van de waarden uit de in deel A gehanteerde formules:

Met formule (5): a

Met formule (6): b

Met formule (7): c

Met formule (8): d

Met formule (13): e + f ( $w = e \cdot P_1 + f \cdot P_2$ )

Met formule (15): m + n ( $\theta = m \cdot P_1 + n \cdot P_2$ )

Voor de gehanteerde k-waarde geldt:  $k = 10^7 \text{ N/m}^3$ .

Verder geldt:  $\lambda = 0,2 \text{ m}^{-1}$ ; deze waarde is vrij willekeurig, maar de resultaten zijn vrijwel onafhankelijk van de gekozen  $\lambda$ -waarde gezien de korte lengte van de mocht.

De berekening is nu getabellariseerd; zie tabel I.

Ook met de gegevens voor mocht II valt nu te rekenen, alleen varieert hier de  $\lambda$ -waarde wel volgens de formule:  $\lambda = \sqrt[4]{k/4EI}$  met  $I = 1/12 \cdot b h^3$ . Ook deze berekening is in de tabel II ondergebracht.

L m	M kNm	Q kN	P <sub>1</sub> kN	P <sub>2</sub> kN	e • 10 <sup>-7</sup>	f • 10 <sup>-7</sup>	m = -n • 10 <sup>-7</sup>	w • 10 <sup>-7</sup>	θ • 10 <sup>-7</sup>	a • 10 <sup>-7</sup>	b=c • 10 <sup>-7</sup>	d • 10 <sup>-7</sup>
3,0	9501	1394	-4054	5448	-0,301	0,986	-0,444	6592	4222	-1,333	-0,667	-0,444
4,0	9501	1666	-2730	4396	-0,248	0,748	-0,250	3962	1783	-1,000	-0,376	-0,188
5,0	9501	1938	-1881	3819	-0,200	0,601	-0,160	2671	942	-0,800	-0,240	-0,096
6,0	9501	2210	-1270	3480	-0,167	0,500	-0,112	1953	528	-0,670	-0,167	-0,056
h	λ											
m	-1											
1,0	0,1861											
2,0	0,1107											
3,0	0,0816											

Tabel I. Resultaten berekening elastisch-sonderssteunde ligger

Met behulp van de resultaten van de berekening, zoals die zijn weergegeven in tabel I, zijn  $X_3$  en  $T_3$  voor de verschillende combinaties van  $L$  en  $h$  te bepalen:

$T_3$ :

	$h = 1,0\text{m}$	$h = 2,0\text{m}$	$h = 3,0\text{m}$
$L = 3,0\text{m}$	$T_3 = 7326,3$	$T_3 = 8056,7$	$T_3 = 8248,1 \text{ kNm}$
$L = 4,0\text{m}$	$T_3 = 6180,2$	$T_3 = 6632,7$	$T_3 = 6824,5 \text{ kNm}$
$L = 5,0\text{m}$	$T_3 = 5395,6$	$T_3 = 5574,9$	$T_3 = 5613,7 \text{ kNm}$
$L = 6,0\text{m}$	$T_3 = 4805,7$	$T_3 = 4724,1$	$T_3 = 4650,8 \text{ kNm}$

Deze waarden zijn in fig. BI-14 grafisch weergegeven. Door op deze grafiek tweemaal de methode der kleinste kwadraten los te laten, kan het moment als functie van  $L$  en  $h$  geschreven worden:

$$T_3 = -15,03 \cdot h^2 L^2 + 225,15 \cdot h^2 L - 805,32 \cdot h^2 + \\ + 49,45 \cdot h \cdot L^2 - 985,80 \cdot h \cdot L + 4039,10 \cdot h + \\ + 102,37 \cdot L^2 - 1307,49 \cdot L + 9056,62 \quad (25)$$

Deze formule wordt later gebruikt om snijpunten met andere lijnen te bepalen.

$X_3$ :

	$h = 1,0\text{m}$	$h = 2,0\text{m}$	$h = 3,0\text{m}$
$L = 3,0\text{m}$	$X_3 = 1321,2$	$X_3 = 879,6$	$X_3 = 764,2 \text{ kN}$
$L = 4,0\text{m}$	$X_3 = 1542,3$	$X_3 = 1329,9$	$X_3 = 1260,3 \text{ kN}$
$L = 5,0\text{m}$	$X_3 = 1535,0$	$X_3 = 1450,7$	$X_3 = 1433,1 \text{ kN}$
$L = 6,0\text{m}$	$X_3 = 1471,7$	$X_3 = 1464,8$	$X_3 = 1479,8 \text{ kN}$

Deze waarden zijn in fig. BI-15 grafisch weergegeven. Daar de waarden niet met andere vergeleken behoeven te worden (dwarskracht in het midden van de vloer = 0), is het weinig zinvol de dwarskracht in een formule uit te drukken.

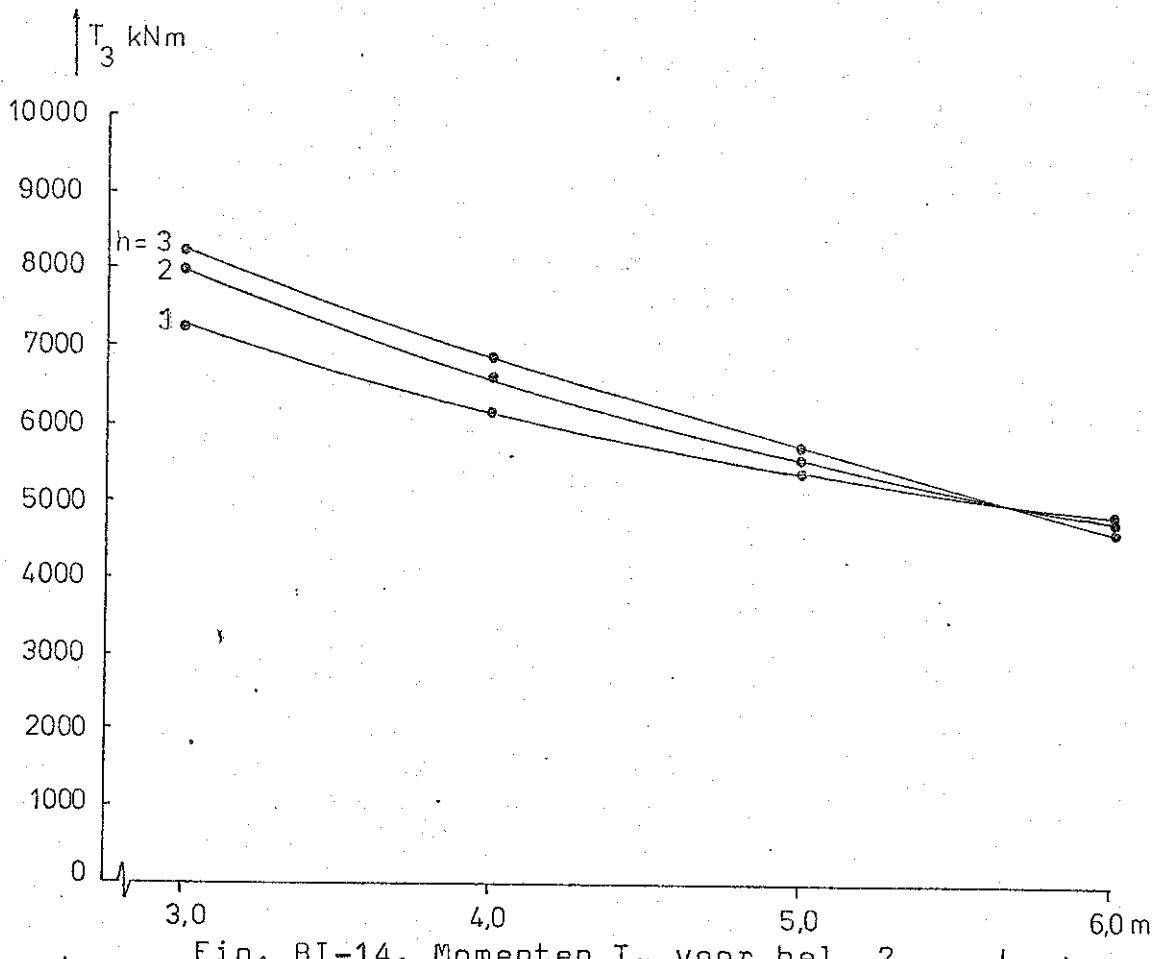


Fig. BI-14. Momenten  $T_3$  voor bel. 2

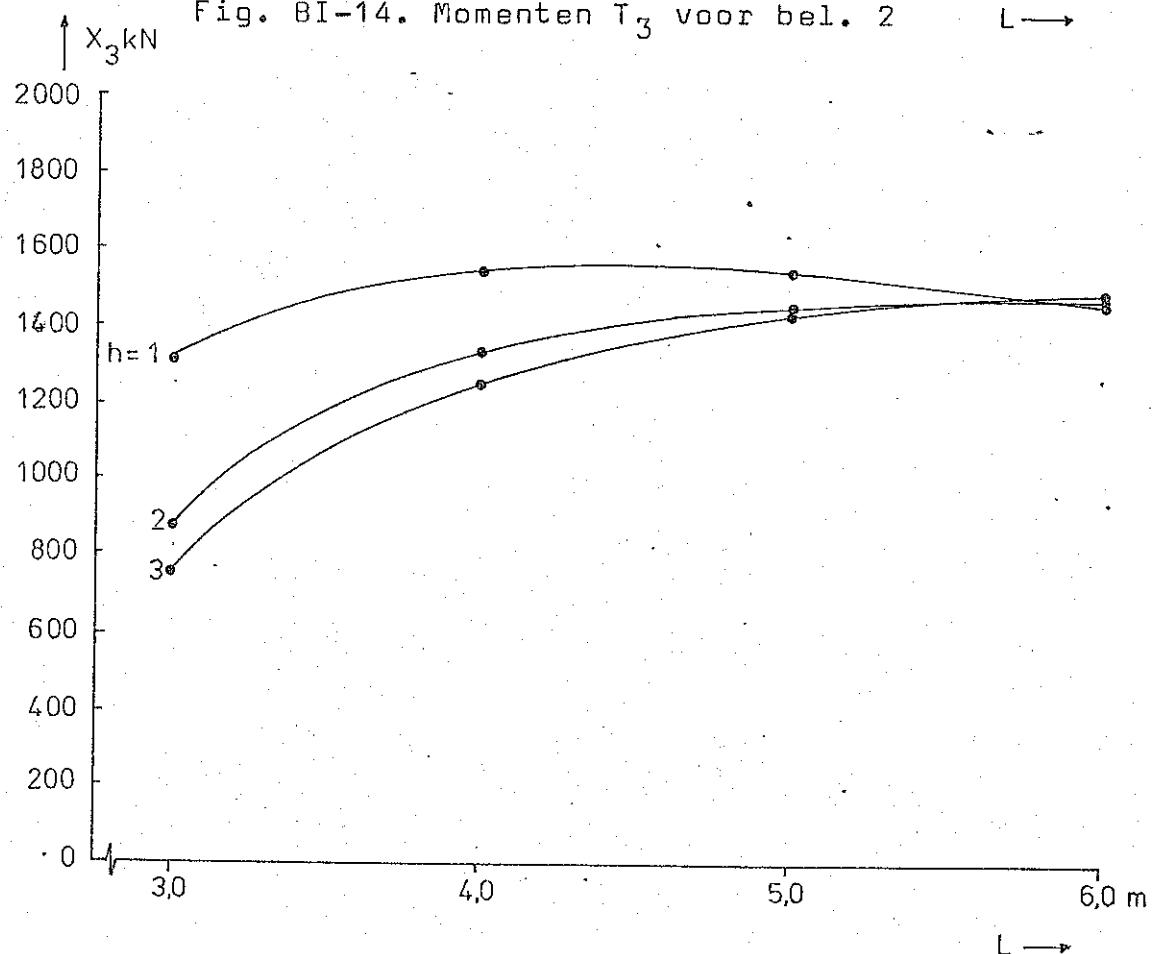


Fig. BI-15. Dwarskrachten  $X_3$  voor bel. 2

Nu de randbelastingen op de vloer  $X_3$  en  $T_3$  bekend zijn, is ook het moment in het midden van de vloer  $T_m$  te berekenen en wel met behulp van de formules (19) tot en met (24) uit deel A. Dit moet gedaan worden voor de verschillende waarden van de vloerdikte  $h$ :

$$h = 1,0 \text{ m}: T_m = -2,2620 \cdot X_3 + 0,5007 \cdot T_3 \quad (26)$$

$$h = 2,0 \text{ m}: T_m = -3,6706 \cdot X_3 + 0,9050 \cdot T_3 \quad (27)$$

$$h = 3,0 \text{ m}: T_m = -3,8975 \cdot X_3 + 0,9704 \cdot T_3 \quad (28)$$

Met deze formules is nu het moment  $T_m$  te berekenen bij verschillende waarden voor de wanddikte  $L$ :

$T_m$

	$h = 1,0 \text{ m}$	$h = 2,0 \text{ m}$	$h = 3,0 \text{ m}$
$L = 3 \text{ m}$	$T_m = 679,7$	$T_m = 4062,7$	$T_m = 5025,5 \text{ kNm}$
$L = 4 \text{ m}$	$T_m = -394,3$	$T_m = 1121,1$	$T_m = 1710,5 \text{ kNm}$
$L = 5 \text{ m}$	$T_m = -770,6$	$T_m = -279,7$	$T_m = -266,9 \text{ kNm}$
$L = 6 \text{ m}$	$T_m = -922,8$	$T_m = -1101,4$	$T_m = -1387,6 \text{ kNm}$

Snel is in te zien, dat het moment in het midden van de vloer voor dit belastingsgeval voor alle mogelijke combinaties van  $L$  en  $h$  kleiner blijft dan het moment aan de rand van de vloer. Nadere beschouwingen zijn derhalve overbodig.

Na de bepaling van de waarden voor het moment  $T_3$  en de verwerking daarvan in formule (25) is het nu mogelijk om randvoorwaarde 2 nader uit te werken. De opzet van RVW 8 leidt immers tot een bepalend moment  $T_3$ , terwijl RVW 2 voor dit moment een gewenste wapening aangeeft.

Bij de uitwerking van RVW 2 zijn twee mogelijke wapeningen beschouwd:

- a. 1%-wapening (globale indicatie)
- b.  $12 \varnothing 40 = 15080 \text{ mm}^2$  hoeveelheden)

Hierbij zijn de maximaal opneembare momenten voor de verschillende vloerdikten  $h$  berekend. Het delen van deze waarden door een veiligheidsfactor van 1,7 geeft dan de toelaatbare momenten. De momenten  $T_3$  berekend met formule (25) mogen deze toelaatbare momenten niet te overschrijden. Dit leidt voor vaste vloerdikte  $h$  tot een minimale wanddikte  $L$ :

Voor het geval van de 1%-wapening:

$$h = 1,5 \text{ m} \rightarrow L_{\min} = 6,0 \text{ m}$$

$$h = 1,75 \text{ m} \rightarrow L_{\min} = 4,1 \text{ m}$$

$$h = 1,9 \text{ m} \rightarrow L_{\min} = 3,2 \text{ m}$$

Voor het geval van de  $12 \varnothing 40$ -wapening:

$$h = 1,5 \text{ m} \rightarrow L_{\min} = 5,9 \text{ m}$$

$$h = 1,75 \text{ m} \rightarrow L_{\min} = 4,9 \text{ m}$$

$$h = 2,0 \text{ m} \rightarrow L_{\min} = 4,2 \text{ m}$$

$$h = 2,5 \text{ m} \rightarrow L_{\min} = 3,2 \text{ m}$$

Deze lijnen geven dus een ondergrens aan.

\*\* Gelijkmatig ondersteunde ligger en belastingsgeval 1 \*\*

Het geval met een volle kolk en minimale buitenwaterstand levert geen bepalende randkrachten in de vloer, maar mogelijk wel in het midden van de vloer. Het doorrekenen van dit geval is nu vrij eenvoudig, aangezien alleen nieuwe waarden voor  $w_{I-II}$  en  $\theta_{I-II}$  nodig zijn. Volgens belastingsgeval 1 geldt:  $M = 832,5 \text{ kNm}$  in punt 3 ( $14,45\text{m} + \text{NAP}$ ). Punt 2 is niet nader bekeken voor belastingsgeval 1, maar gezien het moment in punt 1 ( $M = 701 \text{ kNm}$ ) is voor het moment in punt 2 een goede benadering te vinden met  $M = 750 \text{ kNm}$ . Voor de verschillende waarden van  $L$  vinden we dan: ( $Q$  blijft hetzelfde)

$$L = 3,0 \text{ m}: \quad P_1 = 322,0 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1072,0 \text{ kN}$$

$$w_{I-II} = (-0,301 \cdot 322,0 + 0,986 \cdot 1072,0) \cdot 10^{-7} \\ = 960,1 \cdot 10^{-7} \text{ m}$$

$$\theta_{I-II} = (-0,444 \cdot (322,0 - 1072,0)) \cdot 10^{-7} \\ = 333,3 \cdot 10^{-7}$$

Hiermee volgt:

$$h=1: \quad X_3 = 594,9 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = -50,0 \text{ kNm/m}^2$$

$$T_m = -1370,7 \text{ kNm/m}^2$$

$$h=2: \quad X_3 = 870,2 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = -522,6 \text{ kNm/m}^2$$

$$T_m = -3667,1 \text{ kNm/m}^2$$

$$h=3: \quad X_3 = 950,1 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = -658,4 \text{ kNm/m}^2$$

$$T_m = -4341,9 \text{ kNm/m}^2$$

$$L = 4,0 \text{ m}: \quad P_1 = 551,8 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1114,3 \text{ kN}$$

$$w_{I-II} = (-0,248 \cdot 551,8 + 0,748 \cdot 1114,3) \cdot 10^{-7} \\ = 696,6 \cdot 10^{-7} \text{ m}$$

$$\theta_{I-II} = (-0,250 \cdot (551,8 - 1114,3)) \cdot 10^{-7} \\ = 140,6 \cdot 10^{-7}$$

Hiermee volgt:

$$h=1: \begin{aligned} X_3 &= 558,2 \text{ kN/m}^1 \\ T_3 &= -150,5 \text{ kNm/m}^1 \\ T_m &= -1338,0 \text{ kNm/m}^1 \end{aligned}$$

$$h=2: \begin{aligned} X_3 &= 894,6 \text{ kN/m}^1 \\ T_3 &= -945,4 \text{ kNm/m}^1 \\ T_m &= -4139,3 \text{ kNm/m}^1 \end{aligned}$$

$$h=3: \begin{aligned} X_3 &= 1011,7 \text{ kN/m}^1 \\ T_3 &= -1218,7 \text{ kNm/m}^1 \\ T_m &= -5125,7 \text{ kNm/m}^1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L = 5,0 \text{ m}: \quad P_1 &= 744,0 \text{ kN/m}^1 \\ P_2 &= 1194,0 \text{ kN/m}^1 \\ w_{I-II} &= (-0,200 \cdot 744,0 + 0,601 \cdot 1194,0) \cdot 10^{-7} \\ &= 568,8 \cdot 10^{-7} \text{ m} \\ \theta_{I-II} &= (-0,160 \cdot (744,0 - 1194,0)) \cdot 10^{-7} \\ &= 72,0 \cdot 10^{-7} \end{aligned}$$

Hiermee volgt:

$$h=1: \begin{aligned} X_3 &= 528,0 \text{ kN/m}^1 \\ T_3 &= -161,3 \text{ kNm/m}^1 \\ T_m &= -1275,1 \text{ kNm/m}^1 \end{aligned}$$

$$h=2: \begin{aligned} X_3 &= 887,2 \text{ kN/m}^1 \\ T_3 &= -1252,9 \text{ kNm/m}^1 \\ T_m &= -4390,4 \text{ kNm/m}^1 \end{aligned}$$

$$h=3: \begin{aligned} X_3 &= 1033,0 \text{ kN/m}^1 \\ T_3 &= -1687,6 \text{ kNm/m}^1 \\ T_m &= -5663,8 \text{ kNm/m}^1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L = 6,0 \text{ m}: \quad P_1 &= 917,5 \text{ kN/m}^1 \\ P_2 &= 1292,5 \text{ kN/m}^1 \\ w_{I-II} &= (-0,167 \cdot 917,5 + 0,500 \cdot 1292,5) \cdot 10^{-7} \\ &= 493,0 \cdot 10^{-7} \text{ m} \\ \theta_{I-II} &= (-0,112 \cdot (917,5 - 1292,5)) \cdot 10^{-7} \\ &= 42,0 \cdot 10^{-7} \end{aligned}$$

Hiermee volgt:

$$h=1: X_3 = 502,5 \text{ kN/m}^1$$

$$T_3 = -102,0 \text{ kNm/m}^1$$

$$T_m = -1187,7 \text{ kNm/m}^1$$

$$h=2: X_3 = 854,9 \text{ kN/m}^1$$

$$T_3 = -1417,2 \text{ kNm/m}^1$$

$$T_m = -4420,6 \text{ kNm/m}^1$$

$$h=3: X_3 = 1016,2 \text{ kN/m}^1$$

$$T_3 = -2005,8 \text{ kNm/m}^1$$

$$T_m = -5907,1 \text{ kNm/m}^1$$

Duidelijk is te zien, dat de randkrachten niet bepalend zullen zijn voor de vloerdimensionering.

Om deze reden zullen alleen de momenten in het midden van de vloer grafisch weergegeven worden. Dit is gebeurd in figuur BI-17. Deze grafiek is weer in een formule onder te brengen. Hierbij is het moment  $T_m$  in absolute vorm gegeven:

$$\begin{aligned} |T_m| = & 35,82 \cdot h^2 L^2 - 342,76 \cdot h^2 L - 105,98 \cdot h^2 + \\ & - 204,35 \cdot h \cdot L^2 + 2212,65 \cdot h \cdot L - 66,98 \cdot h + \\ & + 154,95 \cdot L^2 - 1808,59 \cdot L + 1482,46 \quad (29) \end{aligned}$$

We kunnen nu met de formules (25) en (29) bepalen voor welke waarden van  $L$  en  $h$  het moment  $T_m$  in absolute zin groter is dan  $T_3$ . In fig. BI-18 is dit weergegeven.

$$h = 3,0 \text{ m} \rightarrow L_{\max} = 4,96 \text{ m}$$

$$L = 5,5 \text{ m} \rightarrow h_{\max} = 2,34 \text{ m} \quad (T_m = -5108,1 \text{ kNm/m}^1)$$

$$L = 6,0 \text{ m} \rightarrow h_{\max} = 2,13 \text{ m} \quad (T_m = -44744,0 \text{ kNm/m}^1)$$

Ook de lijn door deze punten is aangegeven in fig BI-18.

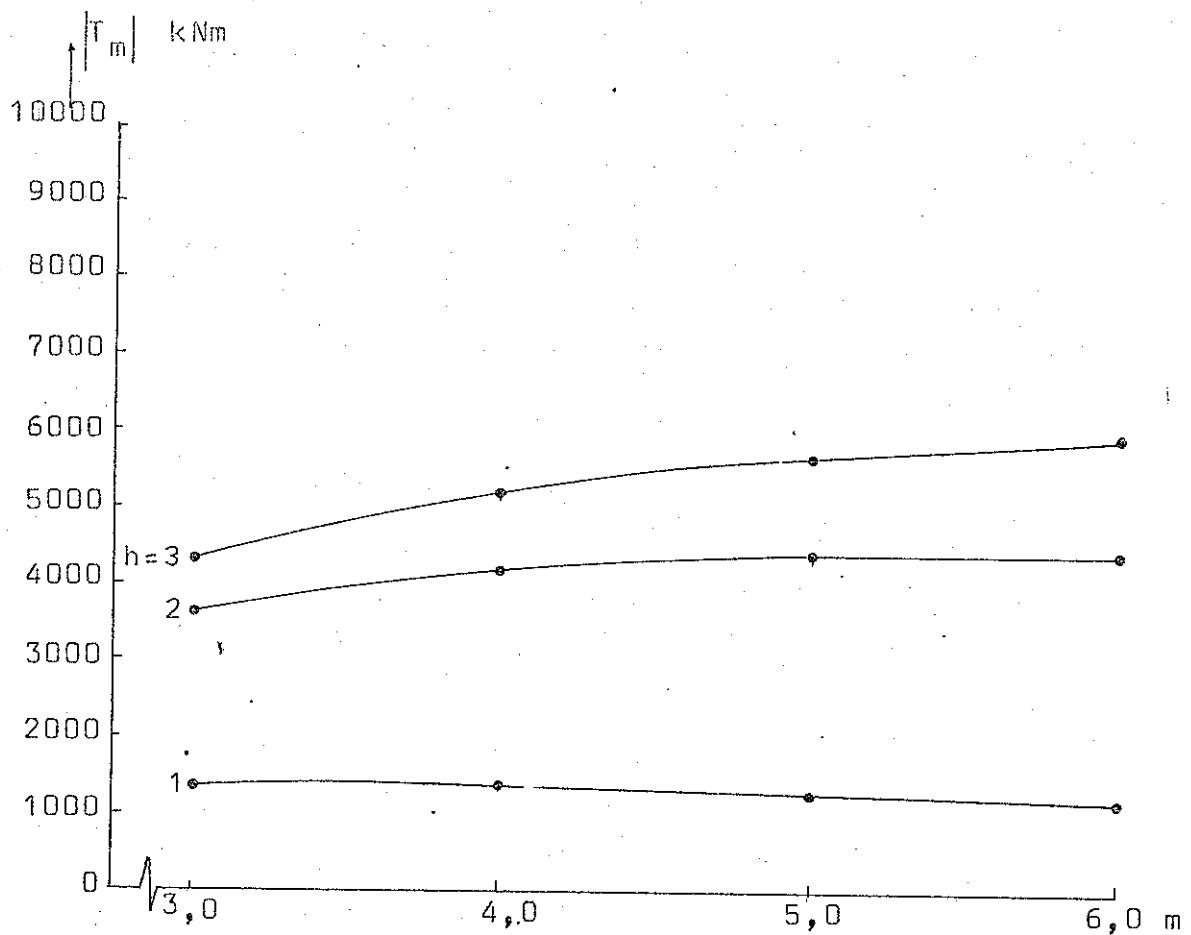


Fig. BI-17.  $T_m$  t.g.v. bel. geval 1.

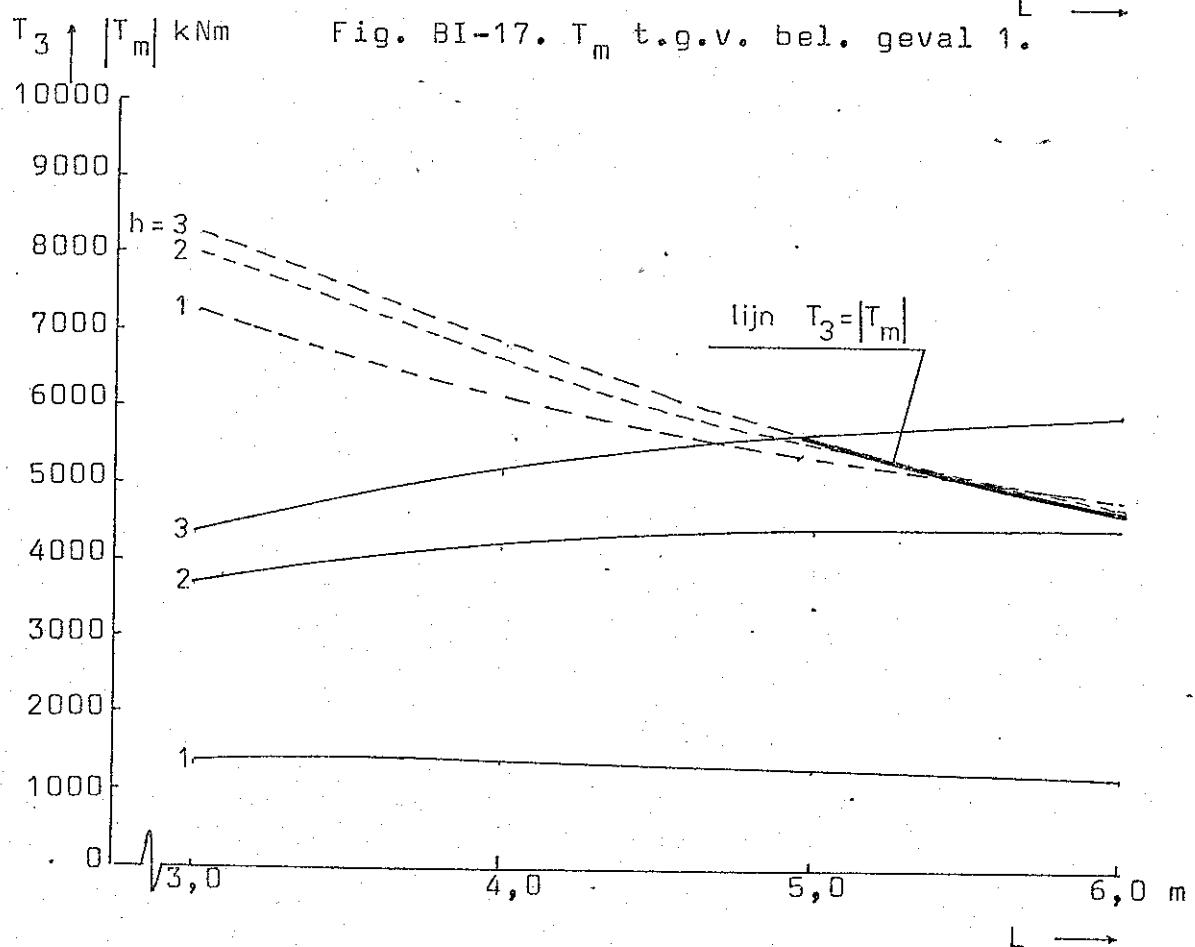


Fig. BI-18. Combinatie van de figuren  
BI-14 en BI-17.

\*\* Onvolledig ondersteunde vloer en de bel. gev 1 & 2 \*\*

In dit hoofdstuk wordt het geval beschouwd, waarbij de wanden goed ondersteund worden, terwijl de vloer nauwelijks ondersteund is. De mate van ondersteuning tussen wand en vloer bedraagt hier ongeveer een factor 1000 (relatief gezien). Dit betekent dat in de gaapvergelijkingen de componenten uit de wandmoet een factor 1000 kleiner zijn dan die van de vloer en dus te verwaarlozen zijn (zie tabel I). Hiertoe behoren ook de waarden van  $w_{I-II}$  en  $\theta_{I-II}$ , zodat de belastingen erg klein zullen worden.

In de beschouwing van het belastingsgeval 1 is een aspect tot nu toe verwaarloosd, namelijk het eigen gewicht van de 15,85 m hoge waterkolom in de kolk. Deze invloed van de waterkolom is nu groter geworden t.o.v. de  $w_{I-II}$  en  $\theta_{I-II}$ . Ook nu blijken de inwendige krachten klein te blijven. De berekening is hier verder niet weergegeven, daar dit geval van ongelijkmatige ondersteuning toch niet bepalend is.

\*\* Onvolledig ondersteunde wanden en belastingsgeval 1 \*\*

In dit hoofdstuk wordt het andere geval van ongelijkmatige ondersteuning behandeld. Hierbij worden de wanden onvolledig ondersteund ( $k = 10^4 \text{ N/m}^3$ ) en de vloer volledig ondersteund ( $k = 10^7 \text{ N/m}^3$ ). Nu worden in de gaapvergelijkingen (zie tabel I) de componenten van de vloer bij benadering een factor 1000 kleiner dan die van de wanden. De vloercomponenten kunnen dan verwaarloosd worden, zodat de gaapvergelijkingen nog slechts bepaald worden door de wanddikte L. We vinden dan:

$$L = 3,0 \text{ m}: \begin{aligned} -1,333 \cdot X_3 - 0,667 \cdot T_3 &= w \cdot 10^4 \\ -0,667 \cdot X_3 - 0,444 \cdot T_3 &= \theta \cdot 10^4 \end{aligned} \quad (31)$$

$$L = 4,0 \text{ m}: \begin{aligned} -1,000 \cdot X_3 - 0,376 \cdot T_3 &= w \cdot 10^4 \\ -0,376 \cdot X_3 - 0,188 \cdot T_3 &= \theta \cdot 10^4 \end{aligned} \quad (32)$$

$$L = 5,0 \text{ m}: \begin{aligned} -0,800 \cdot X_3 - 0,240 \cdot T_3 &= w \cdot 10^4 \\ -0,240 \cdot X_3 - 0,096 \cdot T_3 &= \theta \cdot 10^4 \end{aligned} \quad (33)$$

$$L = 6,0 \text{ m}: \begin{aligned} -0,670 \cdot X_3 - 0,167 \cdot T_3 &= w \cdot 10^4 \\ -0,167 \cdot X_3 - 0,056 \cdot T_3 &= \theta \cdot 10^4 \end{aligned} \quad (34)$$

Voor de berekening van de inwendige krachten bij gelijkmatige ondersteuning en belastingsgeval 1 zijn reeds de waarden voor  $w$  en  $\theta$  bepaald, alhoewel ze nu een factor 1000 groter zijn. Met de bovenstaande vergelijkingen zijn nu  $X_3$ ,  $T_3$  en  $T_m$  (formules 26 t/m 28)

$$L = 3,0 \text{ m}: \begin{aligned} w &= 960,1 \cdot 10^{-4} \\ \theta &= 333,3 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

Hiermee volgt:

$$X_3 = 1381,2 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = -1322,1 \text{ kNm/m}^2$$

Voor de verschillende waarden van  $h$  geldt:

$$h = 1,0\text{m}: T_m = -3786,2 \text{ kNm/m}^4$$

$$h = 2,0\text{m}: T_m = -6266,3 \text{ kNm/m}^4$$

$$h = 3,0\text{m}: T_m = -6790,5 \text{ kNm/m}^4$$

$$L = 4,0 \text{ m}: w = 696,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\theta = 140,6 \cdot 10^{-4}$$

Hiermee volgt:

$$X_3 = -1675,0 \text{ kN/m}^4$$

$$T_3 = -2602,1 \text{ kNm/m}^4$$

Voor de verschillende waarden van  $h$  geldt:

$$h = 1,0\text{m}: T_m = -5091,7 \text{ kNm/m}^4$$

$$h = 2,0\text{m}: T_m = -8503,2 \text{ kNm/m}^4$$

$$h = 3,0\text{m}: T_m = -9053,4 \text{ kNm/m}^4$$

$$L = 5,0 \text{ m}: w = 568,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\theta = 72,0 \cdot 10^{-4}$$

Hiermee volgt:

$$X_3 = 1944,0 \text{ kN/m}^4$$

$$T_3 = -4110,0 \text{ kNm/m}^4$$

Voor de verschillende waarden van  $h$  geldt:

$$h = 1,0\text{m}: T_m = -6455,2 \text{ kNm/m}^4$$

$$h = 2,0\text{m}: T_m = -10855,4 \text{ kNm/m}^4$$

$$h = 3,0\text{m}: T_m = -11565,1 \text{ kNm/m}^4$$

$$L = 6,0 \text{ m}: w = 493,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\theta = 42,0 \cdot 10^{-4}$$

Hiermee volgt:

$$X_3 = 2138,3 \text{ kN/m}^4$$

$$T_3 = -5626,7 \text{ kNm/m}^4$$

Voor de verschillende waarden van  $h$  geldt:

$$h = 1,0\text{m}: T_m = -7654,1 \text{ kNm/m}^4$$

$$h = 2,0\text{m}: T_m = -12941,0 \text{ kNm/m}^4$$

$$h = 3,0\text{m}: T_m = -13794,2 \text{ kNm/m}^4$$

Het moment  $T_m$  voor dit ondersteuningsgeval onder belastingsgeval 1 is grafisch weergegeven in figuur BI-19. Dit moment is tevens in formule-vorm weer benaderd door het tweemaal toepassen van de methode der kleinste kwadraten:

$$|T_m| = 20,34 \cdot h^2 L^2 - 596,12 \cdot h^2 L + 627,85 \cdot h^2 + \\ - 74,29 \cdot h \cdot L^2 + 2846,17 \cdot h \cdot L - 2466,35 \cdot h + \\ + 24,37 \cdot L^2 - 690,65 \cdot b + 1201,20 \text{ kNm} \quad (35)$$

Om weer te voldoen aan randvoorwaarde 8 worden de fig. BI-14 en BI-19 samengesteld. Dit is gedaan in figuur BI-20, waarin tevens de lijn  $T_3 = |T_m|$  is getekend. Punten van deze lijn zijn met behulp van de formules (25) en (35) te berekenen:

$$h = 3,0 \text{ m} \rightarrow L_{\max} = 3,38 \text{ m}$$

$$h = 2,0 \text{ m} \rightarrow L_{\max} = 3,47 \text{ m}$$

$$h = 1,0 \text{ m} \rightarrow L_{\max} = 4,49 \text{ m}$$

Een nadere bestudering van de voor dit ondersteuningsgeval verkregen resultaten brengt aan het licht, dat de dwarskrachten  $X_3$  voor dit geval groter zijn dan de waarden, zoals die gevonden zijn voor het geval van gelijkmatige ondersteuning. Nu wordt door de randvoorwaarde 8 geen dwingende grens voor de dwarskracht voorgeschreven, maar ook hiervoor is het wenselijk dat de randdoorsnede de bepalende dwarskracht oplevert. Deze dwarskracht ligt echter aan de basis van de grote waarden voor het moment  $T_m$ , waarvoor bovenstaand grenzen zijn vastgesteld. De invloed van deze dwarskracht wordt nader bekeken bij de vaststelling van de hoeveelheid dwarskrachtwapening.

In het vorige hoofdstuk kwam al naar voren, dat de best ondersteunde moten de krachten naar zich toe trekken. Dit blijkt hier dus onder meer uit het toenemen van de dwarskracht. Ook belastingsgeval 2 zal hierop gecontroleerd moeten worden.

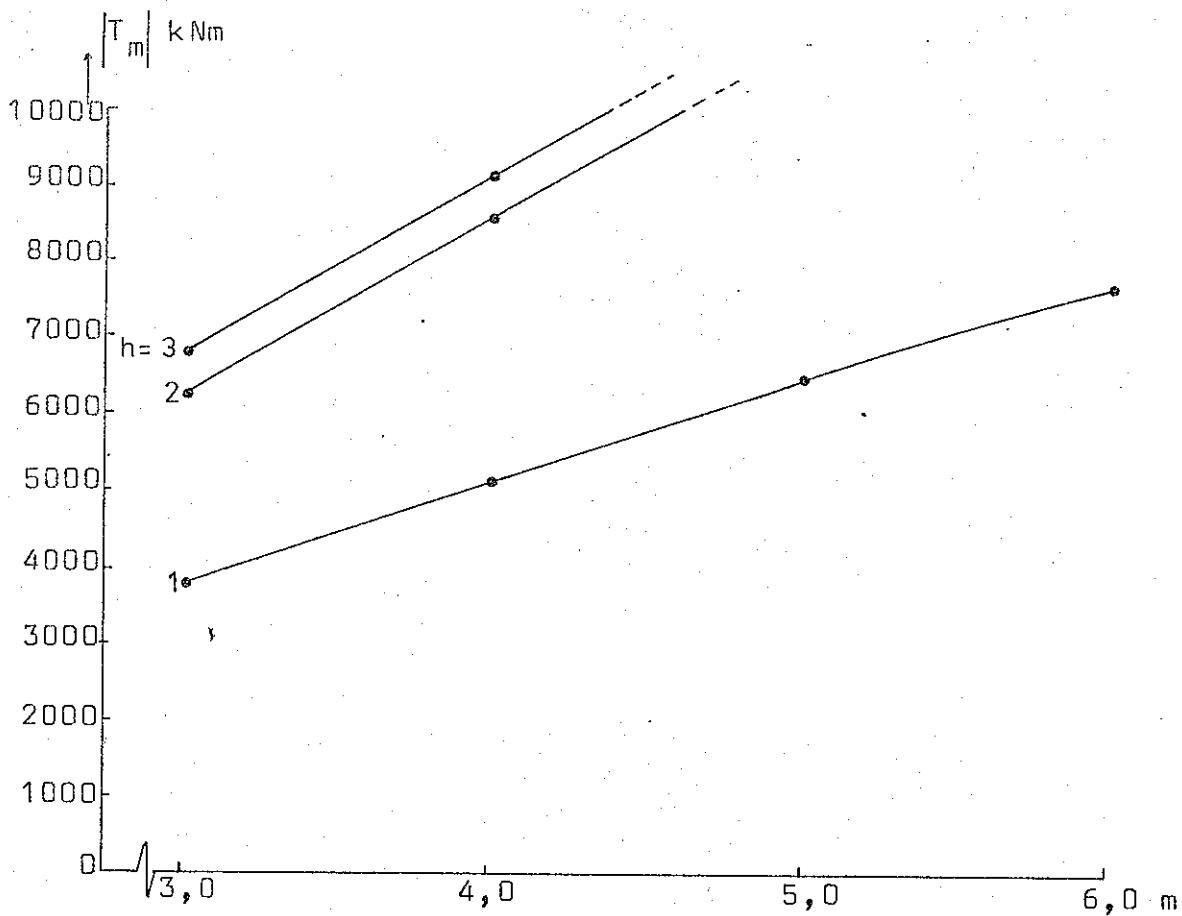


Fig. BI-19.  $T_m$  voor bel. gev. 1 en ongelijkm. onderst.

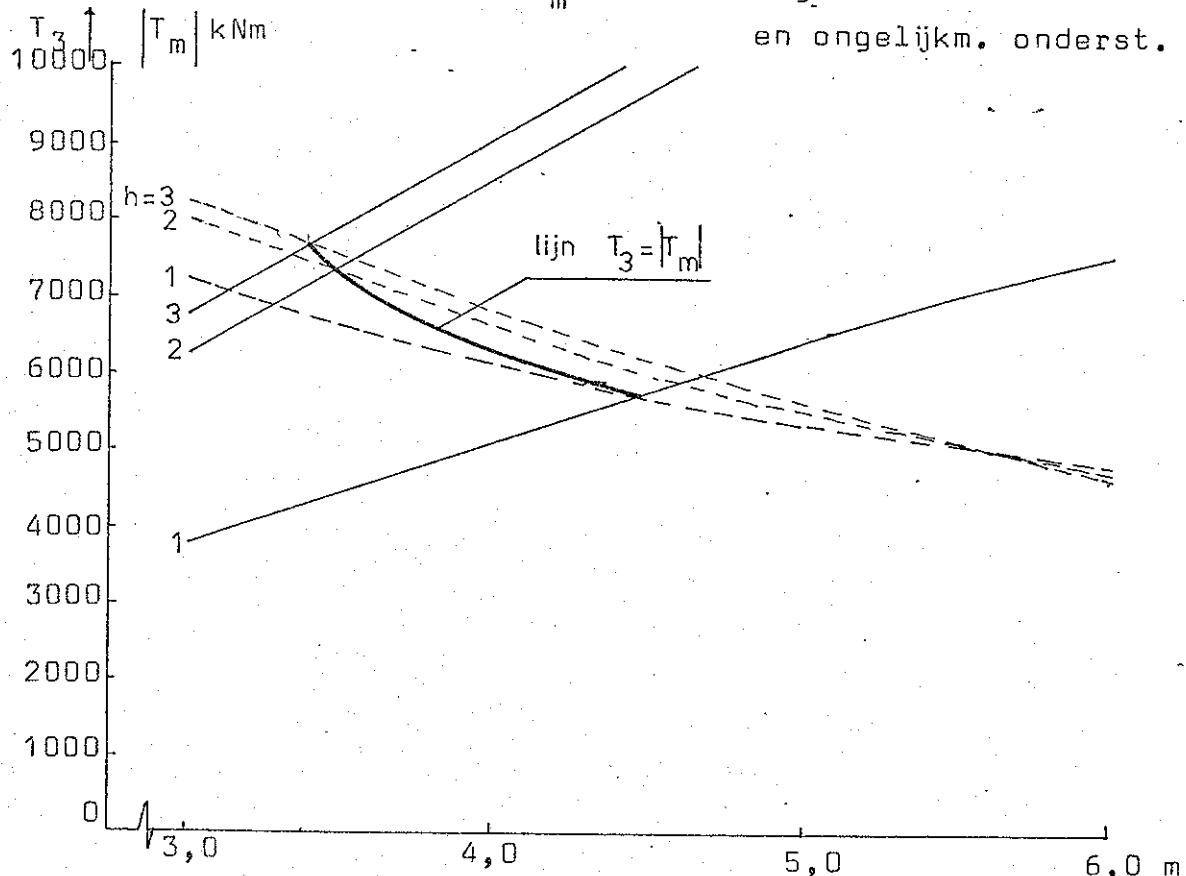


Fig. BI-20. Combinatie van de figuren BI-14 en BI-19.

\*\* Onvolledig ondersteunde wanden en belastingsgeval 2\*\*

Ook in dit geval gelden de formules (31) t/m (34) uit het vorige hoofdstuk, alleen moeten nu voor  $w$  en  $\theta$  de waarden uit tabel I gebruikt worden. Dit levert:

$$L = 3,0 \text{ m}: w = 6592 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad (10^{-4} \text{ i.p.v. } 10^{-7} \text{ uit tabel I i.v.m. de factor}$$

$$\theta = 4222 \cdot 10^{-4}$$

Hiermee volgt:  $1000 \text{ t.g.v. de ongelijkmatige ondersteuning})$

$$X_3 = 774,7 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = 8338,1 \text{ kNm/m}^2$$

$$L = 4,0 \text{ m}: w = 3962 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\theta = 1783 \cdot 10^{-4}$$

Hiermee volgt:

$$X_3 = 1596,8 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = 6290,5 \text{ kNm/m}^2$$

$$L = 5,0 \text{ m}: w = 2671 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\theta = 912 \cdot 10^{-4}$$

Hiermee volgt:

$$X_3 = 1955,0 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = 4612,5 \text{ kNm/m}^2$$

$$L = 6,0 \text{ m}: w = 1953 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\theta = 528 \cdot 10^{-4}$$

Hiermee volgt:

$$X_3 = 2200,4 \text{ kN/m}^2$$

$$T_3 = 2866,7 \text{ kNm/m}^2$$

Ook in dit geval zijn de dwarskrachten groter dan in het geval van gelijkmatige ondersteuning (zie fig BI-15). Dit geldt voor vrijwel alle waarden van  $X_3$ , zodat hieruit geen grenzen zijn af te leiden. De controle op de dwarskracht volgt bij de uiteindelijke dimensionering van de wapening.

De gevonden momenten  $T_3$  vallen feitelijk niet onder de randvoorwaarde 8. Nu is het hier beschouwde belastingsgeval een uitzonderingsgeval, zodat dimensionering hierop weinig economisch is. Om deze reden wordt ook nu geëist, dat  $T_3$  uit fig. BI-14 in alle gevallen groter moet zijn dan de voor dit belastingsgeval geldende  $T_3'$ . Het moment  $T_3'$  is onafhankelijk van de vloerdikte en kan als volgt in formulevorm worden weergegeven:

$$T_3' = 69,70 \cdot L^2 - 2443,43 \cdot L + 15018,08 \text{ kNm/m}^4 \quad (36)$$

Met behulp van de formules (25) en (36) kunnen nu punten van de lijn  $T_3 = T_3'$  berekend worden:

$$h = 1,0 \text{ m} \rightarrow L_{\min} = 4,17 \text{ m}$$

$$h = 2,0 \text{ m} \rightarrow L_{\min} = 3,29 \text{ m}$$

$$h = 3,0 \text{ m} \rightarrow L_{\min} = 3,13 \text{ m}$$

Hiermee is dus een ondergrens voor de wanddikte vastgesteld. De combinatie van de formules (25) en (36) is in fig. BI-21 grafisch weergegeven.

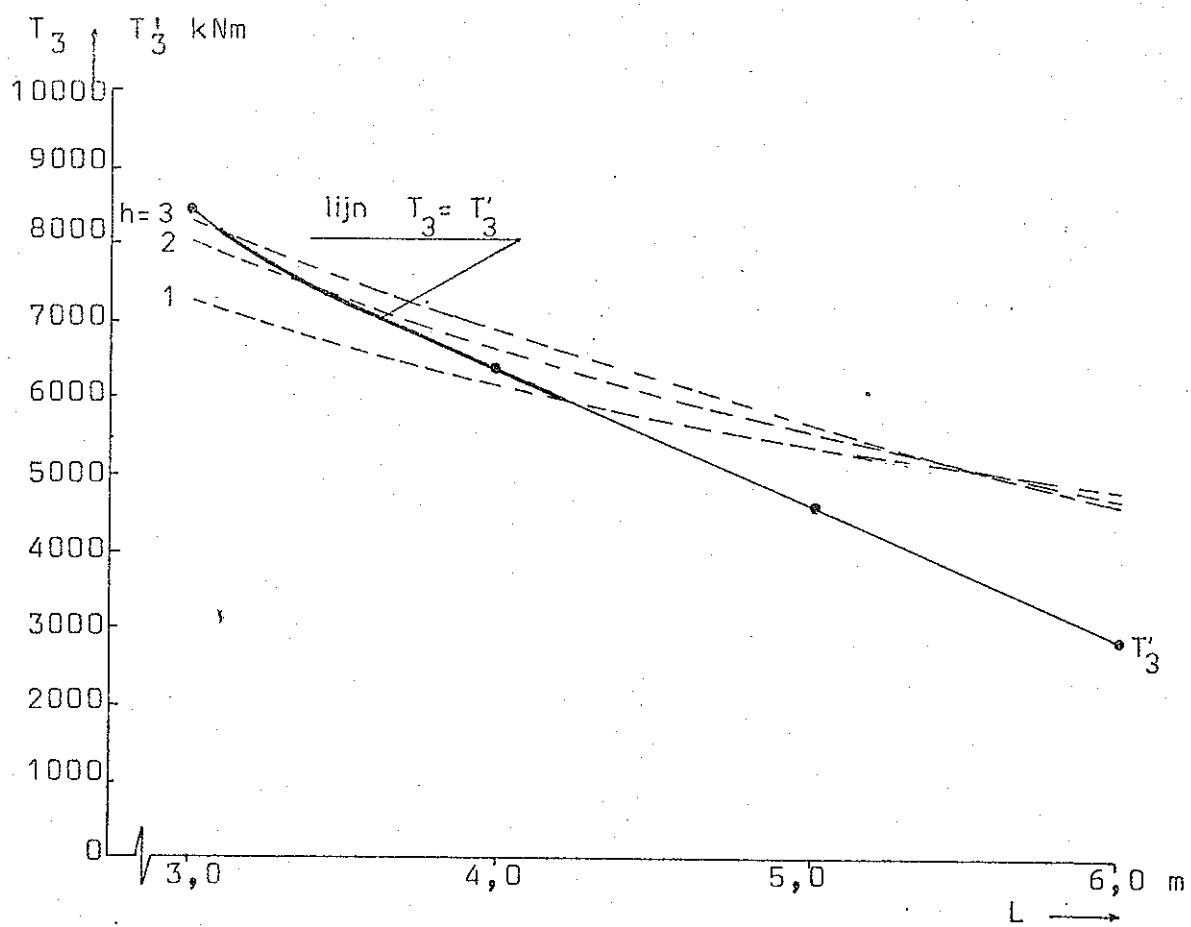


Fig. BI-21 Samenstelling van de figuur  
BI-14. een de lijn  $T'_3$ .

#### I-4. Resultaten van de gevoelighedsanalyse.

Nu alle randvoorwaarden gekwantificeerd zijn, is het trekken van conclusies mogelijk geworden. Deze conclusies betreffen hier dan de keuze van de 'beste' wanddikte en vloerdikte, terwijl tevens iets gezegd kan worden over de gevolgen van die keuze voor bv. het moment en de dwarskracht. Het zal echter blijken, dat het bepalen van een optimale  $L$  en  $h$  niet eenduidig mogelijk is. Om hierop in te spelen zal eerst iets gezegd worden over de kwaliteit van de randvoorwaarden.

Bij het introduceren van de randvoorwaarden is reeds aangegeven of er sprake was van een absolute of een gewenste randvoorwaarde. Voor het kwantificeren van de randvoorwaarden<sup>is uitgegaan</sup> van bepaalde aannamen en veronderstellingen, welke discussiebaar danwel variabel kunnen zijn. Het meenemen van deze factoren maakt het mogelijk om enigermate rekening te houden met de 'hardheid' van een randvoorwaarde. In verband hiermee zullen de randvoorwaarden ondergebracht worden in een van de vier volgende klassen:

- I - Absoluut geldende randvoorwaarde, gekwantificeerd aan de hand van invariabele uitgangspunten.
- II - Absoluut geldende randvoorwaarde, waarvan de kwantitatieve waarde enigermate kan veranderen door variatie van de uitgangspunten.
- III - Gewenste randvoorwaarde, uitgewerkt met behulp van vaste uitgangspunten.
- IV - Gewenste randvoorwaarde, welke op grond van discussiebare uitgangspunten gekwantificeerd is.

Het zover uitzeven van de randvoorwaarden lijkt overdreven, maar het zal de enige manier blijken te zijn om op een betrouwbare manier conclusies te kunnen trekken.

Nu resteert het onderbrengen van de randvoorwaarden in de klassen:

RVW 1: De eis, dat  $L$  kleiner is dan 5,6 m, hoort in klasse I, omdat de lengte van de oude sluiskolk een vast gegeven is.

RVW 2: Uit deze RVW volgen geen grenzen. De resultaten van deze RVW worden gebruikt als - variabele - uitgangspunten voor de andere RVW'ën.

RVW 3: De maximale diepgang is een absolute randvoorwaarde, maar de bepaalde grens volgt m.b.v. RVW 2. Deze grens hoort derhalve thuis in klasse II.

RVW 4: De stabiliteit geeft een grens volgens eenzelfde berekeningsfilosofie als RVW 3: klasse II.

RVW 5: N.V.T.

RVW 6: N.V.T.

RVW 7: Geeft geen dwingende grenzen aan.

RVW 8: Voor deze randvoorwaarde zijn meerdere belastings gevallen doorgerekend met als gevolg meerde grenzen. Deze grenzen zullen achtereenvolgens beschouwd worden.

a. Gelijkmatig ondersteund

1. Bel. gev. 2: Dit geval treedt bij juistewijze van funderen zeker op. RVW 8 is een gewenste randvoorwaarde, dus klasse III

2. Bel. gev. 1: Hiervoor geldt hetzelfde: dus de grens behoort in klasse III.

b. Ongelijkmatig ondersteund

1. Bel. gev. 2: Het optreden van een dergelijke ondersteuning is onwaarschijnlijk en te beïnvloeden door de wijze van ondergrouten. Hiermee valt de grens in klasse IV.

2. Bel. gev. 1: Hiervoor geldt weer dezelfde redenatie: klasse IV.

c. Kombinatie met RVW 2

De gewenste RVW 2 t.a.v. de wapening levert gecombineerd met RVW 8 een grens, welke dan vanzelf valt in klasse IV.

De lijnen, welke de grenzen aangeven, zijn in de figuur BI-22 alle weergegeven. Iedere lijn op zich beperkt het kader, waaruit L en h gekozen kunnen worden.

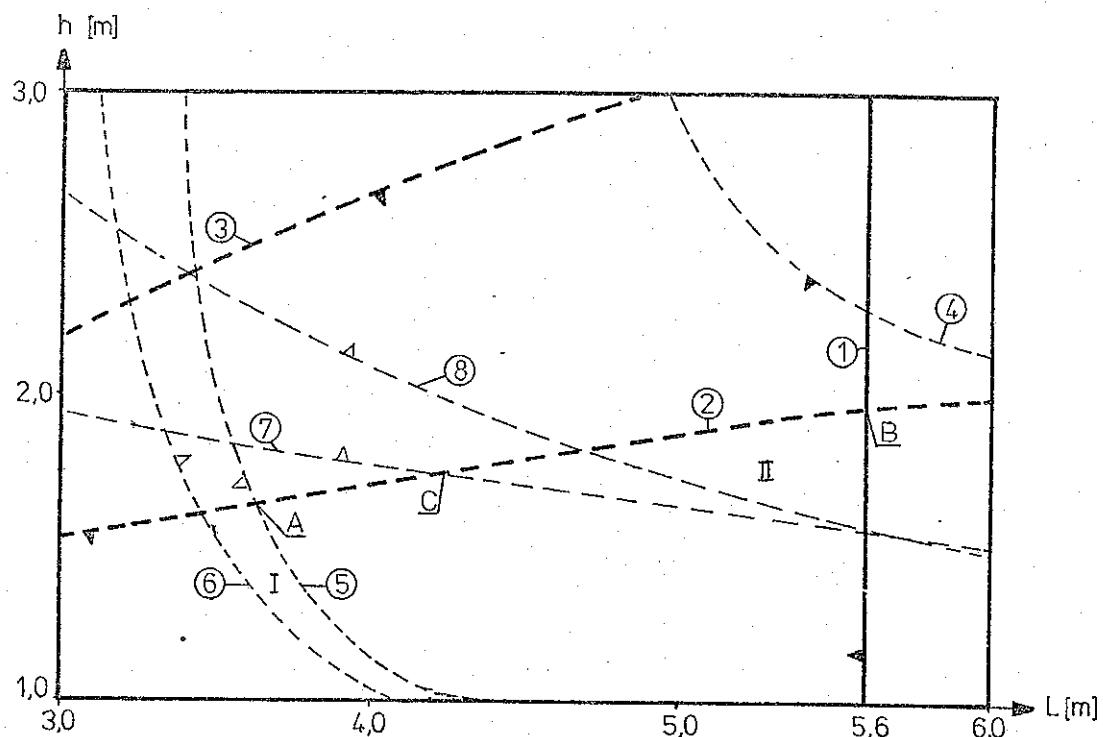
Snel is in te zien, dat het voldoen aan alle randvoorwaarden niet mogelijk is, omdat onder geldigheid van lijn 2 (diepgang) de lijnen 7 en 8 (wapening) enerzijds en de lijn 5 ( $T_3 = |T_m|$ ) anderzijds elkaar uitsluiten. Lijn 2 is een zware randvoorwaarde, terwijl de lijnen 5, 7 en 8 klasse IV-lijnen zijn. Lijn 2 blijft dus zeker geldig. Nu blijkt gelijk het belang van de onderverdeling van de randvoorwaarden, want het laten vallen van bv. lijn 5 heeft veel minder consequenties.

Eveneens is in fig. BI-22 te zien, dat de lijnen 3 en 4 niet bepalend zijn door de grens getrokken met lijn 2. Lijn 6 ( $T_3^!$ ) is gekoppeld aan lijn 5 en varieert dus met deze.

Wanneer nu toch een geldigheidsgebied gevonden moet worden, dan zijn er twee mogelijkheden:

- Verwaarlozen van de wapeningseis; lijnen 7 en 8
- Verwaarlozen van de ongelijkmatige ondersteuning; lijn 5.  
ad a.

In dit geval wordt door de lijnen 2, 5 en 6 het gebied I geformeerd, waarbinnen de mogelijke combinaties van L en H liggen. Een keuze uit dit gebied is eenvoudig, want de afstand tot lijn 7 zal ook nu zo klein mogelijk worden gehouden. De keuze valt dan op punt A; L = 3,63 m  
h = 1,65 m  
Voor dit geval is met formule (25) snel  $T_3$  te berekenen:



Klasse I  
richting geldigheidsgebied  
 - - - - - klasse II  
 - - - - - klasse III  
 - - - - - klasse IV  
 afnemend belang rvw

- lijn 1: RVW 1.
- lijn 2: RVW 3.
- lijn 3: RVW 4.
- lijn 4: RVW 8; gelijkmatig ondersteund, bel. gev. 1.
- lijn 5: RVW 8; ongelijkmat. ondersteund, bel. gev. 1.
- lijn 6: RVW 8; ongelijkmat ondersteund, bel. gev. 2.
- lijn 7: RVW 2+8; 1%-wapening
- lijn 8: RVW 2+8; 12 Ø40-wapening

Fig. BI-22. Grafische weergave van de samenvatting van alle randvoorwaarden.

$$T_3 = 6988,0 \text{ kNm.}$$

Bij een veiligheid van 1,7 betekent dit, dat er een hoeveelheid wapening van  $A_a \text{ mm}^2$  nodig is met  $A_a$ :

$$A_a = (1,7 \cdot 6988,0) / (0,9 \cdot 1,65 \cdot 0,4) = 20000 \text{ mm}^2$$

Dit komt overeen met 16 Ø40- staven, hetgeen neerkomt op twee lagen van 8 staven h.o.h. 125 mm. De ruimte tussen de staven bedraagt dan 85 mm, wat voor een dubbele laag staven met een dergelijke diameter niet al te veel is om te komen tot een goede beton. Ten aanzien van de hoeveelheid wapening is punt A van gebied I nog het gunstigste, maar de hoeveelheid staven is moeilijk te plaatsen.

ad b.

In dit geval wordt door de lijnen 1, 2 en 7 (8) het gebied II ingesloten. In verband met de ligging van gebied I is de lijn 8 als grens van gebied II maar achterwege gelaten, want het streven blijft om beide gebieden tot elkaar te laten naderen. Ook uit gebied II is een combinatie van L en h te kiezen. Wordt de filosofie van gebied I weer toegepast dan leidt dit tot de keuze van punt B: L = 5,6 m en h = 1,95 m.

Met formule (25) volgt:

$$T_3 = 5020,1 \text{ kNm, of wel } A_a = 12157 \text{ mm}^2.$$

Dit betekent 10 Ø40- wapeningsstaven, hetgeen t.o.v. punt A een aanzienlijke verbetering betekent.

Hoe is nu de situatie in het midden van de vloer? Met formule (35) wordt  $T_m$  gelijk aan:

$$|T_m| = 11944,7 \text{ kNm}$$

De opname van dit moment is niet meer met een redelijke wapening tot stand te brengen. Blijkbaar moet er een punt gekozen worden, dat dichter bij lijn 5 ligt. Dit leidt dan tot punt C: L = 4,20 m en h = 1,75 m.

Met formule (25) wordt  $T_3$ :  $T_3 = 6338,0 \text{ kNm.}$

Dit is bij een veiligheid 1,7 op te nemen met 13,6 Ø40 wapeningsstaven.

Met formule (35) wordt voor  $T_m$  gevonden:

$$|T_m| = 8395,2 \text{ kNm}$$

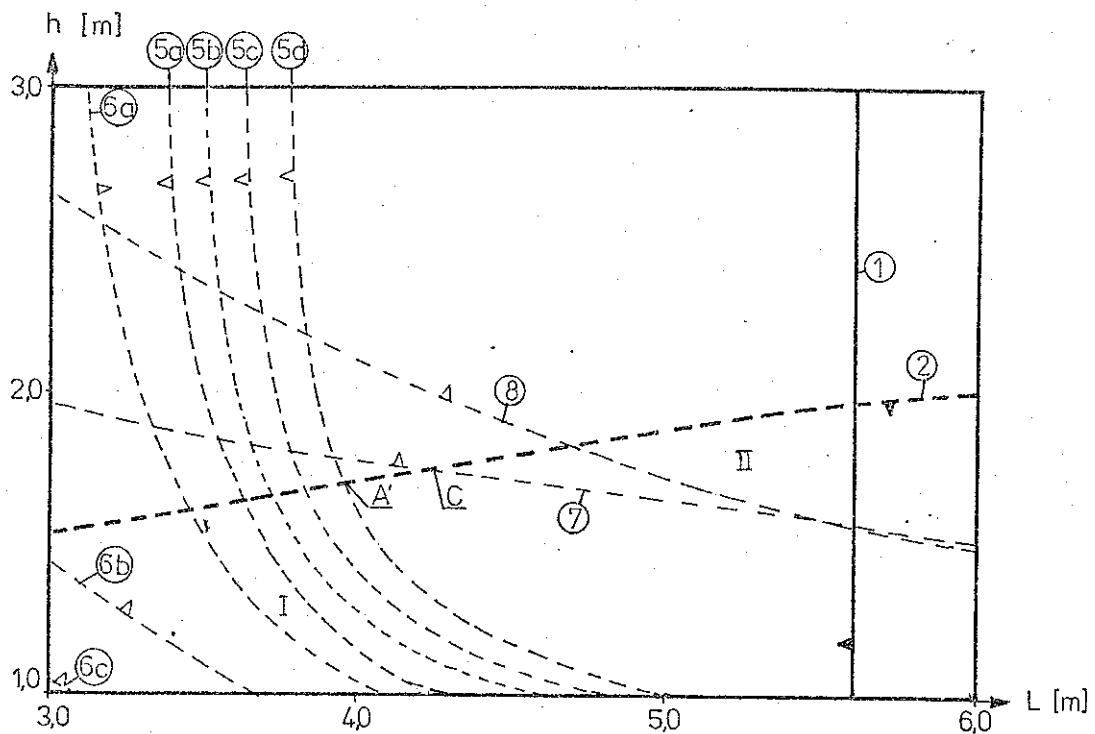
Opnieuw is er veel wapening nodig om dit moment op te nemen met een veiligheid van 1,7.

Het bovenstaande betoog geeft wel aan dat de combinatie van  $L$  en  $h$ , welke leidt tot een optimale overeenstemming met alle randvoorwaarden, gelegen moet zijn in het stuk tussen de punten A en C. Om in dit gebied te kunnen rekenen is een enigszins andere benaderingswijze van het probleem nodig.

Om in het gebied tussen de punten A en C te komen moet danwel lijn 5 naar rechts opschuiven, danwel lijn 7 naar beneden zakken. Nu geeft lijn 7 een hoeveelheid wapening aan. Het laten zakken van deze lijn komt neer op het accepteren van meer wapening. Dit lijkt vooralsnog niet de juiste wijze van optimalisatie, zodat alleen lijn 5 overblijft.

Lijn 5 geeft aan voor welke combinatie van  $L$  en  $h$  het randmoment  $T_3$  en het moment in het midden van de vloer  $|T_m|$  aan elkaar gelijk worden in het extreme geval van ongelijkmatige zetting van wanden en vloer. Gezien de onwaarschijnlijkheid, dat een ongelijke ondersteuning deze extreme situatie bereikt, mag men zich afvragen of voor het moment  $T_m$  niet een lagere veiligheid geaccepteerd kan worden. In figuur BI-23 is dit in het kader uitgewerkt. Indien de grens van de veiligheid voorlopig bij 1,4 voor het moment  $T_m$  wordt gelegd, dan wordt in gebied I het optimale punt gevonden in A':  $L = 3,95 \text{ m}$   $h = 1,70 \text{ m}$

(Aangezien bij de dimensionering voor de hoofdafmetingen altijd ronde waarden worden gekozen en voor A' de vloerdikte gelijk is aan 1,70 m en voor punt C 1,75 m, heeft het geen zin de grens verder te leggen.)



lijn 5a: veiligheid is 1,7 voor  $|T_m|$  in bel. geval 1.

lijn 5b: veiligheid is 1,6

lijn 5c: veiligheid is 1,5

lijn 5d: veiligheid is 1,4

lijn 6a: veiligheid is 1,7 voor  $T_{\frac{1}{3}}$  in bel. geval 2.

lijn 6b: veiligheid is 1,6

lijn 6c: veiligheid is 1,5

NB: De veiligheid, welke gebruikt is bij de vaststelling van lijn 6, is uit de aard der zaak gekoppeld aan de veiligheid gebruikt bij lijn 5. Lijn 6 varieert dus met lijn 5 mee.

Fig. BI-23. Variatie van de veiligheid voor  $T_m$

Op de bekende wijze wordt voor punt A' gevonden:

$$T_3 = 6612,8 \text{ kNm}$$

Dit wordt bij een veiligheid van 1,7 opgenomen door een hoeveelheid wapening van  $A_a = 18369 \text{ mm}^2$ , ofwel 14,6 Ø40 wapeningsstaven.

Omdat de wapening in twee lagen gelegd moet worden, is een even aantal staven voordeliger. Als laatste optimalisatie wordt de wandlengte L zodanig gekozen, dat volstaan kan worden met 14 staven:  $L = 4,20 \text{ m}$ .

Als uiteindelijke optimale punt is dan gevonden:

$$\boxed{\begin{aligned} L &= 4,20 \text{ m} \\ h &= 1,70 \text{ m} \end{aligned}}$$

De bijbehorende momenten worden dan:  $T_3 = 6333,5 \text{ kNm}$

$$T_m = 8247,1 \text{ kNm}$$

De consequentie van deze keuze is dus, dat voor het moment  $T_m$  in het geval van de extreme ongelijkmatige ondersteuning wordt gevonden:

$$\gamma_{T_m} = \frac{6333,5}{8247,1} \cdot 1,7 = 1,3$$

Bij de funderingsfase moet op deze lagere veiligheid worden ingespeeld door een zodanige wijze van ondergrouten, dat deze extreme situatie vrijwel zeker voorkomen wordt.

In de voorgaande gevoeligheidsanalyse en de daaraan gekoppelde optimalisatie kan bij verschillende punten een aantal vraagtekens geplaatst worden. Een andere inschatting van de randvoorwaarden levert een andere combinatie van L en h op en het gekozen punt is zeker niet voor 100% 'hard' te maken. Door de gevolgde werwijze is echter op de voorhand rekening gehouden met belangrijke randvoorwaarden en is bekend geworden wat de consequenties zijn van een bepaalde keuze. Hierop kan dan in het verdere ontwerp worden ingespeeld.

De uitgevoerde optimalisatie betrof de keuze van een optimale combinatie van de wanddikte en de vloerdikte. Aan de hand van de lijst randvoorwaarden (welke zeker nog wel aangevuld had kunnen worden) is een gevoeligheidsanalyse voor deze twee variabelen een moeizame zaak gebleken, welke niet eens een eenduidig antwoord opleverde. Indien bv. het kostenaspect ook meegenomen was, dan zou de analyse onoverzichtelijk zijn geworden. Slechts met behulp van een computer is een gevoeligheidsanalyse voor meerdere variabelen systematisch en vooral ook consequent door te rekenen. Een dergelijke opzet voert hier te ver.

## HOOFDSTUK II VORMGEVING EN WAPENING SLUISMOTEN

### II-1. Wapening in de kolvloer.

Door middel van de gevoeligheidsanalyse is de vloerdikte vastgesteld op 1,70 m. De hierbij behorende wapening was 14 Ø40, zijnde  $17600 \text{ mm}^2/\text{m}^2$ . Deze staven worden per twee gebundeld (onder elkaar), zodat de 7 bundels h.o.h. 143 mm liggen. Indien het bundellen van de staven om betontechnische redenen niet is toegestaan, zal het aantal staven moeten worden verhoogt tot 16. De zwaartelijn van de wapening zakt immers wanneer er tussen de twee lagen een verdeelwapening moet worden aangebracht. De diameter van deze verdeelwapening is naar de VB1974 minimaal Ø25.

In het geval van 14Ø 40 als hoofdwapening is er voor de verdeelwapening nodig:  $17600/5 = 3520 \text{ mm}^2/\text{m}^2$ . Er is gekozen voor 8Ø25 =  $3927 \text{ mm}^2/\text{m}^2$ .

Het gevonden wapeningspercentage (1,04%) is vrij hoog. Dit percentage kan op een aantal manieren teruggebracht worden:

a. De wapening uitvoeren in Fe500 i.p.v. Fe400;

Op deze manier wordt het aantal staven Ø40 teruggebracht tot 12. De oplossing is dus weinig effectief en houdt het gevaar in zich, dat tijdens de uitvoering beide staalsoorten verwisseld worden.

b. De vloerdikte h vergroten;

Aangezien de betondoorsnede voor de vloer vastligt, betekent deze oplossing het aanbrengen van holle ruimte in de vloer. Deze manier is zeker effectief, daar de hefboomsarm van de wapening vergroot wordt. Het aanbrengen van de holle ruimte is echter arbeidsintensief en om die reden erg duur.

c. Het voorspannen van de vloer;

Ook deze methode is effectief, maar de invloed van het voorspannen laat zich bij een elastisch ondersteunde

ligger niet eenvoudig berekenen. De vermindering van de gewone wapening moet aanzienlijk zijn, omdat ook de voorspankabels erg veel ruimte innemen.

De hierboven genoemde varianten zijn niet verder uitgewerkt.

### Dwarskracht

De dwarskracht in de vloerster plaatse van de overgang wand-vloer is voor het gelijkmatig ondersteunde geval en belastingsgeval 2:  $X_3 = 1390 \text{ kN/m}^2$  (zie fig. BI-15). Voor het ongelijkmatig ondersteunde geval werd gevonden:  $X_3 = 1668,4 \text{ kN/m}^2$ .

De vloer kan met de betondoorsnede opnemen:

$$D_{\text{opp}} = 1,7 \cdot \frac{650}{1,7} = 650 \text{ kN/m}^2 \text{ (veiligheid 1,7)}$$

Met behulp van dwarskrachtwapening moet worden opgenomen:

$$D_{\text{wap}} = 1668,4 - 650,0 = 1018,4 \text{ kN/m}^2$$

Voor de beugels worden staven  $\varnothing 20$  gebruikt:  $A_{\text{bg}} = 628 \text{ mm}^2$

$$\text{Beugelafstand } t = \frac{0,85 \cdot 1,7 \cdot 628 \cdot 400}{1,7 \cdot 1018,4} = 210 \text{ mm}$$

Keuze:  $t = 200 \text{ mm}$

Na  $x \text{ m}$  vanaf rand wordt  $t = 300 \text{ mm}$  toegepast:

$$D_x = \frac{0,85 \cdot 1,7 \cdot 628 \cdot 400}{1,7 \cdot 300} = 712 \text{ kN/m}^2$$

$$x = \frac{(712+650)}{(1018+650)} \cdot 8 + 8 = 1,47 \text{ m} \quad (\text{dwarskracht verloopt rechtlijnig tot 0 in midden vloer})$$

Na  $y \text{ m}$  vanaf de rand is geen wapening meer nodig:

$$y = \frac{650}{1668} \cdot 8 + 8 = 4,88 \text{ m}$$

## II-2. Vormgeving wand

Door de keuze  $L = 4,2$  en  $h = 1,7$  m is onmiddelijk het totale mochtgewicht te berekenen:

$$W = 15360 + 1920 \cdot L = 23424 \text{ kN}$$

Het vloergewicht is te berekenen uit:

$$V_L = 4800 \cdot h + 450 \cdot h \cdot L = 11373 \text{ kN}$$

Het verschil tussen beide waarden levert het gewicht van beide wanden:  $WD = 23424 - 11373 = 12051 \text{ kN}$

Per wand is dan beschikbaar:  $6025,5 \text{ kN} \Rightarrow 241,0 \text{ m}^3$  beton

In de eerste opzet is de wand onderverdeeld in drie moten, waarvan de twee onderste dezelfde doorsnede hebben met  $5/6$  van het totale wandgewicht. Per meter wandhoogte voor voor de onderste moten dan gevonden: betonoppervlak  $= 18,60 \text{ m}^2/\text{m}$  wandhoogte.

De verdeling van deze hoeveelheid beton over de wand kan op vele manieren geschieden. In het navolgende zullen een aantal mogelijkheden met elkaar vergeleken worden.

### Model I: (zie figuur BII-1)

Deze vormgeving sluit aan op de sluismoot, die in het vooronderzoek is gepresenteerd.

De betondoorsnede is precies  $18,60 \text{ m}^2$ . Dit model heeft echter een aantal nadelen:

- a. Plaatselijk is de scheepskerende wand slechts  $0,30 \text{ m}$  dik.
- b. De wanddikte tussen de holle ruimten onderling is  $0,25 \text{ m}$ . Dit maakt het moeilijk om de bovenste moot hier goed op aan te sluiten. Tevens is de dwarskrachtwapening nu niet goed in de doorsnede onder te brengen.
- c. De vereiste droge werkruimte beslaat hier een derde deel van de holle ruimte. De wanden van deze ruimte moeten tot boven de waterspiegel doorlopen.

Model II: (zie figuur BII-2)

Aangezien de ronde vormgeving van de holle ruimten een aantal bezwaren had, is hier gekozen voor rechthoekige holle ruimten. De betondoorsnede is weer  $18,60 \text{ m}^2$ . De bovenste moat is hier goed op aan te sluiten, terwijl de  $0,60 \text{ m}$  dikke scheepskerende wand voldoende is i.v.m. aanvaringen. Een nadeel van deze vormgeving is weer het feit, dat een derde deel van de holle ruimte gebruikt wordt als werkruimte en droog moet blijven.

Model III: (zie figuur BII-3)

In dit model is tegemoet gekomen aan het bezwaar van model II. Door het aanbrengen van een tussenwand wordt de ruimte voor het ondergrouten teruggebracht tot  $1/6$  deel van de holle ruimte. Het voordeel hiervan is een belangrijke betonbesparing bij de bovenste moat. De betondoorsnede bedraagt  $18,40 \text{ m}^2$ , zodat er sprake is van enige betonreserve. Er is gekozen voor deze vormgeving mede op grond van de goede overeenstemming met het later te bespreken sluis hoofd.

In model drie is gelijk aangegeven hoe de voegen tussen de moten worden uitgevoerd. Door de neus aan de ene zijde en de uitsparing aan de andere zijde kunnen de moten zich op hun voorganger richten. Ter plaatse van de voegen zijn ook de drijvende bolders gesitueerd. Na het doorgzetten van de verlenging (een Gina-profiel of een soortgelijk profiel zorgt voor de waterdichtheid) wordt een secundaire voegafdichting aangebracht. Hierna kan de geleiderail voor de drijfkist van de bolder ingemeten en gesteld worden. Dit heeft het voordeel, dat de voeg

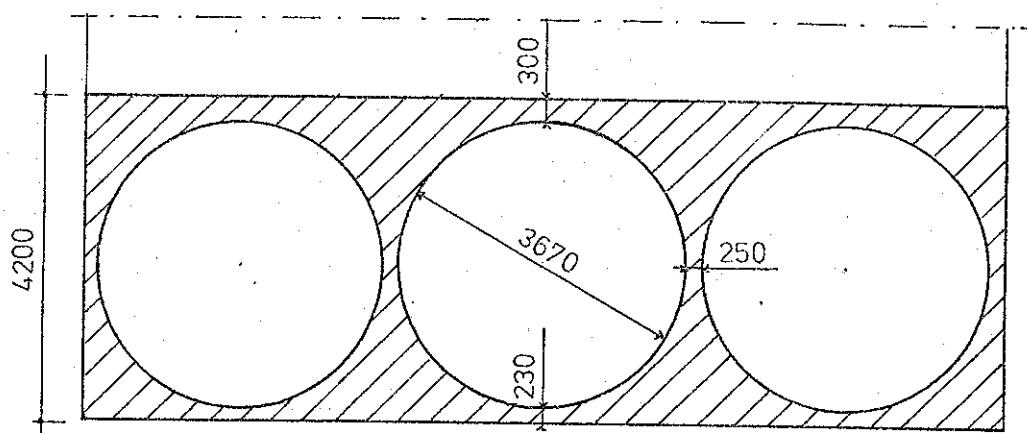


Fig. BII-1. Wanddoorsnede model I

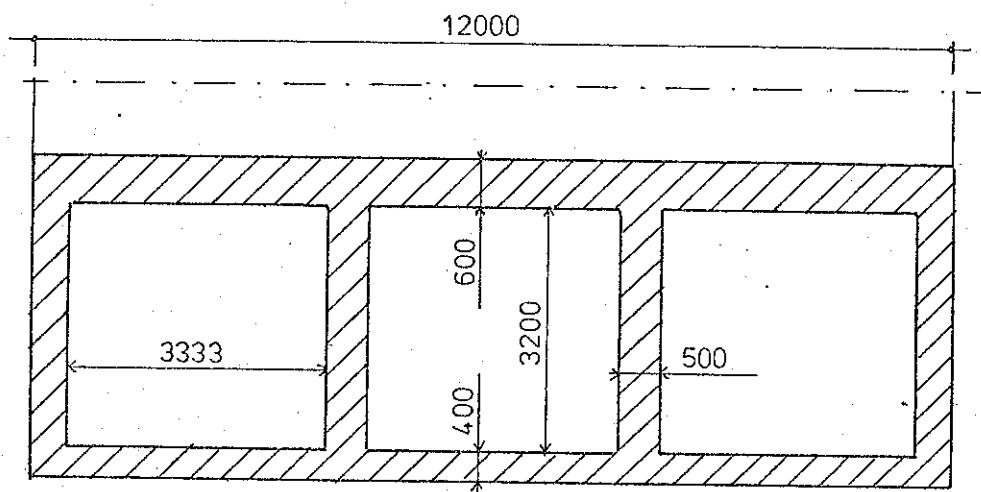


Fig. BII-2. Wanddoorsnede model II

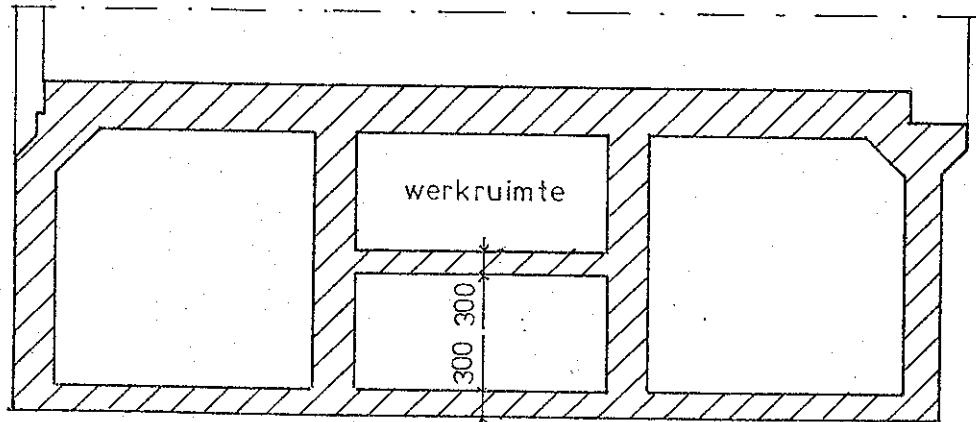
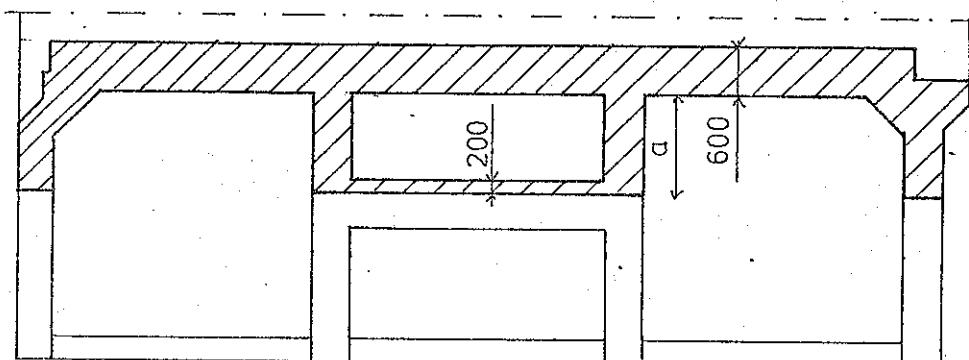


Fig. BII-3. Wanddoorsnede model III  
(gekozen doorsnede)

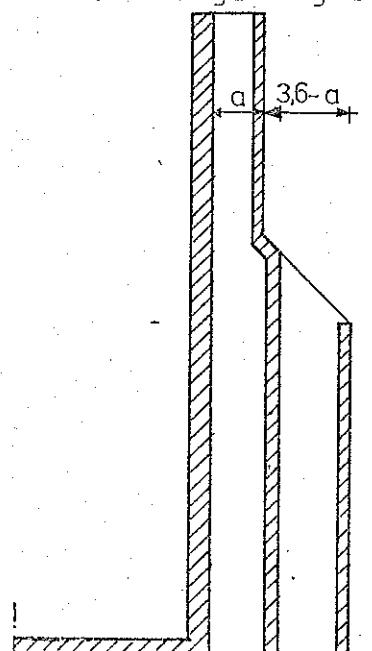
weggewerkt is, terwijl de bolder ter plaatse van de grootste wanddoorsnede zit. De ladder zit in het midden van de moot.

#### Bovenste moot

Voor de bovenste 5,4 m van de wand is maar 1/3-deel van de betondoorsnede van de onderste moten beschikbaar: betondoorsnede =  $18,6/3 = 6,2 \text{ m}^2/\text{m}$  wandhoogte. Deze hoeveelheid beton blijkt te weinig te zijn om een realistische vormgeving mogelijk te maken. Om deze reden wordt de vormgeving van de onderste moten slechts over de helft van de wand (8,1 m) toegepast. Er is nu meer beton beschikbaar voor het maken van de bovenste 8,1 m. Teneinde goed aan te sluiten op de onderste moot is de volgende opzet gekozen (zie fig. BII-4 en BII-5).



Figuur BII-4. Vormgeving bovenste deel sluiswand



Figuur BII-5. Doorsnede over de sluiswand

De lengte van de 'steunberen' wordt als volgt berekend:

$$\text{Gewicht onderste helft wand} = 8,1 \cdot 18,6 \cdot 25 = 3766,5 \text{ kN}$$

$$\text{Gewicht bovenste helft wand} = 6025,5 - 3766,5 = 2259,0 \text{ kN}$$

Dit gewicht is verdeeld volgens:

$$2259,0 = 12,0 \cdot 0,60 \cdot 8,1 \cdot 25 + \\ (10,0/3) \cdot 0,20 \cdot 8,1 \cdot 25 + \\ 2,0 \cdot 8,1 \cdot 25 \cdot a + \\ 2,0 \cdot 25 \cdot \frac{1}{2} \cdot (3,60 - a)^2$$

$$\text{Hieruit volgt } a = 1,32 \text{ m}$$

$$\text{Voor } a \text{ wordt aangehouden: } a = 1,30 \text{ m.}$$

De vormgeving van de sluismoten is hiermee rond. De totale sluismoet is weergegeven in figuur BII-6 (zie tekenmap).

De bovenkant van de sluismoten is nu gekomen op 33,00 m +NAP, terwijl de bestaande sluis komt tot 34,15 m +NAP. De laatste 1,15 m wordt eerste na het plaatsen van alle moten opgestort om een zuiver rechte wandlijn te verkrijgen.

### II-3. Wapening wand

Voor het bepalen van de benodigde hoeveelheid wapening moet eerst per doorsnede de neutrale lijn vastgesteld worden. De belangrijkste wapening zit aan de buitenkant van de sluiswand, omdat hierin altijd trek optreedt. Voor dit geval heeft men te maken met een aantal verschillende doorsneden:

- a. Vlak boven de sluisvloer; de doorsnede komt hier overeen met die in figuur BII-3. Zowel in de vier dwarsschotten als in de feitelijke achterwand kan wapening geplaatst worden.
- b. 8,1 m boven sluisvloer; de doorsnede is nog hetzelfde als in geval a., maar de achterwand kan nu geen bijdrage meer leveren aan de opname van het optredende moment in verband met de verankeringslengte van de wapeningsstaven. Alle wapening moet geplaatst kunnen worden in de vier dwarsschotten.
- c. 5,5 m onder bovenkant moet; de doorsnede komt hier overeen met die in figuur BII-4. Alle wapening zit in de dwarsschotten.

ad a. (zie fig. BII-3)

Voor de bepaling van de zwaartelijn van de doorsnede wordt het oppervlaktemoment ten opzichte van de binnenkant van de sluiswand bepaald:

$$S = 1212 \cdot 0,6 (0,0,3 + 2,0 \cdot 3,3 \cdot 2,25 + 0,3 \cdot 3,33 \cdot 2,25 + 0,3 \cdot 12 \cdot 4,05) = 33,84 \text{ m}^3$$

De oppervlakte van de doorsnede is  $18,40 \text{ m}^2$ , zodat de zwaartelijn op een afstand  $z$  van de binnenkant van de wand ligt:

$$z = S/A = 33,84/18,40 = 1,84 \text{ m}$$

De werklijn van de betondrukkracht ligt dan op een afstand  $2/3 \cdot z = 1,22 \text{ m}$  van de neutrale lijn. De trek-wapening in de achterwand ligt  $4,2 - 0,15 - z = 2,21 \text{ m}$  vanaf de neutrale lijn.

Voor belastingsgeval 2 is een optredend moment van 9501,4 kNm/m<sup>2</sup> gevonden. Voor dit geval wordt dan als volgt het benodigde wapeningsoppervlak berekend:

$$A_a = \frac{12 \cdot 1,7 \cdot 9501400}{(1,21+2,21) \cdot 400} = 141275 \text{ mm}^2 / 12 \text{ m wand}$$

Om deze wapeningsdoorsnede te verkrijgen wordt de wapening als volgt samengesteld:

In de vier dwarschotten:  $8 \varnothing 40 = 10053 \text{ mm}^2 / \text{schot}$   
totaal =  $40211 \text{ mm}^2$

Er blijft dan  $141275 - 40211 = 101064 \text{ mm}^2$  doorsnede over voor 10,0 m achterwand. Dus  $10106,4 \text{ mm}^2$  per m<sup>2</sup> wand.

Dit leidt tot een wapening:  $\varnothing 25-125 = 3927 \text{ mm}^2/\text{m}^2$   
 $\varnothing 32-125 = \frac{6434}{10361} \text{ mm}^2/\text{m}^2$

De  $\varnothing 25$ -wapening zit hierbij aan de binnenzijde van de achterwand en de  $\varnothing 32$ -wapening aan de buitenzijde van de wand.

De benodigde verdeelwapening bedraagt 1/5-deel van de hoofdwapening:  $2072 \text{ mm}^2/\text{m}^2$ , waarvan  $1287 \text{ mm}^2$  voor de  $\varnothing 32$ -wapening; keuze  $5\varnothing 20 = 1571 \text{ mm}^2$   
 $785 \text{ mm}^2$  voor de  $\varnothing 25$ -wapening; keuze  $4\varnothing 16 = 804 \text{ mm}^2$

Controle scheurwijdte achterwand voor de  $\varnothing 32$ -wapening bij een dekking van 50 mm:

$$\text{scheurwijdte } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta l = 1,0 \cdot (2 \cdot 50 + 15,0 \cdot \frac{32}{3,46}) = 239 \text{ mm}$$

$$\text{dus } w = 0,45 \text{ mm}$$

Voor de maximale scheurwijdte geldt:

$$w_m \leq \frac{0,5}{0,20} \cdot 0,25 \leq 0,63 \quad (\text{eis } w_m \leq 0,50 \text{ mm})$$

Hieraan wordt voldaan.

Hiermee is de verticale hoofdwapening in de achterwand voor geval a. bepaald.

ad. b

De doorsnede voor dit geval is hetzelfde als bij geval a., zodat voor de benodigde hoeveelheid wapening wordt gevonden:

$$A_a = \frac{M}{9501,4} \cdot 141275 \text{ mm}^2$$

Het moment M wordt bepaald aan de hand van figuur BI-4:

$$M = \frac{8,1}{3} \cdot 400 = 1080 \text{ kNm/m}$$

Dit is een grote benadering, welke een te groot moment geeft. (Dit laatste is hier niet zo belangrijk, daar er toch een zekere hoeveelheid wapening moet worden doorgevoerd naar het bovenste wanddeel, dat een kleiner traagheidsmoment heeft)

Hiermee wordt gevonden:  $A_a = 16058 \text{ mm}^2$ .

Deze wapening moet geheel worden ondergebracht in de vier dwarschotten. Dit komt neer op 4Ø40 per schot, dus in totaal:  $16\varnothing 40 = 20106 \text{ mm}^2$

ad c. (zie figuur BII-4)

Voor deze doorsnede wordt weer de neutrale lijn ten opzichte van de binnenkant van de sluiswand bepaald:

$$S = 12 \cdot 0,6 \cdot 0,3 + 4 \cdot 0,5 \cdot 1,25 + 0,2 \cdot 3,33 \cdot 1,8 = \\ = 5,86 \text{ m}^3$$

$$A = 12 \cdot 0,6 + 4 \cdot 0,5 \cdot 1,3 + 0,2 \cdot 3,33 = 10,47 \text{ m}^2$$

$$z = 5,86 / 10,47 = 0,56 \text{ m vanaf binnenkant sluiswand.}$$

Ook nu wordt het optredende moment benaderd op de wijze van geval b.:

$$M = \frac{5,5}{3} \cdot 193,6 = 355 \text{ kNm/m}$$

De werklijn van de betondrukkracht ligt op  $2/3.z = 0,37 \text{ m}$  van de neutrale lijn, die van de wapening op  $1,9 - 0,05 - 0,56 = 1,29 \text{ m}$  van z.

De wapening wordt dan als volgt berekend:

$$A_a = \frac{12 \cdot 355000 \cdot 1,7}{(0,37+1,29) \cdot 400} = 10907 \text{ mm}^2$$

Deze wapening wordt weer in de vier schotten ondergebracht: 12 Ø40 in vier moten =  $15079 \text{ mm}^2$ .

#### Wapening scheepskerende wand

Deze wand is in de verticale richting altijd geheel op druk belast, zodat een wapeningsberekening in deze wand weinig zinvol is. I.v.m. scheepsstoten en andere onvoorzienige belastingen wordt toch een tweezijdig net van Ø25-125 aangebracht met 4Ø16 als verdeelwapening.

#### Wapening wanden i.v.m. plaatselijke gronddruk

De wanden in de sluiswand zijn grondkerend en dus belast door 'plaatselijke gronddrukken'. Dit heeft momenten en dwarskrachten tot gevolg in deze wanden. Uit figuur BI-4 valt voor geval a af te lezen, dat de horizontale korreldruk  $q$  een waarde heeft van:

$$q = 31,6 + 80,3 + 5,0 = 116,9 \text{ kN/m}^2$$

De waterspiegel in de wand wordt verondersteld die van buiten de wand te volgen. (Bij benadering)

De holle ruimte van de wand is zelf ook met grond gevuld en van binnenuit ondervinden de wanden derhalve een tegendruk. Deze tegendruk is door de silowerking van de hoge holle ruimte niet zo groot als de uitwendige gronddruk. De inwendige gronddruk wordt verondersteld ongeveer de helft te bedragen van de uitwendige gronddruk. In de berekening kan de gronddruk dus worden gehalveerd:  $q = 59 \text{ kN/m}^2$

$$M = 1/10 \cdot 59 \cdot (4,0)^2 = 94,4 \text{ kNm/m}$$

$$D = 2,0 \cdot 59 = 118 \text{ kN/m}^2$$

Voor de buitenwand geldt dan:

$$A_a = \frac{1,7 \cdot 94400}{0,85 \cdot 0,3 \cdot 400} = 1573,3 \text{ mm}^2$$

Deze hoeveelheid wordt juist verkregen met 5Ø20, welke al gehanteerd waren als verdeelwapening in deze wand.

De scheepskerende wand is tweemaal zo dik als de achterwand, zodat ook voor deze wand de gevonden verdeelwapening voldoet ( $4Ø16 = 804 \text{ mm}^2$ ).

De achterwand moet nog gecontroleerd worden op dwarskracht:

$$D_{\text{opneembaar}} = 0,30 \cdot \frac{650}{1,7} = 114,7 \text{ kN/m}^2$$

$$D_{\text{optredend}} = 118,0 \text{ kN/m}^2$$

Dit kleine verschil is aanvaardbaar.

De dwarsschotten worden voorzien van beugels in verband met de dwarskracht van de gehele wand. De schotten worden tweezijdig gelijkelijk belast zodat er geen extra krachten in de doorsnede optreden.

#### Controle wand werkruimte

De wand van de droog te zetten werkruimte behoeft een extra controle in verband met de optredende water- en mogelijk gronddrukken. De optredende waterdrukken hebben een orde van grootte van  $(32,65-16,80) \cdot 10,0 = 158,5 \text{ kN/m}^2$ . Ten gevolge van deze kracht werken er de volgende krachten in de wand:

$$M = 1/10 \cdot 158,5 \cdot (4,0)^2 = 253,6 \text{ kNm/m}^2$$

$$D = 2,0 \cdot 158,5 = 317,0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Nauwkeuriger: } \frac{1}{2} \cdot 3,33 \cdot 158,5 = 263,9 \text{ kN/m}^2)$$

Het moment vereist een wapening:

$$A_a = \frac{1,7 \cdot 253600}{0,85 \cdot 0,3 \cdot 400} = 4227 \text{ mm}^2/\text{m}^2, \text{ ofwel } 9\varnothing25.$$

Als verdeelwapening (verticaal) zijn staven  $\varnothing 16-250$  voldoende. Aangezien deze wand dicht bij de neutrale lijn van de totale wanddoorsnede ligt is het effect van het moment  $M = 9501,4 \text{ kNm}$  vrijwel te verwaarlozen.

De wand moet wel op dwarskracht worden gewapend:

$$D_{\text{opn}} = 114,7 \text{ kN/m}^2$$

$$D_{\text{optr}} = 263,9 \text{ kN/m}^2$$

$$D_{\text{wap}} = 263,9 - 114,7 = 149,2 \text{ kN/m}^2$$

Voor het geval er beugels  $\varnothing 12$  worden toegepast, is de beugelafstand  $t$ :

$$t = \frac{0,85 \cdot 0,30 \cdot 226 \cdot 400}{1,7 \cdot 149,2} = 90,88 \text{ mm}$$

Neem  $t = 75 \text{ mm}$ . over  $750 \text{ mm}$ .

$t = 150 \text{ mm}$  over  $450 \text{ mm}$

De bovenste 5,5 m van de werkruimte-wand is slechts 0,20 m dik. De belasting is dan:  $q = 55 \text{ kN/m}^2$ .

De benodigde wapening is dan:

$$A_a = \frac{1,7 \cdot (4,0)^2 \cdot 55,0 \cdot 1000}{10 \cdot 0,85 \cdot 0,20 \cdot 400} = 2200 \text{ mm}^2, \text{ ofwel } \varnothing 25.$$

De dwarskracht is gelijk aan:  $D = 1,7 \cdot 55 = 93,5 \text{ kN/m}^2$ .

De opneembare dwarskracht bedraagt:  $0,2 \cdot 650/1,7 = 76,5 \text{ kN}$ .

Dit verschil in opneembare en optredende dwarskracht is eenvoudig op te nemen met beugels  $\varnothing 12-300$ .

#### Dwarskrachtwapening schotten

De wand als totaliteit is niet in staat de optredende dwarskracht  $D = 1375,2 \text{ kN/m}^2$  op schuifspanning op te nemen. De wand moet gewapend worden. Alleen de vier schotten zijn beschikbaar voor de opname van de dwarskracht. Op schuifspanning kan per schot worden opgenomen:

$$D_{\text{open}} = 4,2 \cdot 0,5 \cdot \frac{650}{1,7} = 802,9 \text{ kN/schot}$$

$$D_{\text{optr}} = 4,0 \cdot 1375,2 = 5500,8 \text{ kN/schot}$$

Per schot moet er derhalve 4698 kN door wapening worden opgenomen. Voor beugels  $\varnothing 25$  levert dat een beugelafstand:

$$t = \frac{0,85 \cdot 4,2 \cdot 982 \cdot 400}{1,7 \cdot 4698} = 176 \text{ mm.}$$

Neem  $t = 150 \text{ mm}$  over 2100 mm.

Neem  $t = 200 \text{ mm}$  over 2000 mm.

Neem  $t = 300 \text{ mm}$  over rest van de wandhoogte.

Deze dwarskrachtwapening kan tijdens het ondergrouten tevens fungeren als momentwapening, omdat dan de volledige dwarskracht nog niet werkt.

#### II-4. Vormgeving moten sluishoofd

In het voorgaande zijn de sluismoten voorde verlenging volledig gedimensioneerd. Het betrof daarbij de drie moten, welke in de eindfase gaan fungeren als een deel van de kolk. Behalve deze drie moten moeten er nog twee moten geplaatst worden, die tesamen het nieuwe sluishoofd gaan vormen. Hiertoe worden de beide moten na het afzinken en funderen op elkaar aangespannen, opdat ze als monoliete constructie werken. Dit nieuwe sluishoofd omvat het omloopriool en de gehele woelkelder. Het nieuwe sluishoofd krijgt dus dezelfde vormgeving als het bestaande hoofd. Dit was een vereiste, aangezien de bestaande bovendeuren naar het nieuwe hoofd worden overgezet.

Het bovenstaande met betrekking tot de woelkelder en het omloopriool is onmiddelijk te vertalen in een extra betongewicht. Er is derhalve extra drifvermogen vereist. De vormgeving van het nieuwe sluishoofd is feitelijk onmogelijk zonder nader onderzoek naar de inwendige krachten in alle levensfasen van de constructie. Het doorrekenen van een dergelijke constructie is alleen mogelijk met geavanceerde theorieën zoals de elementenmethode of modelonderzoek. In het navolgende zal daarom worden uitgegaan van een mogelijke vormgeving, welke goed aansluit op de overige moten.

In de figuren BII-7, BII-8 en BII-9 is de gedachte vormgeving van de hoofdmoten weergegeven. Uitgangspunt bij de keuze van deze vormgeving is gelegen in het feit, dat de buitenste 3,9 m van de wand m.b.v. de bekisting van de kolkmoten kunnen worden gestort. De vrije ruimte in het andere deel van 2,5 m is afgeleid uit het bestaande sluishoofd. Deze maat geldt namelijk voor het omloopriool. De totale breedte van de hoofdmoten komt op 30,0 m, hetgeen mogelijk is (kolklengthe oude sluis = 136,0 m) doordat de kolkmoedt <sup>wanden</sup> minder breed

zijn dan de maximale waarde van 5,6 m.

Voor de aangenomen vormgeving zonder rekening te houden met het gewicht van de woelkelder is een moottgewicht te berekenen van 27606 kN. (Dit gewicht geldt voor de vijfde moott, welke het grootste deel van de woelkelder bevat). Het drijfvermogen van de moott bij een maximaal toegestane diepgang van 8,0 m bedraagt 28800 kN. Dit betekent, dat er voor de constructie van de woelkelder 1194 kN resteert. Dit is veel te weinig, immers slechts  $47,8 \text{ m}^3$  voor een 16 m breed betondek.

Wordt ervan uitgegaan dat het mogelijk is om de woelkelder te construeren als een ijle constructie (zie fig. BII-10) dan is er nog altijd ongeveer 5000 kN extra drijfvermogen nodig. Dit extra drijfvermogen is op een aantal manieren te verkrijgen:

- a. Vergroten wanddikte; deze methode is weinig effectief, omdat een groot deel van het extra drijfvermogen nodig is voor het extra wandgewicht.
- b. Gebruik drijvende bok van 500-1000 ton; deze methode is zeker afdoende, maar vermoedelijk erg duur.
- c. Gebruik pontons; werking overeenkomstig aan die van de bok. Het bevestigen van deze pontons aan de moten kan in de oude sluis tot problemen aanleiding geven.

De keuze tussen de pontons en de drijvende bok zal afhankelijk zijn van uitvoeringstechnische en economische overwegingen. Het is mogelijk dat een drijvende bok toch al aanwezig is vanwege andere werkzaamheden. Zeker is wel, dat de hoofdmoten in de oude sluis wel op moeten drijven. De diepgang bedraagt dan 9,39 m voor een extra gewicht van 5000 kN.

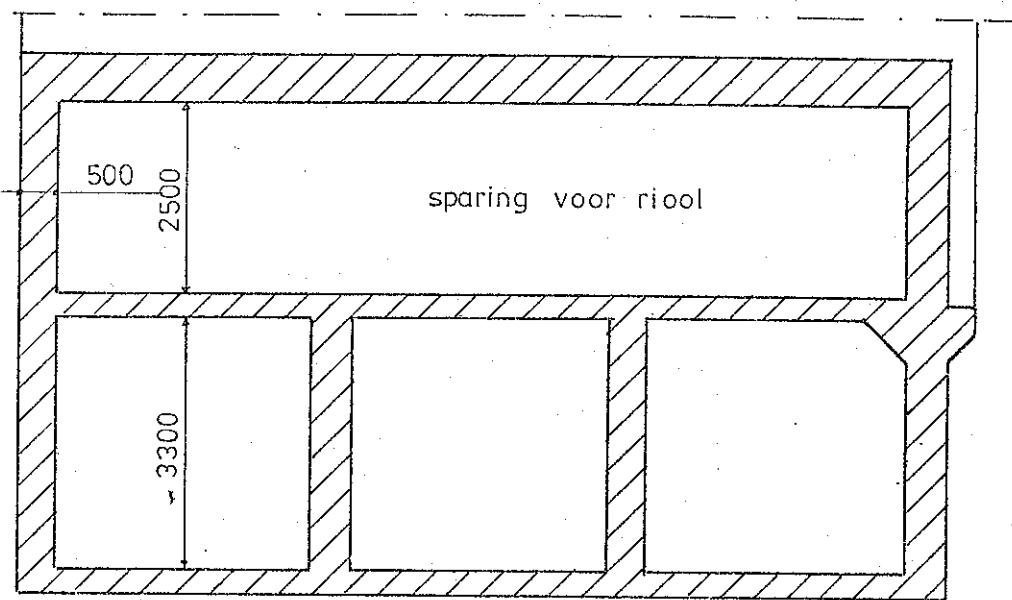


Fig. BII-7. Vormgeving wand in vijfde moot, welke fungeert als deel van het sluishoofd.  
Doorsnede onder woelkelderdek.

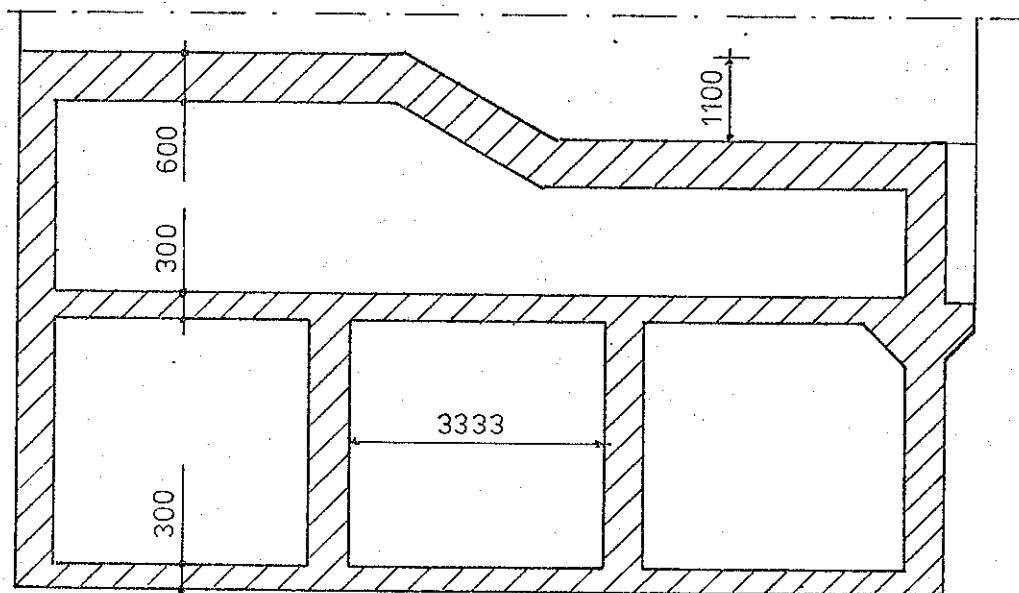


Fig. BII-8. Idem, maar nu doorsnede net boven  
dek woelkelder.

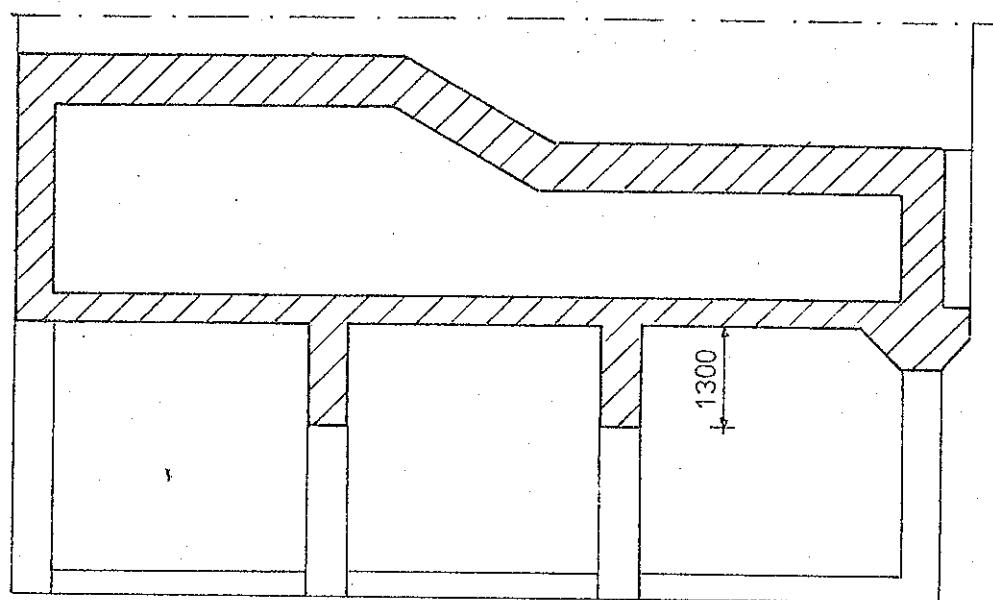


Fig. BII-9. Idem, maar nu ruim boven dek woelkelder

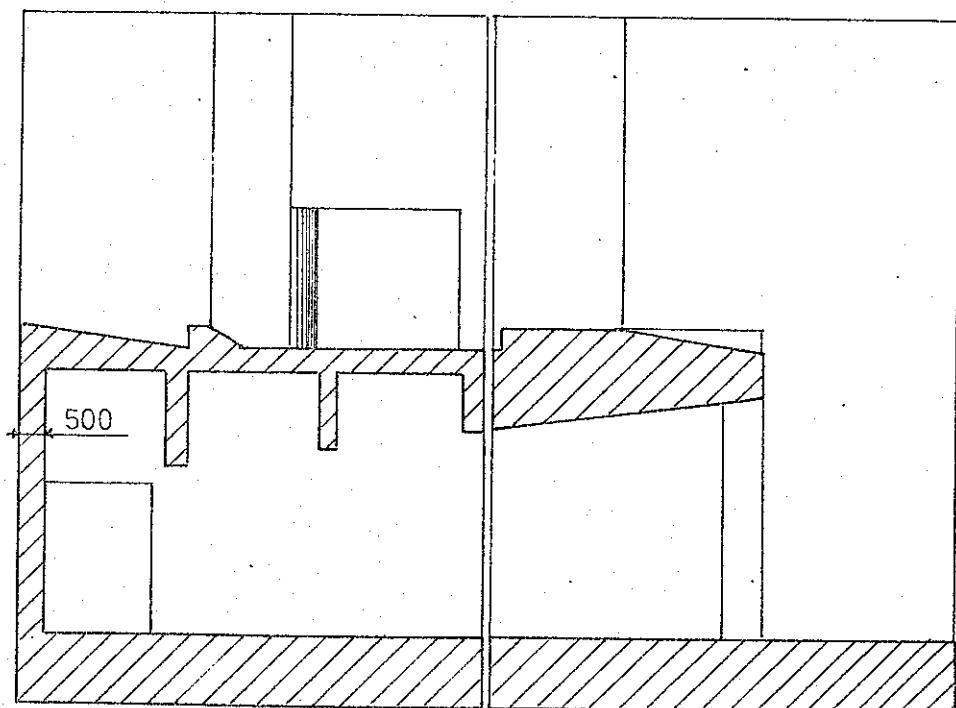


Fig BII-10. Opzet van de nieuwe woelkelder als ijle constructie.

Na het afzinken en funderen van de beide moten, welke tesamen het sluishaofd moeten vormen, worden de delen op elkaar afgespannen. Hierbij worden voorspankabels door de buitenste dwarsschotten heengeleid (binnen het deel met de verlaagde waterstand i.v.m. de op te roepen waterdruk).

Tevens worden dan de bedieningsvloeren en de tussenwanden in het hoofd geconstrueerd. Dit was nagelaten in verband met het mootgewicht. De openingen van het riool zijn afgesloten, zodat de ruimte in de wand droog blijft staan na afzinken. Deze ruimte is dan tevens te gebruiken als werkruimte voor het ondergrouten.

#### Nadere beschouwing extra drijvend vermogen

Op bladzijde 74 is reeds aangegeven op welke wijze de moten van het bovenhoofd zowel kunnen worden getrimd als worden voorzien van extra drijfvermogen. Hier zal worden nagegaan welke gevolgen het gebruik van een drijvende bok danwel het toepassen van pontons heeft.

#### Drijvende bok

Allereerst zal moeten worden bepaald, welk moment door het excentrische gewicht van de wolkelder wordt veroorzaakt en het extra gewicht van de wolkelder op zich. Dit gebeurt aan de hand van figuur BII-10 onder de veronderstelling, dat het betongewicht van de wanden en de vloer symmetrisch over de moat is verdeeld (dit klopt bij benadering).

Bepaling aangrijppingspunt gewicht wolkelder:

$$16 \cdot 0,50 \cdot 7,45 = 59,6 \text{ m}^3 \cdot 5,75 = 342,7 \text{ m}^4$$

$$16 \cdot 0,50 \cdot 12,00 = 96,0 \cdot 0,00 = 0,0$$

$$16 \cdot 0,50 \cdot 2,50 = 20,0 \cdot 2,00 = 40,0$$

$$16 \cdot 0,50 \cdot 2,00 = 16,0 \cdot -2,00 = -32,0$$

$$16 \cdot 0,50 \cdot 1,50 = 12,0 \cdot -5,75 = -69,0$$

$$\text{Inhoud} = 203,6 \text{ m}^3 \quad S = 281,7 \text{ m}^4$$

Voor de laatste moot geldt dan:

$$z = S/I = 281,7/203,6 = 1,38 \text{ m links van het midden}$$

van de moot

$$\text{woelkeldergewicht} = 203,6 \cdot 25 = 5090 \text{ kN}$$

$$\text{Moment} = 1,38 \cdot 5090 = 7024,2 \text{ kNm}$$

Er is al een extra drijfvermogen van ongeveer 1194 kN aanwezig. De drijvende bok moet derhalve een opwaartse kracht van  $5090 - 1194 = 3896 \text{ kN}$  leveren.

Om de moot tevens te trimmen moet deze bokkracht zijn aangrijpingspunt hebben op:

$$7024,2/3896 = 1,80 \text{ m uit het midden van de moot.}$$

Het gebruik van een drijvende bok heeft enkele nadelen:

- de assistentie van de drijvende bok is vereist vanaf het moment van opdrijven tot het moment van plaatsen op waterdruk. Deze periode is sterk afhankelijk van de in deel C nader te bespreken wijze van uitvoeren van de afzinkfase. Bij het gelijktijdig opdrijven van beide hoofdmotoren zouden twee bokken vereist zijn. Dit is zonder meer een onmogelijke investering.
- Door de naastliggende bok is de minimale maat van het samenstel moot-bok niet meer 12,0 m, maar 30,0 m. Voor het drijvende transport betekent dit meer sleepboothulp en de noodzakelijke verwijdering van een meerpaal uit de bovenvoorhaven. De andere moten kunnen immers wel tussen twee meerpalen door (minimale breedte moot = 12,0 m).

#### Pontons

Pontons hebben het grote voordeel boven een drijvende bok, dat het 'dood metaal' is, m.a.w. een ponton is op zich geen specifiek werktuig, waardoor de afschrijving gering is. Bij het gelijktijdig opdrijven van beide hoofdmotoren zal het gebruik van pontons derhalve zeker de

voordeur verdienken boven een drijvende bok.

In figuur BII-11 is het werkingsschema van de pontons te zien.

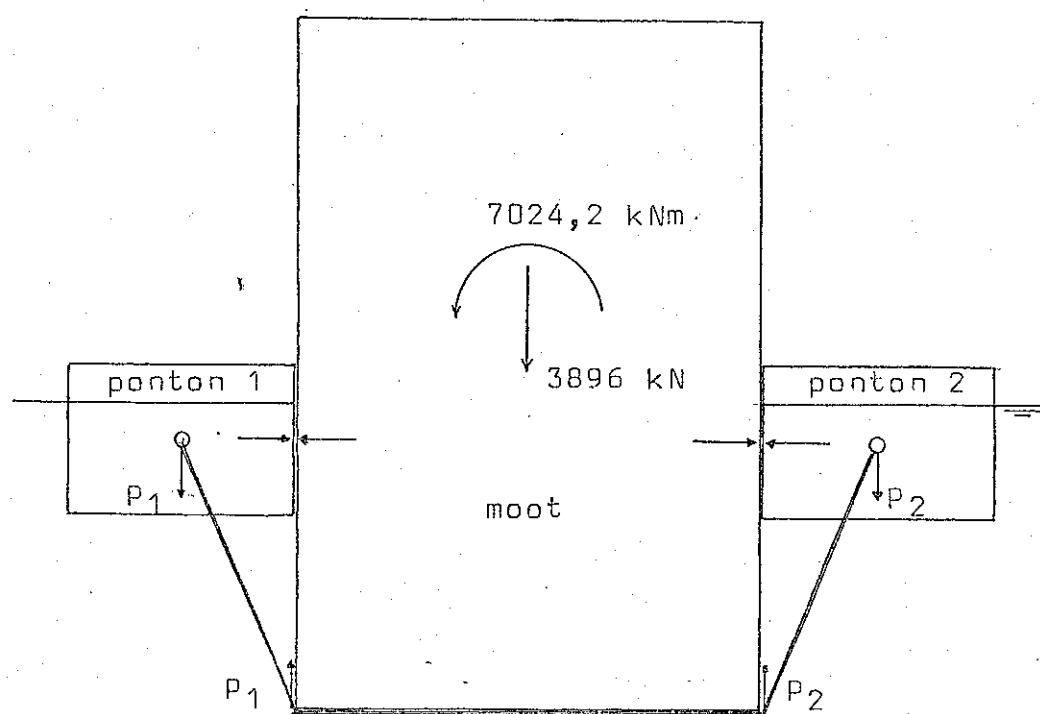


Fig. BII-11. Werkingsschema pontons.

Er geldt nu bij benadering:

$$P_1 - P_2 = 7024,2 / 12,0 = 585,4 \text{ kN}$$

$$P_1 + P_2 = 3896 \text{ kN}$$

$$\text{Hieruit volgt: } P_1 = 2240,7 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1655,3 \text{ kN}$$

De ponton aan deze zijde van de vorige moot moet in de kolk van de vorige moot kunnen passen bij de afzinkfase, m.a.w. de lengte van deze ponton mag niet groter zijn dan ongeveer 14,0 m.

De waterdiepte boven het sluishoofd van de oude kolk is 4 - 5 m. Een ponton met een maximale diepgang van 3,0 m heeft dan voldoende keelclearance.

Er wordt een nuttige diepgang van 2,0 m verondersteld. De breedte van de 'voeg'-moet wordt dan minimaal:

$$1655,3 / (14,0 \cdot 2,0 \cdot 10) = 5,91 \text{ m}$$

Een ponton met afmetingen  $14,0 \times 6,0 \text{ m}^2$  voldoet dus.

Aan de andere zijde van de moet kan een willekeurig ponton worden gebruikt. De lengte van het ponton moet echter wel kleiner zijn dan 30,0 m (breedte van de moet). Een ponton met afmetingen van  $20,0 \times 6,0 \text{ m}^2$  is dan groot genoeg.

Ook bij het toepassen van pontons moet er een meerpaal uit de bovenvoorhaven verwijderd worden.

## HOOFDSTUK III PROBABILISTISCHE BESCHOUWING SLUISGEWICHT

### III-1. Algemeen

In het voorgaande is voor de sluismoten steeds uitgegaan van een gewicht van 23424 kN. In de berekening is dit gewicht terug te vinden in wand- en vloerdiktes. Op het tekenbord is iedere maat tot op de milimeter nauwkeurig aan te geven; de werkelijkheid is echter wel even anders. Bij het stellen van de bekisting is een nauwkeurigheid van een milimeter volslagen onmogelijk, terwijl tijdens het storten de bekisting onder invloed van de vloeibare beton (hydrostatische druk) zal gaan vervormen. De optredende vervormingen en maatafwijkingen zullen in de praktijk in de orde van een centimeter of meer zijn. Dit heeft gevolgen voor het totale mootgewicht. Gezien de geringe keelclearance (5%) van 0,40 m is het zinvol om eens de invloed van die maatafwijkingen op het gewicht na te gaan, ofwel om te kijken of de moten niet teveel diepgang krijgen.

Een theorie, welke ingaat op de maatafwijkingen in de praktijk, is de probabilistische methode. Bij deze methode is het mogelijk voor elke variabele in een berekening de variantie van die variabele in deze berekening mee te nemen. In de theorie van de probabilistische methoden kent men drie niveaus van berekening:

Niveau III: Exacte probabilistische berekening

Niveau II : Benaderende probabilistische berekening

Niveau I : Ontwerpmethoden uit de voorschriften

Bij de behandeling van het hier gestelde probleem wordt gebruik gemaakt van een niveau II-berekening, welke het voordeel heeft eenvoudig toepasbaar te zijn en snel inzicht geeft in de bijdragen van de verschillende variabelen (wanddikte, vloerdikte, etc.) aan de faalkans.

Onder faalkans verstaan we hier niet voldoende opdrijven van de moten. De gehanteerde niveau II-methode maakt gebruik van de gemiddelde waarden van de variabelen en wordt om die reden meestal aangeduid met de term 'mean value'-methode. Op het grote bezwaar van deze methode zal later worden ingegaan.

### III-2. Opzet berekening

Het moetgewicht is zoals gezegd terug te vinden in de vormgeving van vloer en wanden. In de voorgaande dimensionering van de moten is daarbij als volgt geredeneerd:

$$\text{Mootgewicht} = \text{vloergewicht} + \text{wandgewicht}$$

$$\text{Mootgewicht} = \text{vloergewicht} + \text{som}(\text{wandgewichten in sluiswands})$$

De gewichten zijn daarna direct gekoppeld aan afmetingen. Door nu de bovenstaande redenatie terug te volgen onder medeneming van de maatafwijkingen, dan is het resultaat een afwijking in het mootgewicht. De mean value-methode geeft deze afwijking in de vorm van een standaard-afwijking zodat de kans van optreden van een bepaald mootgewicht bepaald kan worden.

De mean value-methode gaat uit van een betrouwbaarheidsfunctie  $Z$ , welke een functie is van alle variabelen in de berekening. In het hier beschouwde geval heeft  $Z$  de vorm:  $Z = \text{mootgewicht} + \text{drijfvermogen}$

De faalkans is dan te interpreteren als de kans dat  $Z$  kleiner dan 0 is.

Nu is bij een drijvend object het gewicht altijd gelijk aan het drijfvermogen en zou  $Z$  altijd gelijk aan 0 zijn, maar door beide componenten als functies van de variabelen te schrijven is na het invullen van een bepaalde diepgang na te gaan hoeveel kans hierop is.

Allereerst worden nu een aantal begrippen ingevoerd.

$\mu_Z$  = gemiddelde waarde van  $Z = Z$  (gemiddelden v var.)

$\sigma_Z$  = standaard-afwijking van  $Z$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sum_{i=1}^n (dz/dx_i)^2 \sigma_{x_i}^2}$$

$$\beta = \text{betrouwbaarheidsindex} = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$$

Met behulp van de betrouwbaarheidsindex kan in de tabel voor normaal verdeelde kansdichthesen de faalkans worden afgelezen.

### III-3. Uitwerking berekening

In figuur BIII-1 is de herkomst van de verschillende variabelen terug te vinden. Vervolgens is voor iedere variabele de gemiddelde waarde en de standaard-afwijking (geschat) gegeven.

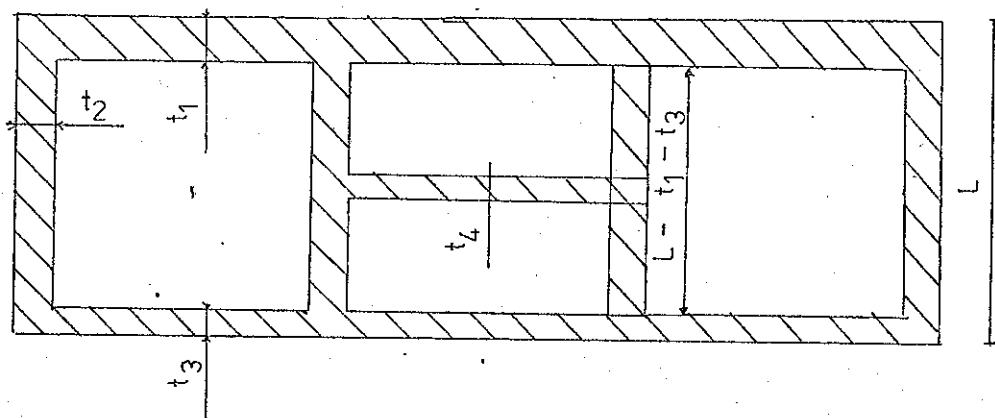


Fig. BIII-1-a

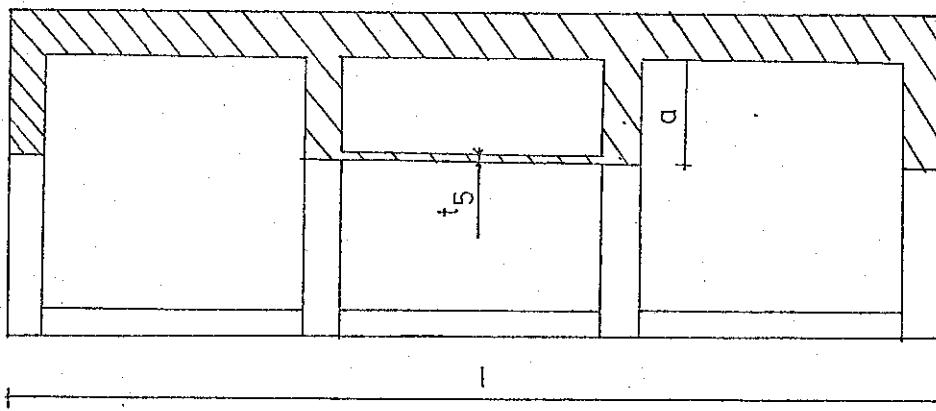


Fig. BIII-1-b

	$\mu_i$	$\sigma_i$
K :	16,0 m	0,02 m
l :	12,0 m	0,02 m

	$\mu_i$	$\sigma_i^2$
$h$ :	1,70 m	0,02 m
$b$ :	25,00 kN	0,10 kN
$L$ :	4,20 m	0,02 m
$h_t$ :	16,20 m	0,02 m
$h_o$ :	8,10 m	0,02 m
$t_1$ :	0,60 m	0,01 m
$t_2$ :	0,50 m	0,01 m
$t_3$ :	0,30 m	0,01 m
$t_4$ :	0,30 m	0,01 m
$t_5$ :	0,20 m	0,01 m
$a$ :	1,30 m	0,01 m
$d$ :	8,00 m	(diepgang)

Het gemiddelde van de functie  $Z \mu_z$  is gelijk aan nul, immers de meet is op de gemiddelde diepgang van 8,0 m gedimensioneerd. De enige benodigde waarde voor het bepalen van de faalkans is dan nog  $\sigma_z^2$ . Hiertoe beschouwen we steeds een meetonderdeel.

### Vloer

$$Z_{vloer} = -(k \cdot l \cdot h \cdot b + 2 \cdot L \cdot 0,75 \cdot h \cdot l \cdot b) + f(d)$$

$x_i$	$dz/dx_i$	$((dz/dx_i) \cdot \sigma_i)^2$
$k$	$-(l \cdot h \cdot b) = -510$	104,04
$l$	$-(k \cdot h \cdot b + 1,50 \cdot L \cdot h \cdot b) = -947,75$	359,29
$h$	$-(k \cdot l \cdot b + 1,50 \cdot L \cdot l \cdot b) = -6690,0$	17902,44
$b$	$-(k \cdot l \cdot h + 1,50 \cdot L \cdot h \cdot l) = -454,92$	2069,52
$L$	$-(1,50 \cdot h \cdot l \cdot b) = -765,0$	234,09

$$\sigma_{z,vl}^2 = 20669,38$$

$$\text{Hieruit volgt: } \sigma_{z,vl} = 143,77 \text{ kN}$$

$$\mu_{z,vl} = 11373 \text{ kN}$$

Nu wordt voor de wanden op dezelfde wijze de  $\sigma_{z,wd}^2$  bepaald waarna met de formule  $\sigma_z^2 = \sigma_{z,vl}^2 + \sigma_{z,wd}^2$  de totale standaard-afwijking volgt voor het meetdeel.

Wanden

$$Z_{\text{wand}} = -\{2 \cdot 1 \cdot t_1 \cdot b \cdot h_t + 2 \cdot 1 \cdot t_3 \cdot b \cdot h_o + 8(L-t_1-t_3) \cdot b \cdot h_o \cdot t_2 + \\ 2(1-4 \cdot t_2)/3 \cdot t_4 \cdot (t_4 \cdot h_o + t_5 \cdot (h_t - h_o)) \cdot b + \\ 8 \cdot a \cdot t_2 \cdot b \cdot (h_t - h_o - t_1 - a + L) + 0,5 \cdot (L-t_1-a)^2 \cdot b \cdot t_2 \cdot 8\} - f(d)$$

$x_i$	$dz/dx_i$	$((dz/dx_i)\sigma_i)^2$
1	$-(2 \cdot t_1 \cdot b \cdot h_t + 2 \cdot t_3 \cdot b \cdot h_o + 0,67 \cdot t_4 \cdot (t_4 \cdot h_o + t_5 \cdot (h_t - h_o)) \cdot b) = -1281,83$	657,23
$t_1$	$-(2 \cdot 1 \cdot b \cdot h_t + 8 \cdot b \cdot h_o \cdot t_2 + 8 \cdot a \cdot t_2 \cdot b + 4 \cdot (L-t_1-a) \cdot b \cdot t_2) = -8665$	7508,22
b	wandgewicht/b = $12051/25 = 482,04$	2323,63
$h_t$	$-(2 \cdot 1 \cdot t_1 \cdot b + 2(1-4 \cdot t_2)/3 \cdot t_5 \cdot b + 8 \cdot a \cdot t_2 \cdot b) = -523,3$	109,54
$t_3$	$-(2 \cdot 1 \cdot b \cdot h_o - 8 \cdot b \cdot h_o \cdot t_2) = -4050$	1640,25
$h_o$	$-(2 \cdot 1 \cdot t_3 \cdot b + 8(L-t_1-t_3) \cdot b \cdot t_2 + 2(1-4 \cdot t_2)/3 \cdot (t_4-t_5) \cdot b + 8 \cdot a \cdot t_2 \cdot b) = -396,65$	62,93
L	$-(8 \cdot b \cdot h_o \cdot t_2 + 8 \cdot a \cdot t_2 \cdot b + 4 \cdot (L-t_1-a) \cdot b \cdot t_2) = -1055$	445,21
$t_2$	$-(8(L-t_1-t_3) \cdot b \cdot h_o - 8/3 \cdot (t_4 \cdot h_o + t_5 \cdot (h_t - h_o)) \cdot b + 8 \cdot a \cdot b \cdot (h_t - h_o - t_1 - a + L) + 4 \cdot (L-t_1-a)^2 \cdot b) = -7035$	4949,12
$t_4$	$-(2(1-4 \cdot t_2)/3 \cdot h_o \cdot b) = -1348,65$	181,89
$t_5$	$-(2(1-4 \cdot t_2)/3 \cdot (h_t - h_o) \cdot b) = -899,10$	80,84
a	$-(8 \cdot t_2 \cdot b \cdot (h_t - h_o - t_1 - a + L) - 8 \cdot a \cdot t_2 \cdot b + 4 \cdot (L-t_1-a) \cdot b \cdot t_2) = -305$	9,30

$$\sigma_{z,wd}^2 = 17968,16$$

$$\text{Hieruit volgt: } \sigma_{z,wd} = 134,05 \text{ kN}$$

$$\mu_{z,wd} = 12051 \text{ kN}$$

## diepgang

Het drijfvermogen is ook afhankelijk van het voorkomen van maatafwijkingen. De berekening gaat hiervoor als volgt:

$$Z_{\text{drijf}} = f(d) = 10 \cdot d \cdot (k + 2 \cdot L) \cdot 1$$

De soortelijke massa van het water wordt constant verondersteld.

$x_i$	$dz/dx_i$	$((dz/dx_i)\sigma_i)^2$
k	$10 \cdot d \cdot 1 = 120 \cdot d$	$5,76 \cdot d^2$
L	$10 \cdot d \cdot 1 \cdot 2 = 240 \cdot d$	$23,04 \cdot d^2$
1	$10 \cdot d \cdot (k + 2 \cdot L) = 244 \cdot d$	$23,81 \cdot d^2$
$\sigma_{z,d}^2 =$		$52,61 \cdot d^2$

$$\text{Hieruit volgt: } \sigma_{z,d} = 7,25 \cdot d \text{ kN}$$

$$\mu_{z,d} = 2928 \cdot d \text{ kN}$$

## Betrouwbaarheidsfunctie Z

Er was al vastgesteld dat  $\mu_z = 0$ , omdat de mocht op het gemiddelde drijfvermogen is gedimensioneerd.

Voor de standaard-afwijking  $\sigma_z$  geldt:

$$\begin{aligned}\sigma_z^2 &= \sigma_{z,vl}^2 + \sigma_{z,wd}^2 + \sigma_{z,d}^2 \\ &= 20669,38 + 17968,16 + 52,61 \cdot d^2\end{aligned}$$

Voor de invulling van een d-waarde is nu voor dat geval een  $\mu_z$  en een  $\sigma_z$  te vinden. Hiermee valt een  $\beta$ -waarde te berekenen, welke door aflezing uit de tabel in fig. BIII-2 de faalkans oplevert:

$$d = 8,00 \text{ m: } \mu_z = 0$$

$$\sigma_z = 204,95 \text{ kN}$$

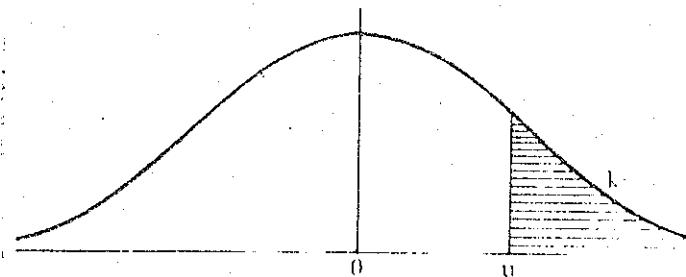
$$\beta = 0 \rightarrow \text{faalkans } P_b = 0,50$$

$$d = 8,05 \text{ m: } \mu_z = 146,4 \text{ kN}$$

$$\sigma_z = 205,05 \text{ kN}$$

$$\beta = 146,4 / 205,05 = 0,714 \rightarrow P_b = 0,237$$

TABEL VAN DE STANDAARD-NORMALE VERDELING



overschrijdingskansen:  
waarden van  $k \cdot 10^4$  voor  
 $u = 0,00(0,01)3,49$   
met  $\int_u^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2}} dx = k$

u	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	5000	4960	4920	4880	4840	4801	4761	4721	4681	4641
0,1	4602	4562	4522	4483	4443	4404	4364	4325	4286	4247
0,2	4207	4168	4129	4090	4052	4013	3974	3936	3897	3859
0,3	3821	3783	3745	3707	3669	3632	3594	3557	3520	3485
0,4	3446	3409	3372	3336	3300	3264	3228	3192	3156	3121
0,5	3085	3050	3015	2981	2946	2912	2877	2843	2810	2776
0,6	2743	2709	2676	2643	2611	2578	2546	2514	2483	2451
0,7	2420	2389	2358	2327	2296	2266	2236	2206	2177	2148
0,8	2119	2090	2061	2033	2005	1977	1949	1922	1894	1867
0,9	1841	1814	1788	1762	1736	1711	1685	1660	1635	1611
1,0	1587	1562	1539	1515	1492	1469	1446	1423	1401	1379
1,1	1357	1335	1314	1292	1271	1251	1230	1210	1190	1170
1,2	1151	1131	1112	1093	1075	1056	1038	1020	1003	0985
1,3	0968	0951	0934	0918	0901	0885	0869	0853	0838	0823
1,4	0808	0793	0778	0764	0749	0735	0721	0708	0694	0681
1,5	0668	0655	0643	0630	0618	0606	0594	0582	0571	0559
1,6	0548	0537	0526	0516	0505	0495	0485	0475	0465	0455
1,7	0446	0436	0427	0418	0409	0401	0392	0384	0375	0367
1,8	0359	0351	0344	0336	0329	0322	0314	0307	0301	0294
1,9	0287	0281	0274	0268	0262	0256	0250	0244	0239	0233
2,0	0228	0222	0217	0212	0207	0202	0197	0192	0188	0183
2,1	0179	0174	0170	0166	0162	0158	0154	0150	0146	0143
2,2	0139	0136	0132	0129	0125	0122	0119	0116	0113	0110
2,3	0107	0104	0102	0099	0096	0094	0091	0089	0087	0084
2,4	0082	0080	0078	0075	0073	0071	0069	0068	0066	0064
2,5	0062	0060	0059	0057	0055	0054	0052	0051	0049	0048
2,6	0047	0045	0044	0043	0041	0040	0039	0038	0037	0036
2,7	0035	0034	0033	0032	0031	0030	0029	0028	0027	0026
2,8	0026	0025	0024	0023	0023	0022	0021	0021	0020	0019
2,9	0019	0018	0018	0017	0016	0016	0015	0015	0014	0014
3,0	0013	0013	0013	0012	0012	0011	0011	0011	0010	0010
3,1	0010	0009	0009	0009	0008	0008	0008	0008	0007	0007
3,2	0007	0007	0006	0006	0006	0006	0006	0005	0005	0005
3,3	0005	0005	0004	0004	0004	0004	0004	0004	0004	0003
3,4	0003	0003	0003	0003	0003	0003	0003	0003	0003	0002

Fig. BIII-2. Tabel van de standaard-normale verdeling

$$d = 8,10 \text{ m: } \mu_z = 292,8 \text{ kN}$$

$$\sigma_z = 205,16 \text{ kN}$$

$$\beta = 292,8 / 205,16 = 1,427 \rightarrow P_b = 0,076$$

$$d = 8,15 \text{ m: } \mu_z = 439,2 \text{ kN}$$

$$\sigma_z = 205,26 \text{ kN}$$

$$\beta = 439,2 / 205,26 = 2,140 \rightarrow P_b = 0,017$$

$$d = 8,20 \text{ m: } \mu_z = 585,6 \text{ kN}$$

$$\sigma_z = 205,37 \text{ kN}$$

$$\beta = 585,6 / 205,37 = 2,851 \Rightarrow P_b = 0,002$$

Een zelfde verdeling wordt gevonden voor waarden kleiner dan  $d = 8,0 \text{ m}$ . In figuur BIII-3 is het resultaat weergegeven.

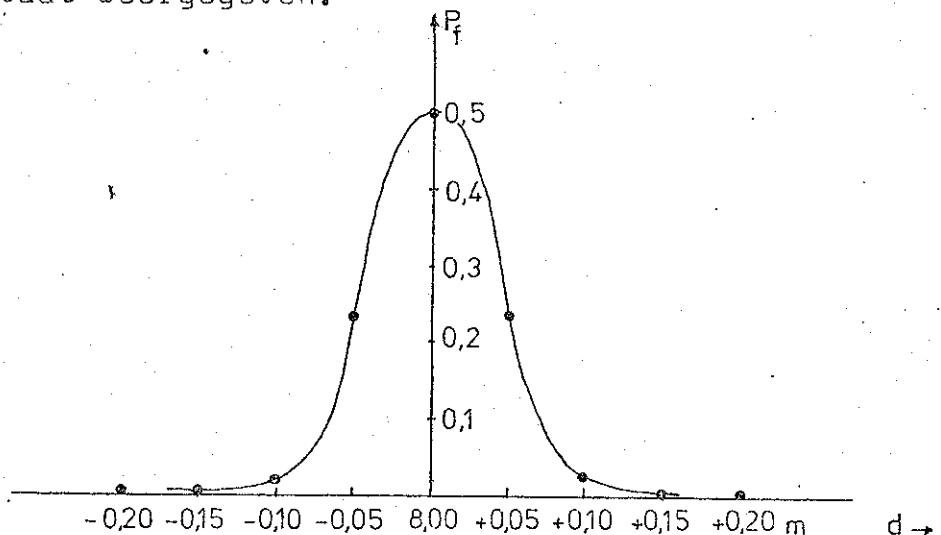


Fig. BIII-3. Resultaat probabilistische berekening.

Uit de berekening blijkt, dat er 23,7 % kans is dat de moten een diepgang hebben van groter dan 8,05 m. Voor de vijf moten zal hiermee dus zeker rekening worden gehouden door het inmeten van de moten nadat ze in de oude kolk zijn opgedreven. Zonodig kan het kanaalpeil makkelijk ongeveer 0,20 m verhoogd worden ( $\pm 7$  sluisvullingen van de sluizen te Born). De kans dat de moten een diepgang van 8,20 m te boven gaan is slechts 0,2 %, zodat deze methode voldoende zeker is.

Het heeft desondanks toch zin om na te gaan of door een betere maatvoering gedurende de uitvoering de diepgang beter in de hand te houden is. De mean value-methode geeft hier snel inzicht in. Bekijken we de berekening van de standaard-afwijking voor  $Z_{vloer}$  dan blijkt dat de maatafwijking in de vloerdikte maar liefst voor  $\frac{17902,44}{20669,38} \cdot 100\% = 86,6\%$  bedraagt aan de totale

gewichtsafwijking van de mootvloer. Voor de wanden geldt hetzelfde voor de afwijking in de wanddikte van de scheepskerende wand met 41,8% van de totale afwijking voor de wand.

Voor de vloerdikte is een standaard-afwijking van 0,02 m aangehouden. Deze waarde mag zeker niet kleiner genomen worden, omdat bij het betonstorten de betondekking moeilijk te controleren valt en de bovenkant van de vloer nooit geheel vlak zal zijn. Hier valt dus geen winst te behalen. Ook voor de scheepskerende wand ( $\sigma = 0,01 \text{ m}$ ) kan de maatafwijking niet scherper genomen worden gezien de vervormingen van de bekisting. Het voordeel van de mean-value-methode is nu dat verdere controle van de andere maatafwijkingen overbodig is, omdat de bijdrage hiervan aan de totale gewichtafwijking klein zal zijn.

De conclusie van de probabilistische beschouwing mag zijn, dat zeker rekening moet worden gehouden met een te grote diepgang. Het extreem doorvoeren van een nauwkeurige maatvoering is duur en heeft te weinig resultaat. De oplossing moet gezocht worden in het tijdelijk vergroten van de waterdiepte met ongeveer 0,20 m.

De gebruikte mean value-methode behoeft nog enkele kritische kanttekeningen. Ten eerste is voor deze methode de onafhankelijkheid van de gebruikte variabelen vereist. Hieraan wordt niet geheel voldaan, omdat maatafwijkingen in de vloer doorwerken in de wand. De invloed hiervan is verwaarloosd. Ten tweede is de gevonden faalkans bij de mean value-methode afhankelijk van de vorm, waarin de betrouwbaarheidsfunctie is geschreven. Deze variantie in de uitkomst kan worden weggenomen met behulp van een verfijnde methode, welke via een iteratieproces de maximale faalkans oplevert. De werkelijke faalkans zal dus groter zijn dan de hier gevonden, maar de gevonden kleine kans op een diepgang groter dan 8,20 m maakt een nauwkeuriger uitkomst voor praktische doeleinden overbodig.

3-38

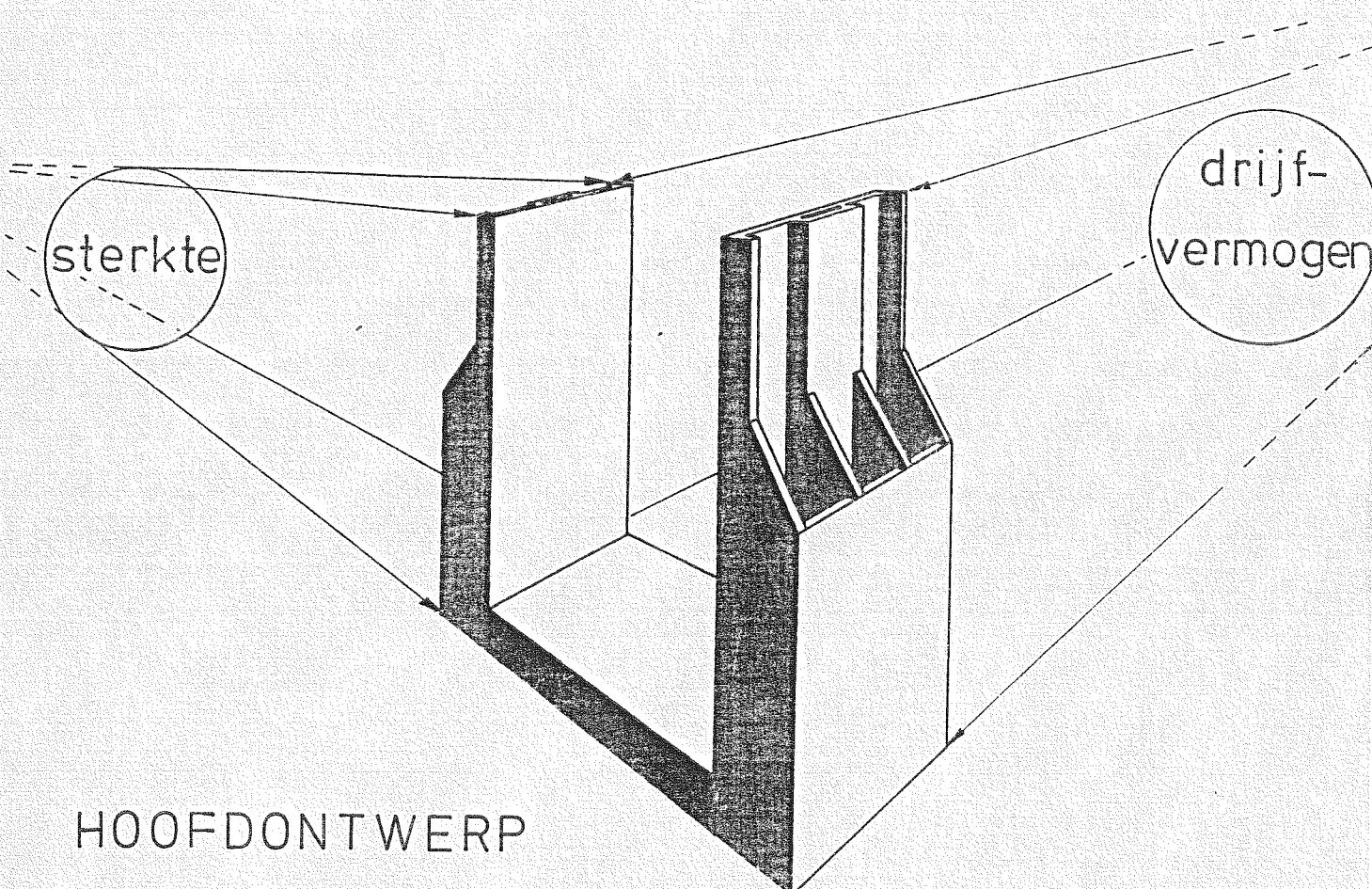
a,b,c,d,e,f



A.A.T. Onderwijs Techniek

TU Delft

# DE CONSTRUCTIE VAN EEN DUWVAARTSLUIS TE MAASBRACHT



HOOFDONTWERP  
DEEL C

A. F. PRUIJSSERS

Onder begeleiding van:  
prof. ir. A. Glerum  
ir. J. Schippers

okt., 1982

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT

## INHOUDSOPGAVE DEEL C HOOFDONTWERP:

### DE AFZINK- EN FUNDERINGSFASE

Hoofdstuk I: blz.

I-1. Algemeen 1

Hoofdstuk II: Damwandberekening en grondwaterstroming

II-1. Opzet berekening 3

II-2. Damwandberekening voor ontgraven  
situatie zonder grondwaterstroming 4

II-3. Berekening grondwaterstroming 8

II-4. Damwandberekening voor ontgraven  
situatie met grondwaterstroming 18

II-5. Berekening ankerwanden 21

II-6. Methoden om de waterdichtheid van  
het kanaalpand te herstellen 27

Hoofdstuk III: De afzink- en funderingsfase

III-1. De afzinkprocédure; algemeen 38

III-2. Wijze van afzinken 42

III-4. Funderingsfase 55

Hoofdstuk IV: Het bouwdok

IV-1. Algemeen 61

IV-2. Opzet dijk rond bouwdok 63

IV-3. Ophrijven van de sluismoten 69

## BIJLAGEN:

BIJLAGE I: Theoretische achtergrond van  
het grondwaterstromingsprogramma  
SOFIA-102 71

Literatuurlijst voor gehele hoofdontwerp 74

## DEEL C

### DE AFZINK- EN FUNDERINGSFASE VAN DE GEPREFABRICEERDE MOTEN.

#### HOOFDSTUK I

##### I-1. Algemeen

In dit deel van het hoofdontwerp zal nader worden ingegaan op de activiteiten, welke verricht moeten worden teneinde de geprefabriceerde sluismoten voor de te verlengen sluis te kunnen afzinken. Deze activiteiten zijn op te splitsen in twee hoofdgroepen, te weten:

- I. De activiteiten verricht ter plaatse van de oude sluis, welke fungeert als bouwdok voor de sluismoten.
- II. De activiteiten gericht op het gereed maken van het funderingsbed van de sluisverlenging.

De activiteiten, welke behoren tot groep I, zullen in dit deel slechts summier ter sprake komen. Van deze groep zal de algemene opzet van het bouwdok en dan nog met name toegespitst op de fase van het opdrijven van de moten worden behandeld.

Het accent van de behandeling van de activiteiten zal derhalve gelegen zijn bij het funderingsbed van de sluisverlenging. Als activiteiten zijn hierbij te onderscheiden:

- a. Het heien van een damwand achter de bestaande damwand, welke in de bestaande situatie tevens dienst doet als geleidewerk in de bovenvoorhaven.
- b. Het verwijderen van de oude damwand na het overzetten van de verankering van de damwand van oud naar nieuw.
- c. Het injecteren van de kanaalbodem ter hoogte van het funderingsbed, teneinde tijdens en na de ontgraving

het kanaalpand waterdicht te houden in verband met het feit, dat het kanaal in ophoging gelegen is.

- d. Het ontgraven van de grond tussen de nieuwe damwanden tot op het nieuwe funderingsbed.

De geschatste volgorde van activiteiten komt overeen met de beschreven methode in het vooronderzoek. De activiteiten a en b vormen hierbij slechts een constructief probleem, welke een berekening vereisen. De activiteiten c en d vragen echter om een meer planmatig en kostengerichte aanpak. Het injecteren van een grondlaag is een kostbare en tijdrovende zaak, zeker voor de invaartopening van een sluis. Alternatieven voor deze aanpak dienen derhalve zeker aandacht te krijgen. Men kan hierbij denken aan het laten vervallen van activiteit c.m.a.w. het onmiddelijk ontgraven tot op de funderingslaag (activiteit d). In dat geval is het kanaal niet meer waterdicht gedurende de ontgravingsfase en onmiddellijk daarna. De gevolgen hiervan voor ondermeer de waterstand achter de damwand zal moeten worden nagegaan. De damwandberekening voor activiteit a is dus afhankelijk van de voor de grondwaterstroming gevonden waterstanden (activiteit d). Omgekeerd is de grondwaterstroming afhankelijk van de inheidiepte van de damplanken. De uiteindelijke oplossing zal derhalve gevonden moeten worden met behulp van een iteratief proces of beter een 'trial and error'-proces. Tevens zal moeten worden nagegaan of het totale waterverlies van het kanaal nog wel aanvaardbaar is.

## HOOFDSTUK II. DAMWANDBEREKENING EN GRONDWATERSTROMING

### II-1. Opzet berekening

In hoofdstuk I-1 is naar voren gekomen dat de damwandberekening en de grondwaterstroming in zekere zin gekoppeld waren. De opzet van de berekening is hieraan aangepast. Op enigerlei wijze zal na het ontgraven tot op het funderingsbed de waterdichtheid van het kanaalpand hersteld moeten worden. (de mogelijkheid de funderingslaag vooraf te injecteren is vanuit het oogpunt van de grondwaterstroming niet relevant; dit is de basisoplossing, waarop alternatieven moeten worden ontwikkeld). In dit stadium wordt niet nader ingegaan op de mogelijke uitvoeringswijze van het aanbrengen van de waterafsluitende laag, maar wordt verondersteld, dat in de situatie na het aanbrengen van de ondoorlatende laag de waterstand achter de damwand overeenkomt met de geldende grondwaterstand ( $20,40\text{m+}$ ). Alle gegevens voor een damwandberekening zijn dan aanwezig. Uit deze berekening volgen de minimale inheidiepte en ankerkracht voor een volledig ingeklemde damwand. Met het gevonden moment kan tevens een damplankkeuze worden gemaakt. Het is duidelijk, dat deze damwand ook gedurende de ontgravingsfase (grondwaterstroming) moet voldoen. De damwand behoeft in deze fase niet volledig ingeklemd te zijn, daar de functie van deze wand slechts tijdelijk is (tot na de voltooiing van de sluisverlenging).

Na de keuze van de damplank en de gevonden inheidiepte is een berekening van de grondwaterstroming mogelijk. Hiermee wordt de waterstand achter de damwand berekend. Met deze waterstand wordt opnieuw een damwandberekening opgezet om het gekozen damwandprofiel en de aangehouden inheidiepte te controleren. Voldoet het profiel niet aan het gevonden moment, dan moet of een zwaarder profiel worden gekozen of een andere inheidiepte worden gehanteerd. In het laatste geval begint de berekening weer opnieuw bij de grondwaterstroming.

## II-2. Damwandberekening voor ontgraven situatie zonder grondwaterstroming.

Deze situatie treedt op na het aanbrengen van de waterdichte laag ter hoogte van de funderingslaag. De hoogte van de funderingslaag is vastgesteld op ongeveer 14,75 m+ NAP. De onderkant van de geprefabriceerde moten ligt op 15,10 m+ NAP, waaronder de ondergroutingslaag nog moet komen. Een kleine variatie in deze 14,75 m+ NAP heeft geen grote invloed op de uitkomsten.

De hoogte waarop de ankers zijn aangebracht volgt uit het niveau, waarop de ankers van de bestaande danwand zijn aangebracht, 31,0 m+ NAP. Deze ankers moeten namelijk voor het heien van de wand worden opgegraven.

De waterafsluitende laag wordt verondersteld nergens merkbare hoeveelheden water door te laten. Het gewicht van het water boven de afsluitende laag wordt voor de onder de afsluitende laag gelegen grond beschouwd als bovenbelasting. Deze gronddruk zit aan de 'passieve' kant van de damwand; de waterbelasting zou dus ook met de  $\lambda_p$  moeten worden vermenigvuldigd. De samenwerking tussen de grondlaag onder de afsluitende laag en de laag water erboven is echter moeilijk te voorspellen. Om wat betreft deze werking aan de veilige kant te blijven, wordt de invloed van het watergewicht slechts actief ingevoerd in de damwandberekening. Onder de waterafsluitende laag wordt de grondwaterstand aan beide zijden van de damwand gelijk verondersteld.

In verband met het ontgraven en mogelijke andere activiteiten wordt een bovenbelasting van  $10 \text{ kN/m}^2$  achter de damwand gehouden. Voor de grondgegevens wordt verwezen naar blz. 4 van deel A. Voor de passieve gronddruk wordt een coëfficiënt van 3,30 ( $\Psi = 32,5^\circ$ ) gebruikt, voor de actieve gronddruk 0,25.

Het enige gegeven, dat nu nog ontbreekt, is de waterstand achter de damwand. In overeenstemming met de berekeningen in de delen A en B wordt hiervoor

een maximale waarde van 23,45 m+ NAP aangehouden.

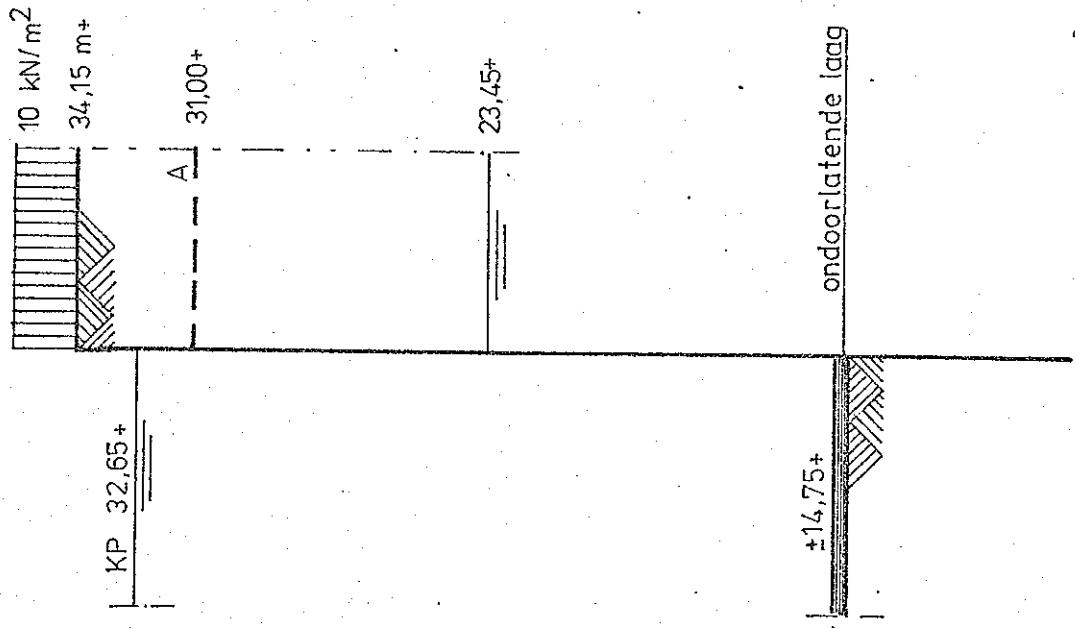
De berekening is uitgevoerd volgend de grafische methode van Blum ( zie lit. 2), welke is weergegeven in figuur CII-1.

Uit de figuur blijkt onmiddelijk, dat de horizontale gronddruk aan de 'passieve kant' groter is dan aan de 'actieve kant' van de damwand. De berekening volgens methode Blum is dan ook niet verder uitgevoerd (de samenstelling van de momentenlijn is achterwege gelaten), want bij het optredende belastingsschema wordt de damwand tegen de achterliggende grond aangedrukt. In werkelijkheid zal er geen sprake zijn van een 'actieve' en 'passieve kant', maar stelt zich een evenwicht in, waarbij de damwand nauwelijks op buiging belast wordt. Een keuze van een damplank aan de hand van het maximale moment is dus onmogelijk.

De damwand heeft naast de grondkerende functie echter nog een andere functie; het beperken van het waterverlies tijdens - en na de ontgraving. Het zal duidelijk zijn, dat een korte damwand meer waterverlies geeft in de fase, dat ontgraven wordt zonder dat vooraf de waterdichtheid van het kanaalpand door middel van een bodeminjectie ( of iets soortgelijks) is verzekerd.

Nog een ander aspect bepaalt mede de keuze van de damplank. De grondboring geeft aan dat er door grindlagen geheid moet worden. Dit vereist een stevig profiel.

De voorkeur voor een dampalnk gaat voorlopig uit naar een plank van het type Larssen 24 met een maximaal toelaatbaar moment van 350 kNm/m<sup>2</sup>. Deze plank is zwaar genoeg om door de draagkrachtige lagen geheid te worden. Dergelijke planken worden meestal toegepast voor grotere ontgravingen en worden meestal geleverd in forse lengten, orde 25 meter. Wordt de bovenkant van de damwand op 33,15 m+ NAP (1,0 m- MV).



situatie

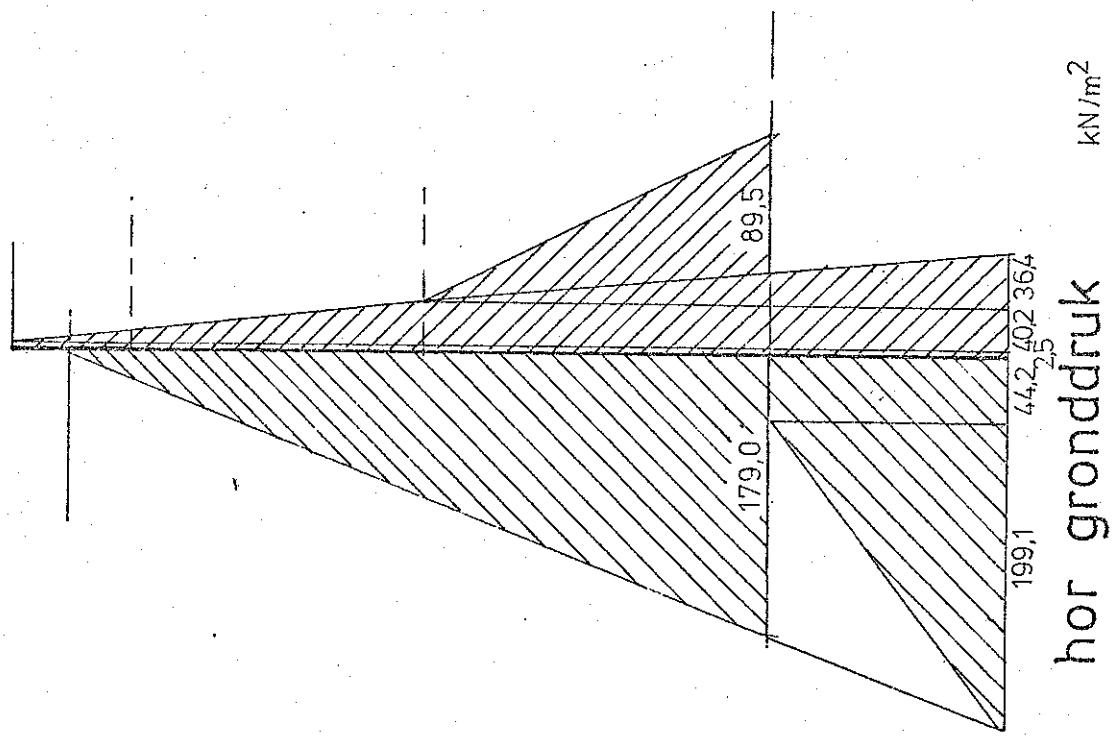


Fig. CII-1. Damwandberekening volgens methode Slum.

gesteld, dan komt de onderkant van de damwand op 8,15 m+ NAP. Voorlopig wordt deze diepte aangehouden voor de inheid diepte van de damwand. Nagegaan moet worden of voor deze inheid diepte het waterverlies in de fase van het ontgraven binnen acceptabele grenzen blijft en de waterstanden achter de damwand voor deze fase geen zwaardere damplank vereisen.

### II-3. Berekening van de grondwaterstrooming.

Met de in het vorige hoofdstuk vastgestelde inheidepte van 8,15 m+ NAP is nu een grondwaterstromingsberekening mogelijk. De grondwaterstrooming kan met behulp van een potentiaallijnen-stroomlijnen-net redelijk benaderd worden, mits overal de uiterste grenzen van het stroomgebied bekend zijn. Juist achter de damwand moet echter een schatting worden gemaakt voor de waterstand, hetgeen de betrouwbaarheid van deze methode in dit geval ter discussie stelt. Immers juist achter de damwand is een nauwkeurige waarde van de waterstand van belang; dit is het doel van de berekening. Ook voor de ondergrens van het stroomgebied moet een schatting worden gemaakt. Overeenkomstig de aanname in het vooronderzoek, dat ter hoogte van NAP een slecht doorlatende laag aanwezig is, is ook nu de ondergrens van het stroomgebied op NAP vastgesteld. De grondboringen ter plaatse van de sluizen geven een dergelijke laag niet aan, aangezien deze boringen slechts reiken tot ongeveer 8,0 m+ NAP. Een grondboring voor de iets verder stroomafwaarts gelegen elektriciteitscentrale geeft echter een dunne kleilaag aan op ongeveer 6,0 m+ NAP. Deze wetenschap zegt echter niets over de aanwezigheid en de hoogteligging van een dergelijke laag onder de sluizen. De keuze van een ondoorlatende laag op NAP sluit echter aan op het in het vooronderzoek gebruikte nomogram voor de bronbemaling (Fig. BIV-7), zodat uitgaande van bekende bemalingsgegevens een doorlatendheid van de grond kan worden afgeleid, welke de aanwezigheid van een ondoorlatende laag verdisconteert.

Om de waterstand achter de damwand meer formeel te bepalen wordt gebruik gemaakt van het grondwaterststromingsprogramma van prof. Verruyt, SOFIA 102 (zie lit. 3 en bijlage 1). Dit programma voor stationaire stroming is gebaseerd op de elementenmethode en is in feite een numerieke vertaling van het bovenbeschreven grafische model.

Ook in dit programma moet dus een schatting voor de waterstand achter de damwand worden gemaakt.

Het voordeel van deze numerieke methode is echter wel, dat voor een geschatte waterstand in het punt achter de damwand de voor dat stroomgebied geldende waterspanning berekend wordt. Deze waterstand moet overeenkomen met de geschatte waarde. Door een handige indeling van het elementennet is het nu mogelijk het stroomgebied aan te passen aan de berekende waterstand. Het programma wordt nu opnieuw doorlopen met als resultaat een nieuwe waarde voor de waterspanning in het punt achter de damwand. De gevonden waarde zal de eerder gekozen waarde nu al redelijk dicht naderen; voor een grotere nauwkeurigheid van de waterstand kan het proces nog een keer uitgevoerd worden.

Het programma heeft twee grenzen, waar de waterstand (waterspanning) gegeven moet zijn, namelijk ter plaatse van het instroomoppervlak en ter plaatse van het aangenomen uitstromingsvlak. Ter plaatse van het uitstromingsvlak wordt de waterstand verondersteld overeen te komen met de buitengrondwaterstand. Voor de waterstand ter plaatse van het aangenomen uitstromingsvlak (breedte = 1,0 m) wordt nu een waterspanning  $p = 0$  ingevoerd. Voor de waterspanning in het stroomvlak wordt het verschil tussen de buitenwaterstand en het kanaalpeil ( $KP = 32,65 \text{ m} + NAP$ ) ingevoerd. In fig. CII-2 is het aangenomen stroomgebied met het voor het programma ingevoerde elementennet getekend. De gestippelde lijnen geven aan hoe het stroomgebied snel kan worden aangepast aan de berekende waterspanning achter de damwand.

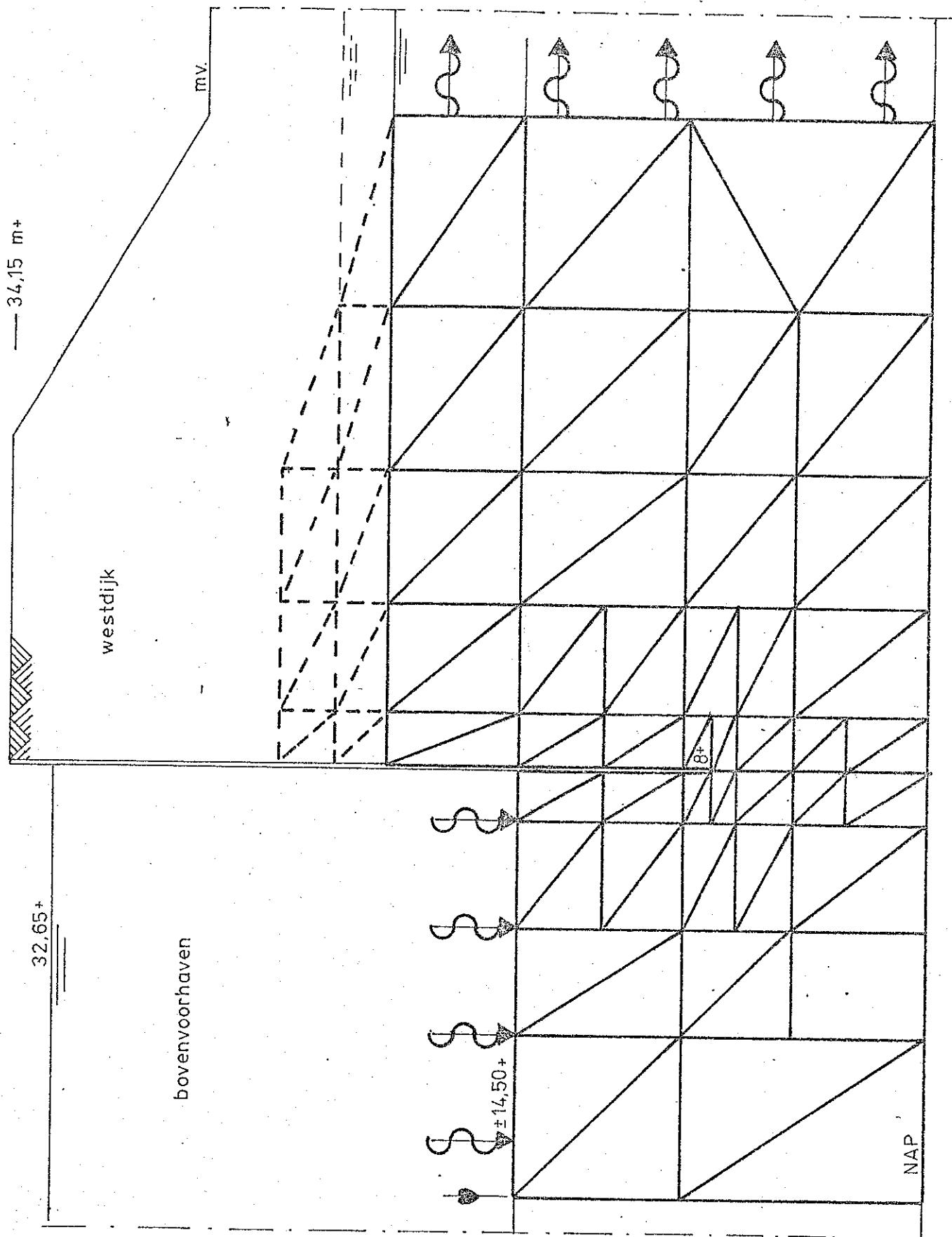


Fig. CII-2. Stroomgebied met elementennet

Het enige gegeven, dat nog bepaald moet worden, is de waterspanning ter plaatse van het instroomvlak. Wordt uitgegaan van de normale buitenwaterstand van 20,40 m+ NAP, dan is de in te voeren waterspanning gelijk aan  $32,65 - 20,40 = 12,25$  m. Een hogere buitenwaterstand geeft weliswaar een kleiner verval, maar de waterstand achter de damwand loopt in verhouding tot het geval met 20,40 m+ NAP hoger op en zal dus bepalend zijn. De periode met een grondwaterstroming beslaat echter slechts 1 à 2 weken. Welke waterstand kan in deze periode verwacht worden als maximale waarde op te treden?

Om op deze vraag een antwoord te kunnen geven, wordt de Maasafvoer nader bekeken. Hiervoor is gebruik gemaakt van het tienjarig overzicht van de waterstanden van RWS (lit. 4) voor de jaren 1951/1960 (meest recent gepubliceerde gegevens). De belangrijkste gegevens volgen hieronder:

afvoer te Borgharen in kub m/s	gemiddeld per jaar overschrijdingskans	peil aanstaande dagen hoger	
3500	0,001	24,00 m	
2700	0,01	23,60 m	
2000	0,1	22,95 m	
grenspeilaaf- voer	1500	0,5	22,40 m
norm.hoge af- voer	1200	4	21,80 m
norm. laag af- voer	940	10	21,35 m
	360	80	20,60 m
norm.afvoer	250	120	20,50 m
minimale af- voer	100	255	20,40 m

\* De waarden in lit. 4 zijn alle 0,10 m hoger.  
 De waterstanden zijn aangepast in verband met een verandering van het stuwepeil van de stuwe te Linne van 20,50 m+ NAP naar 20,40 m+ NAP. Deze verandering vond plaats na het nemen van de weergegeven waarnemingen.

De bovenstaande waarden geven een indruk van de te verwachten waterstand gedurende de periode van ontgraven. Is het echter wel nodig, dat naar jaarcijfers wordt gekeken? De periode van ontgraven kan zo gepland worden, dat deze samenvalt met een periode van lage Maasafvoeren. Voor de zomermaanden zijn de maximale waterstanden:

	april	mei	juni	juli	augustus	
1951	21.12	20.71	20.72	20.45	20.48	*
1952	21.15	20.40	20.38	20.40	20.66	
1953	20.49	20.44	20.60	20.56	20.51	
1954	20.55	20.48	20.48	20.50	21.02	
1955	20.51	20.57	20.48	20.59	20.52	
1956	20.64	20.60	20.57	20.47	20.50	
1957	20.59	20.52	20.52	20.70	20.54	
1958	20.75	20.92	20.52	20.60	20.82	
1959	20.55	20.55	20.59	20.48	20.53	
1960	20.60	20.55	20.55	20.48	20.53	
maximaal	21.15	20.92	20.72	20.70	21.02	m+ NAP

\* Ook nu zijn de waarden met 0,10 m verminderd.

In een periode van vijf maanden, die ruim genoeg is om de ontgravingsfase goed in te kunnen plannen, is de maximale waterstand buiten het Julianakanaal

ongeveer 21,0 m+ NAP. Dit wordt daarom verondersteld gedurende de ontgravingsfase de maximale buitenwaterstand te zijn. Het verval is dan  $32,65 - 21,00 = 11,65$  m.

De berekening van de grondwaterstroming wordt nu uitgevoerd voor het geval van een buitenwaterstand van 20,40 m+ NAP (normale buitenwaterstand) en voor het geval met de maximaal veronderstelde buitenwaterstand van 21,00 m+ NAP.

Geval 1: Verval 12,25 m (32,65 m - 20,40 m+NAP)

Aan de hand van de computeruitvoer is figuur CII-3 samengesteld. Voor het punt achter de damwand met een plaatshoogte van 20,40 m+ NAP wordt een waterspanning van 3,28 m gevonden. Dit komt neer op een grondwaterstand van  $20,40 + 3,28 = 23,68$  m + NAP bij een vrije waterspiegel. Het aanpassen van het stroomgebied door het invoeren van punten met een plaatshoogte van 23,68 m verandert deze uitkomst nauwelijks. De te verwachten plaatshoogte voor het normale geval is blijkbaar ongeveer 23,68 m+ NAP.

Geval 2: Verval 11,65 m (32,65 m - 21,00 m+ NAP)

Aan de hand van de computeruitvoer is figuur CII-4 samengesteld. Voor het punt achter de damwand met een plaatshoogte van 21,00 m+ NAP wordt een waterspanning van 2,58 m gevonden. Dit komt weer neer op een grondwaterstand van  $21,00 + 2,58 = 23,58$  m+ NAP. Het aanpassen van het stroomgebied aan deze waarde levert geen opvallende verschillen voor de vrije waterspiegel op. De te

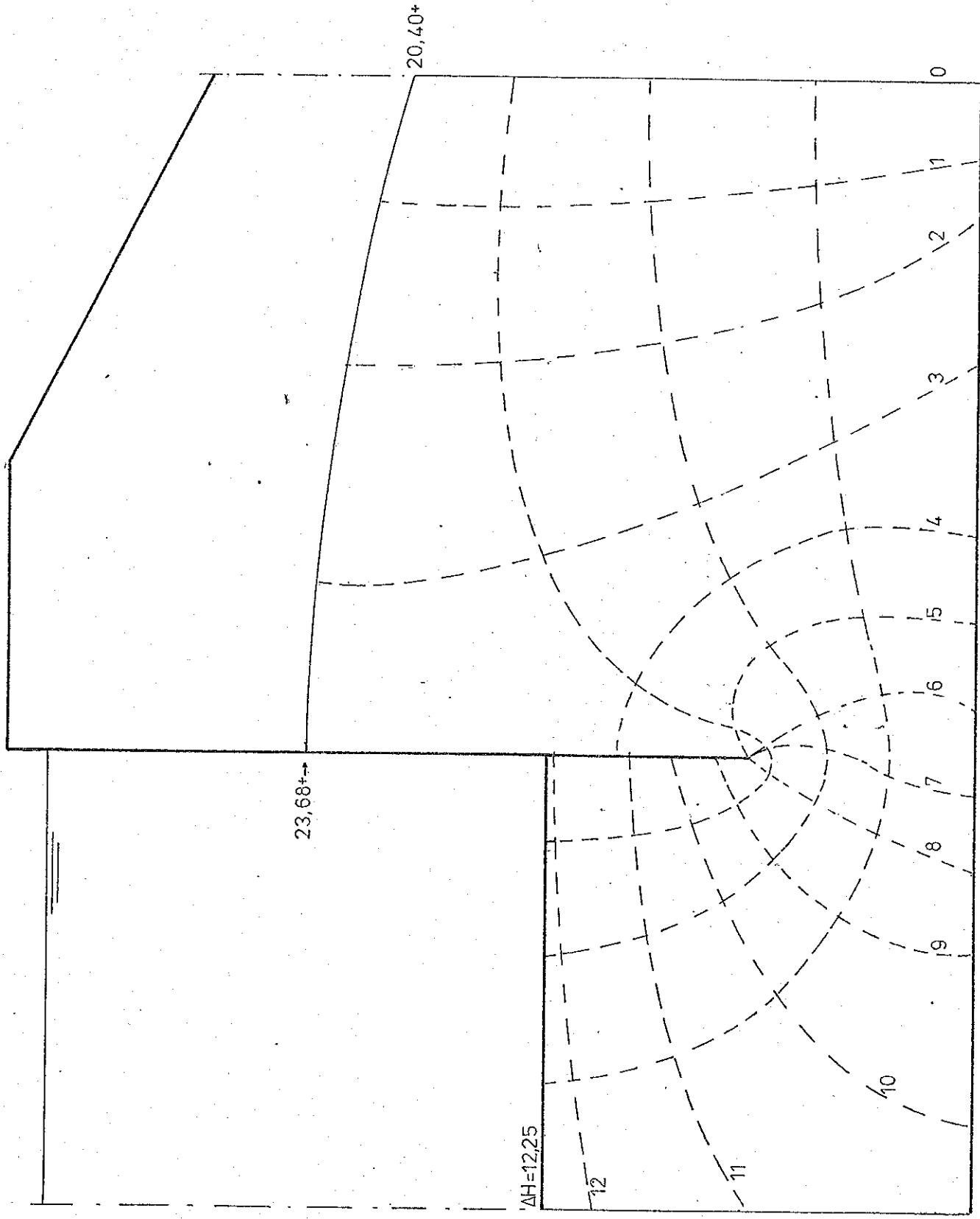


Fig. CII-3. De potentiaallijnen en stroomlijnen voor een verval van 12,25 m ( $32,68m+ - 20,40m+$  NAP)

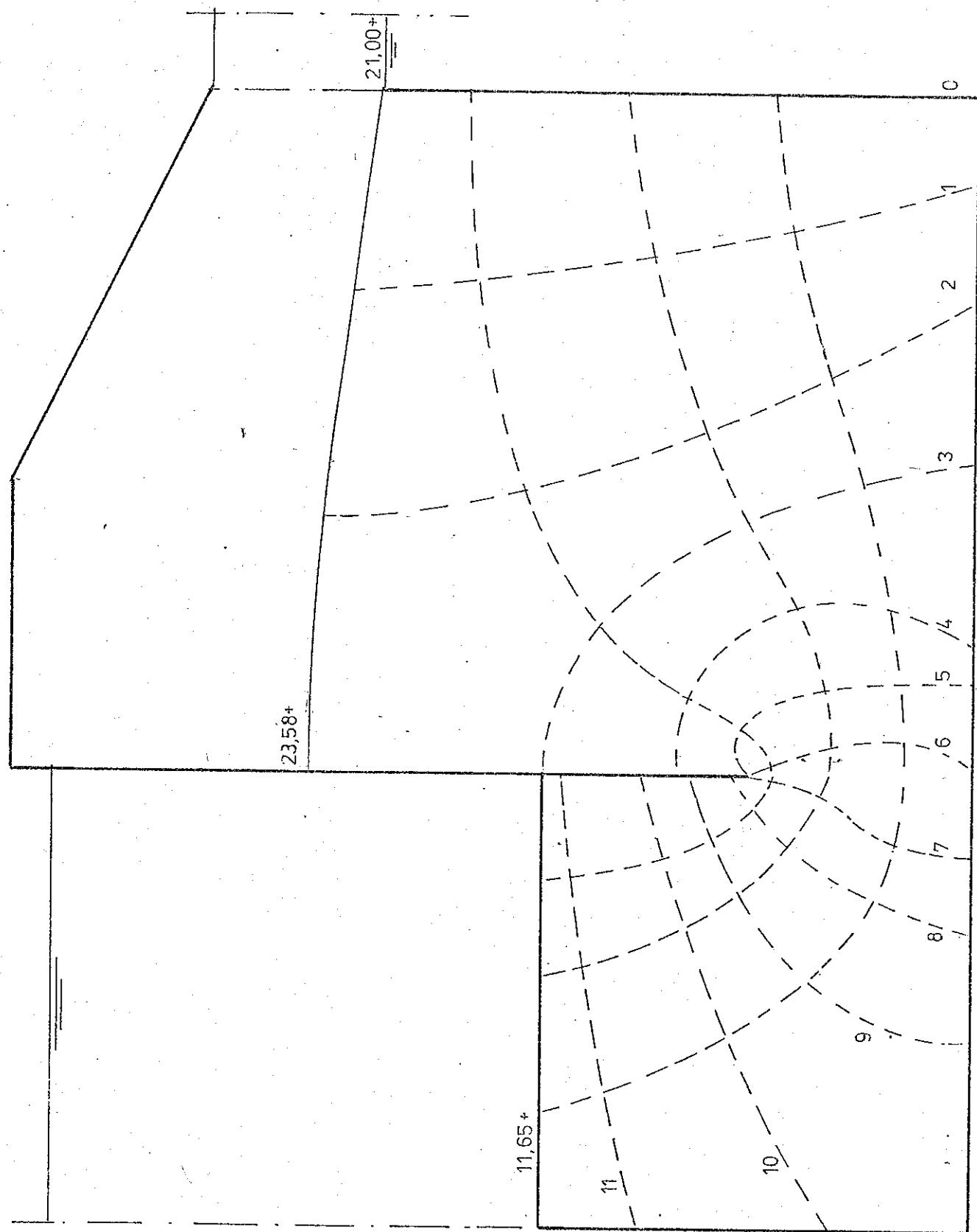


Fig. CII-4. De potentiaallijnen en stroomlijnen voor een verval van 11,65 m (32,65m+ - 21,00m+ NAP)

verwachten plaatshoogte is blijkbaar 23,57 m+ NAP.

De resultaten van de grondwaterstromingsberekening maken duidelijk, dat een dimensionering van de damwand op een buitenwaterstand van 24,0 m + NAP in het geval van grondwaterstroming een veilige aanname is. De gekozen damplank zal voor deze buitenwaterstand gecontroleerd worden.

#### WATERVERLIES KANAALPAND.

Met de gevonden resultaten van de grondwaterstromingsberekening kan tevens het waterverlies van het kanaalpand worden bepaald. Hier toe moet eerst de doorlatendheid van de grond worden bepaald. Dit wordt gedaan aan de hand van de resultaten van het vooronderzoek. In het vooronderzoek was voor de berekening van de bronbemaling voor de bouwput van een mogelijke vierde sluis uitgaan van een doorlatendheid van de grond van 0,00052 m/s. Deze keuze was vrij willekeurig en voor een globale berekening ook niet zo van belang. Voor het waterverlies van het kanaal tijdens de ontgraving is een betere k-waarde gewenst. Hier toe is de kennis van de bemaling van de bouwput van de bestaande sluizen ingevoerd in fig. BIV-7 (nomogram bronbemaling) uit het vooronderzoek, welke eveneens gebaseerd is op een ondoorlatende laag ter hoogte van NAP. Voor dit geval werd een doorlatendheid van ongeveer 0,001 m/s gevonden. De k-waarde zal ook voor het waterverlies van het kanaalpand worden toegepast.

Met de theorie van de grondwaterstroming (lit.5) is het debiet te berekenen:

$$Q = (x \cdot dH \cdot k)/n \text{ kubieke meters/ seconde/meter damwand},$$

waarin  $x$  = aantal stroombanen.

$dH$  = totale verval;

$k$  = doorlatendheid.

$n$  = aantal velden met gelijk potentiaalverlies per stroombaan.

In het numerieke programma en de daaruit voortgekomen figuren geldt dat  $dH/n$  gelijk is aan 1,0.

Verder geldt voor geval 1 (bepalend voor het maximale waterverlies):  $x = 4,0$

$$k = 0,001 \text{ m/s.}$$

Hiermee volgt voor het debiet per meter damwand:

$Q = 0,004 \text{ kub.m/s/m}$ . Het te ontgraven gebied is ongeveer 30 meter breed (breedte breedste sluismoot) en 70 meter lang ( $5 \cdot 12,0 \text{ m} = 60,0 \text{ m}$  + schuine talud). De totale omtrek van het geheel wordt dan ongeveer 200,0 m. In iedere richting van het ontgraven gedeelte is de grondwaterstroom anders, maar de bovenbeschouwde richting zal zeker bepalend zijn. De waarde voor deze richting wordt ook gehouden voor de andere richtingen.

$$\text{Het debiet wordt dan: } Q = 200 \cdot 0,004 = 0,8 \text{ kub.m/s} \\ = 69120 \text{ kub.m/dag.}$$

Deze hoeveelheid water moet worden aangevuld door extra schuttingen van de sluizen te Born. De hoeveelheid water, dat per kolkomzetting te Born terecht komt in het kanaalpand Born-Maasbracht is gelijk aan :

$$Q = 142 \cdot 11,35 \cdot 16 = 25787 \text{ kub.m/kolkomzetting.}$$

Er zijn dus  $69120 / 25787 = 2,7$  kolkomzettingen extra nodig per dag. Dit lijkt niet zo bezwaarlijk.

#### II-4. Damwandberekening voor ontgraven situatie met grondwaterstroming.

Voor het geval van ontgraven zonder het vooraf aanbrengen van een nieuwe waterafsluitende laag treedt het maatgevende belastingsgeval op wanneer het diepste punt van de ontgraving wordt bereikt. Dit punt ligt op ongeveer 14,50 m+ NAP. Uit het vorige hoofdstuk is bekend, dat voor de waterstand achter de damwand in deze fase moet worden gerekend met ongeveer 24,0 m+ NAP. De overige waterdrukken voor de grondwaterstromingsberekening volgens de methode Blum zijn af te lezen uit figuur CII-3. Het resultaat is weergegeven in figuur CII-5. Ook nu is de berekening niet volledig uitgevoerd, omdat opnieuw de gronddrukken aan de 'passieve' kant van de damwand groter zijn dan aan de 'actieve' kant. Er is dus geen maximaal moment vast te stellen. De gekozen damplank, Larssen 24, zal ook in de ontgravingsfase voldoen.

#### Conclusies

Het injecteren van de kanaalbodem zonder injecteren vooraf heeft een waterverlies in orde van 70.000 m<sup>3</sup> water per dag tot gevolg. Deze hoeveelheid wordt voor een kortere periode aanvaardbaar geacht. De waterstand loopt in dat geval op tot 24,0 m+ NAP, hetgeen geen gevolgen heeft voor de dimensionering van de damwand. De damwand wordt als het ware door de waterdruk tegen de grond gedrukt.

De inheidiepte is bepalend voor het waterverlies. Het verkleinen van de inheidiepte leidt tot een snel groter wordend waterverlies en een hogere waterstand achter de damband. Deze inheidiepte is uit oogpunt van stabiliteit niet nodig. Aangezien een groter waterverlies niet gewenst is, moet een keuze worden gemaakt tussen enerzijds een korte damband met een injectie vooraf en anderzijds een lange damband met een waterdichting.

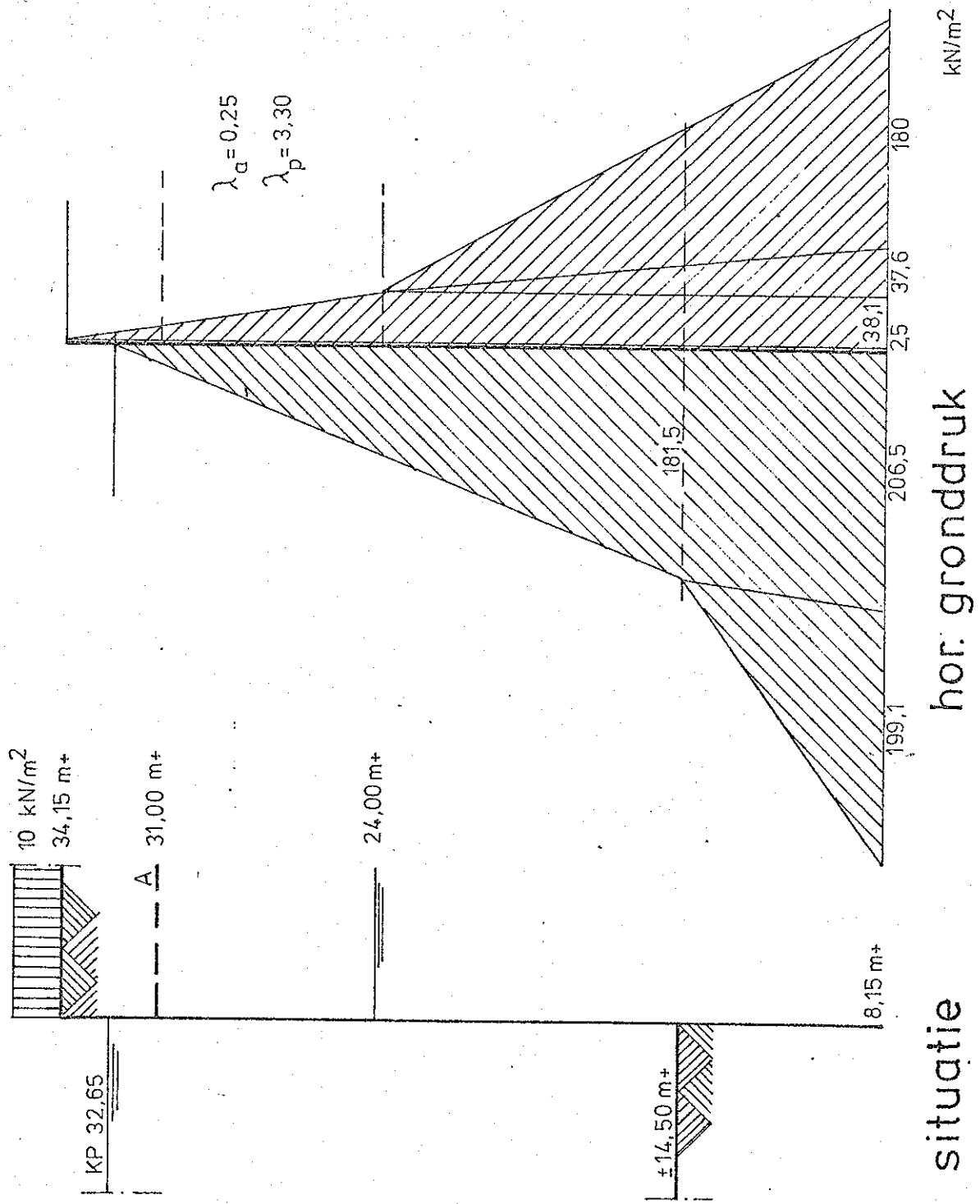


Fig. CII-5. Damwandberekening volgens de methode Blum.

achteraf. De voor- en nadelen van beide oplossingen zijn onderstaand kort samengevat.

#### Injectie vooraf

Bij deze oplossing is de waterdichtheid van het kanaalpand in alle bouwfasen verzekerd. De damwand kan enkele meters korter worden (bv. tot 10,0 m+ NAP). Het grote nadeel van deze methode is de uitvoering van de grondinjectie, welke kostbaar is en bijzonder storend is voor het scheepvaartverkeer.

#### Zonder waterafdichting vooraf

In dit geval moet rekening worden gehouden met een fors waterverlies vanuit het kanaalpand. Om dit verlies te beperken moet de damwand dieper weggeheid worden. De kostbare grondinjectie wordt echter voorkomen. Deze methode vereist wel langere damplanken, hetgeen meer heiwerk betekent. De kapitaalsinvestering in de langere planken is van minder belang, omdat getracht wordt het merendeel van de planken later weer terug te winnen. Tevens moet de waterdichtheid van het kanaal op een andere wijze hersteld worden. Hierop wordt in hoofdstuk II-6 nader teruggekomen.

In het volgende hoofdstuk zal de berekening van de ankerwand, welke behoort bij de damwandberekening, worden opgezet.

### Enige aanvullende opmerkingen

Het grondwaterstromingsprobleem is beschouwd als zijnde een twee-dimensioneel geval. In de praktijk zal de stroming een sterk drie-dimensionaal karakter hebben, zeker in het geval van een kortsluiting van de grondwaterstroming door het uit het slot lopen van een of meer damplanken, hetgeen gezien de zware grondslag niet denkbeeldig is. De gevolgen hiervan vragen een diepgaande studie van de grondwaterstroming, waarbij de sterkte van de bron (lek in damwand) een grote rol zal spelen. Vervolgens moet worden nagegaan of de damwand, zoals die nu is gedimensioneerd, nog voldoet. De gedachte grondkerende constructie is zwaarder dan nodig in verband met het inheien. Enige ruimte voor een hogere grondwaterstand is derhalve wel aanwezig. In geval van te sterke lekkage zijn er nog een aantal mogelijkheden:

- afdichten lek met behulp van duiker. Dit werkt alleen voor het lek boven de grond.
- aanbrengen bronbemaling vlak achter de damwand ter plaatse van de lekkage.
- aanbrengen van extra gordingen langs de gehele damwand, teneinde de extra belastingen door de grotere waterdruk in horizontale zin te spreiden.
- De aanwezigheid van de ankers kan ook sterk in het voordeel werken bij een verhoogde grondwaterspiegel.

Als laatste opmerking kan nog worden gesteld, dat het sterk vervormen van de damwand geen probleem behoeft te zijn, daar de functie van de wand slechts tijdelijk is.

## II-5. Berekening ankerwanden.

Op blz. 69 van deel A (Controle bestaande sluishoofd) is gesteld, dat de berekening van de ankerwand, welke de ankerkrachten van het bestaande sluishoofd moet opnemen, zal worden gecombineerd met de dimensionering van de ankerwand voor de grondkerende damwand. De ankerkrachten afkomstig van het sluishoofd bedragen 612 kN/m<sup>2</sup> bij een veiligheid van 1,5 (gebruikelijk van een ankerwand).

De grondkerende damwand heeft volgens de berekening in de voorgaande hoofdstukken geen verankering nodig voor de stabiliteit van de constructie, want de wand wordt door de waterdruk tegen de grond aangedrukt. Waarom is de bestaande damwand dan wel naar achteren afgespannen? Dit moet worden toegeschreven aan het geheel andere belastingsgeval, dat deze damwand heeft ondergaan. De bestaande sluizen zijn opgesteld voordat het kanaalpeil van 27,85 m+ NAP opgezet werd tot het huidige kanaalpeil van 32,65 m+ NAP. Op dat moment was de grond achter de damwand al aangeaard tot 34,15 m+ NAP. In deze fase was een verankering dus wel degelijk vereist.

Om te voorkomen dat de bovenkant van de nieuwe damwand teveel naar voren uitbuigt (aan de bovenzijde is de gronddruk aan de actieve zijde het grootst), kan de nieuwe damwand met behulp van de aanwezige ankers toch worden afgespannen. Een verdere berekening hiervan lijkt weinig zinvol.

Nu blijft slechts de verankering van het bestaande sluishoofd over. Het gebruik van de voor de grondkerende damwand aanwezige ankerwand is niet mogelijk, daar deze wand ten eerste te licht is voor de opname van de forse ankerkrachten en ten tweede binnen de actieve afschuiflijn van de grond achter het sluishoofd ligt.

Deze lijn loopt vanaf de onderkant van de sluisconstructie (13,30 m+ NAP) onder een hoek van  $45^\circ - \varphi/2$  tot aan het maaiveld op 34,15 m+ NAP. De hoek  $\varphi$  staat voor de inwendige wrijvingshoek van de grond en wordt hier gesteld op  $33,0^\circ$ . (zie fig CII-6).

De controle voor het bestaande sluishaofd is uitgevoerd voor de neutrale gronddruk, terwijl de genoemde lijn geldt voor de actieve gronddruk. De werkelijke afschuiflijn verloopt echter niet rechtlijnig, maar volgt een gebogen lijn. Het snijpunt van deze lijn met het maaiveld wordt verondersteld gelijk te zijn aan dat voor de rechte afschuiflijn. (punt X).

Teneinde voor de passieve kant van de verankering de gronddruk volledig tot ontwikkeling te laten komen, moet de onderkant van de verankeringswand liggen op een lijn, welke loopt de punt X en een hoek van  $45^\circ - 33/2 = 28,5^\circ$  met de horizontaal maakt. (zie fig. CII-6).

Voor de constructie van de ankerwand zijn er een aantal verschillende mogelijkheden:

- a. paaljukken
- b. ankerblok (beton)
- c. ankerwand;
  1. stalen damwand
  2. betonnen wand

De constructie van paaljukken is gezien de grondslag vrij bewerkelijk. Het voordeel van het eigen gewicht van een ankerblok (wrijving) is gezien het kleine effect op de belastingsopname (ongeveer 13 % voor een blok met  $4 \text{ m}^3 \text{ beton}/\text{m}^2$ ) gering. In verband hiermee wordt hier gekozen voor een ankerwand, danwel een stalen damwand, of een wand van betonnen elementen. Bij de keuze tussen de laatste twee oplossingen lijkt een stalen damwand het goedkoopst, daar er al een heistelling op het werk aanwezig is en er damplanken vrij komen uit de bestaande grondkerende wand.

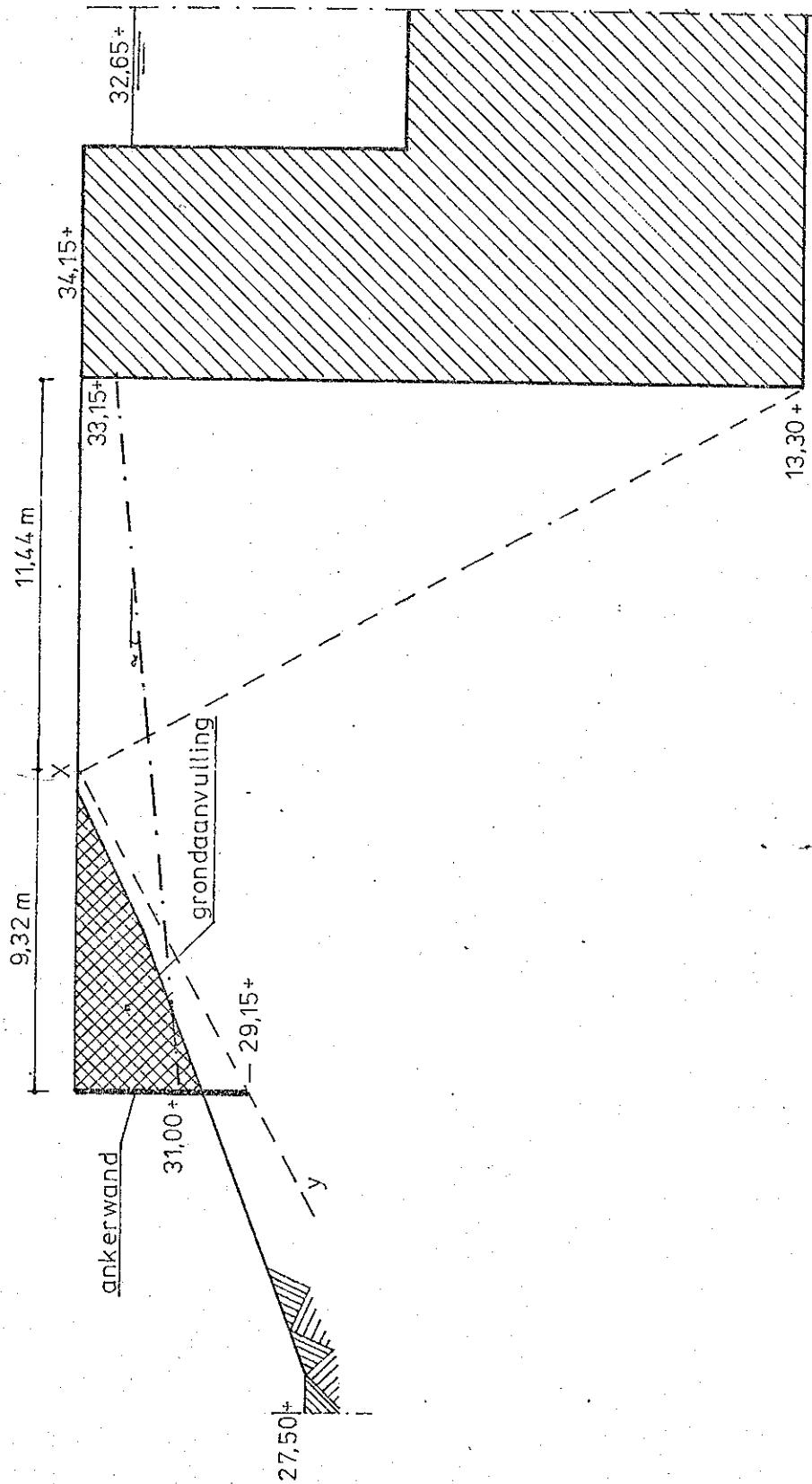


Fig. CII-6. Plaatsing ankerwand voor bestaande  
sluishaofd (zie ook deel A)

De berekening van de ankerwand wordt derhalve uitgevoerd voor het gebruik van een stalen damwand.

De ankerkracht van  $612 \text{ kN/m}^2$  geldt voor horizontale ankers. Indien de ankers een hoek  $\alpha$  met de horizontaal maken, wordt de ankerkracht:  
 $A = 612/\cos\alpha \text{ kN/m}^2$ .

Om een indicatie te krijgen van deze invloed wordt het geval beschouwd van een ankerlengte van 25 m en een ankeraansluitingspunt op 31,00 m+. Voor  $\tan\alpha$  geldt dan:

$$\tan\alpha = (34,15 - 31,00)/25 = 0,126, \text{ ofwel } \alpha = 7,2^\circ$$

Hiermee wordt de ankerkracht:

$$A = 612/\cos(7,2^\circ) = 616,8 \text{ kN/m}^2$$

De invloed van het niet horizontaal liggen van de ankers is bijzonder gering. Om dergelijke invloeden bij voorbaat mee te nemen in de berekening, wordt uitgegaan van een ankerkracht van  $620 \text{ kN/m}^2$ .

Volgens de berekeningsmethode van Blum (lit. 2) geldt voor de passieve gronddruk  $E_p$ :

$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2(45 + 33/2) \text{ kN/m}^2$ , waarbij de onderkant van de damwand wordt verondersteld te liggen op lijn y. (zie fig. CII-6). Deze lijn ligt vrij dicht onder het oppervlak van de helling van de dijk. De achter de ankerwand optredende actieve gronddruk is daardoor klein en wordt voorlopig meegenomen in een factor  $f = 1,05$  in de formule voor de passieve gronddruk. Deze passieve gronddruk moet de ankerkracht op kunnen nemen:

$$E_p/f = 620 \text{ kN/m}^2, \text{ ofwel}$$

$$\frac{1}{2} \cdot 15 \cdot H^2 \cdot (1,842)^2 / 1,05 = 620 \text{ kN/m}^2$$

Hieruit volgt:  $H = 5,06 \text{ m}$

De ankerwand staat in dat geval op een afstand  $5,06 \cdot \tan(45 + 16,5) = 9,32 \text{ m}$  vanaf punt X en dus  $11,44 + 9,32 = 20,76 \text{ m}$  vanaf de sluisconstructie.

De ankerwand steekt in dat geval ongeveer 3,80 m boven het oppervlak van de helling uit en 1,20 m in de grond (zie fig. CII-6). De helling aan de passieve kant van de ankerwand moet worden opgevuld tot 34,15 m+ NAP. Hier voor is ongeveer  $450 \text{ m}^3$  grond nodig. De controle op de grootte van de actieve gronddruk is nu eenvoudig:

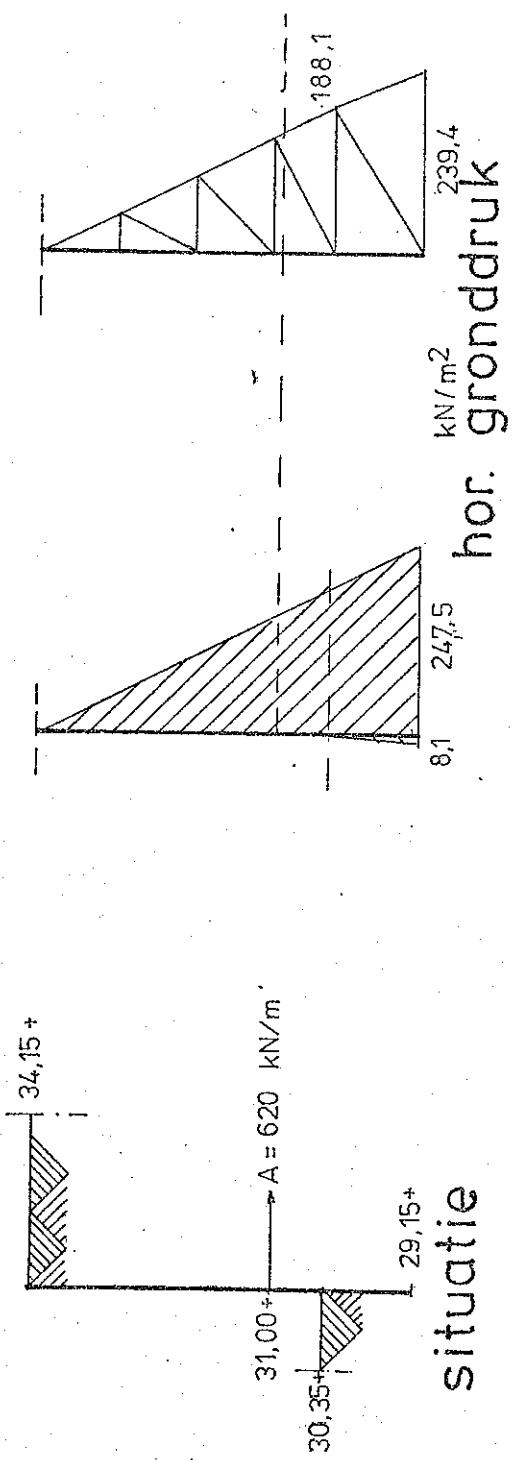
$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_0^2 \cdot \tan^2(45^\circ - 33^\circ/2) = \quad (H_0 = 1,20 \text{ m}) \\ = 3,2 \text{ kN/m}^2$$

Deze berekening geldt voor een horizontaal verloop van de grond aan de actieve zijde van de ankerwand. In werkelijkheid zal de actieve gronddruk dus nog kleiner zijn. Tevens is de gevonden waarde van 3,2 kN/m<sup>2</sup> slechts 0,5% van de totale ankerkracht, terwijl hier voor 5% in rekening was gebracht. Een nieuwe berekening van de ankerwandlengte levert dan:

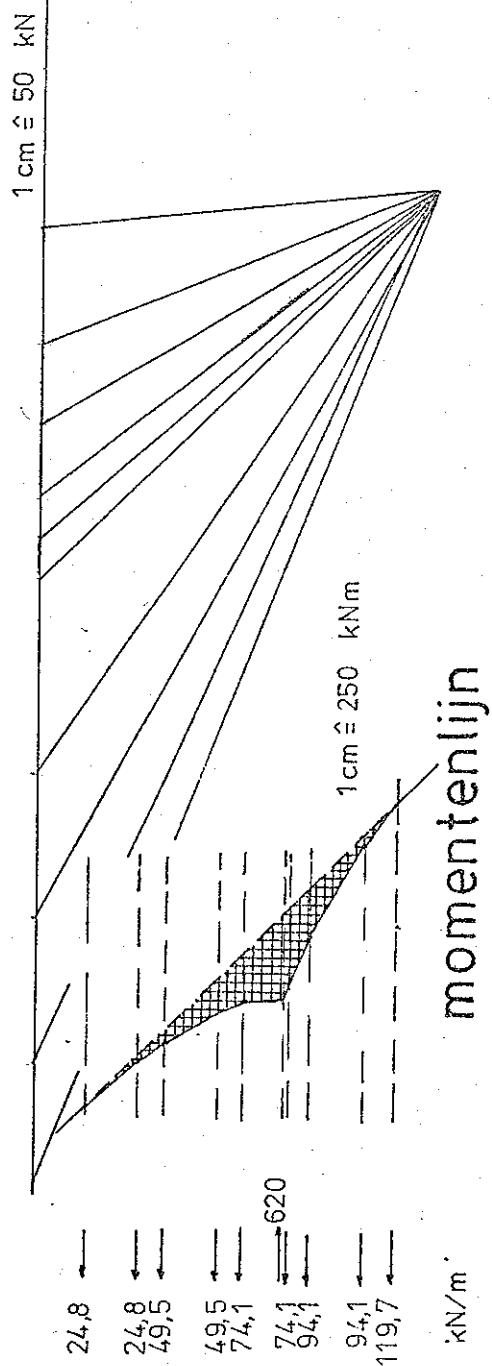
$$H = 4,84 \text{ m.}$$

De gekozen damplanklengte wordt aangehouden op 5,0 m op een afstand van 20,75 m vanaf de sluisconstructie. De aansluiting van de ankers ligt op een hoogte van 31,00 m+ NAP, zodat ze ook na voltooiing van het werk boven het maaiveld ( $\pm 30,35 \text{ m+ NAP}$ ) blijven. Eventueel naspannen van de ankers kan dus eenvoudig geschieden.

Om te komen tot de uiteindelijke dimensionering van de ankerwand is in figuur CII-7 een damwandberekening volgens Blum uitgevoerd. Uit deze figuur is af te lezen dat het moment in de ankerwand ter plaatse van het aangrijpingspunt van de ankerstang een maximale waarde van  $1,1 \cdot 250 = 275 \text{ kNm/m}^2$  ankerwand krijgt.



situatie



momentenlijn

Fig. CII-7. Berekening ankerwand volgens de methode Blum.

## II-6. Methoden om de waterdichtheid van het kanaalpand te handhaven of te herstellen.

### I. Voorafgaand aan de ontgraving:

Hierbij wordt de waterdichte laag aangebracht voordat de bestaande afsluitende laag doorbroken wordt. In de praktijk leent alleen de al in het vooronderzoek genoemde methode van de grondinjectie zich voor het aanbrengen van een diepgelegen ( $\pm$  10 m) laag. Gezien de doorlatendheid van de grond ( $k = 10^{-3}$  m/s) kan als injectiemiddel volstaan worden met een cement of een cement/bentonietmengsel.

De injectiepunten liggen ca. 0,80 m h.o.h. Voor een put met afmetingen  $30 \times 70 \text{ m}^2$  betekent dit ongeveer 3280 injectiepunten op een diepte van  $\pm 10 \text{ m}$  beneden de bodem van het kanaal. In het totaal moet dus  $10 \times 3280 = 32800 \text{ m buis}$  worden geheid. De werksnelheid hierbij wordt geschat op 1000 m (lit. 6) buis per 8-urige werkdag, hetgeen neerkomt op 33 werkdagen. Bij continue arbeid reduceert dit tot ongeveer 12 dagen. In deze periode treedt een ernstige belemmering van de scheepvaart op. Een ander belangrijk nadeel is het kostenaspect; voor een laagdikte van 1,0 m ongeveer 300 gulden per vierkante meter.

### II. Na ontgraven van de kanaalbodem.

In het vorige hoofdstuk is al onderzoek gedaan naar het waterverlies van het kanaalpand in geval van het doorbreken van de waterafsluitende laag. De verliezen ( $\pm 70.000 \text{ m}^3/\text{dag}$ ) zijn voor een korte termijn aanvaardbaar. Allereerst zal daarom moeten worden nagegaan hoeveel tijd er minimaal verstrijkt

tussen het doorbreken van de afsluitende laag en het aanbrengen van de nieuwe waterdichte laag.

Als methode om de laag achteraf aan te brengen kunnen worden genoemd:

- a. aanbrengen kleilaag.
- b. aanbrengen waterdicht folie.
- c. aanbrengen asfaltlaag.
- d. aanbrengen laag onderwaterbeton.

ad a. Aanbrengen kleilaag.

Deze methode is in het oude kanaalpand toegepast, maar komt nu niet in aanmerking. De waterafsluitende laag wordt immers een onderdeel van de fundering op staal van de sluisverlenging.

Een kleilaag zou een ontoelaatbare zetting van de moten tot gevolg hebben.

ad b. Aanbrengen folie.

Het aanbrengen van een folie zal in de praktijk op enkele bezwaren stuiten. De vlakheid van de bodem zal macroscopisch gezien redelijk zijn, maar variaties van  $\pm$  5 cm zijn toch wel minimaal te verwachten. Het folie wordt door de waterdruk ( $122,5 \text{ kN/m}^2$ ) op de oneffenheden gespannen, hetgeen tot plaatselijk overschrijden van de treksterkte in het folie kan leiden. De lekkage door de dan ontstane scheuren kan aanzienlijk zijn. Het gebruik van folie voor het gehele oppervlak van de ontgraving moet daarom worden ontraden. Een mogelijke toepassing is de afsluiting van het onderwater-talud van de ontgraving. De optredende lekkage t.g.v. scheuren beperkt zich dan tot een relatief klein oppervlak.

#### Ad c. Aanbrengen asphaltlaag.

De bestaande waterondoorlatende laag in de bovenvoorhaven is een asphaltlaag, welke in den droge is aangebracht ( zie ook vooronderzoek). Tevens is hier gebruik gemaakt van asphaltplaten, welke met een zogenaamd vacuumraam onder water geplaatst werden.

Het nadeel van een asphaltlaag is evenals bij de kleilaag het plastische gedrag, hetgeen toepassing in de latere funderingslaag onmogelijk maakt.

#### Ad d. Aanbrengen laag onderwaterbeton.

Het aanbrengen van beton onder water is goed mogelijk, zij het dat bij de meeste toepassingen de dikte van de betonlaag in de orde van 1-2 meter ligt. In ons geval is een laagdikte van ongeveer 0,25 m voldoende en vereist. Een grotere laagdikte is overbodig i.v.m. de waterdichtheid en ongewenst gezien de langere ontgravingstijd. Hierdoor vervallen op de voorhand al enkele veel gebruikte uitvoeringswijzen, omdat voor deze methoden een grote indompeldiepte van de stortbuis vereist is. Het betreft dan de:

- contractormethode
- pompmethode
- prepakt/colcrete-methode

Deze methoden worden verder niet besproken.

Als mogelijke uitvoeringswijzen blijven dan over:

1. Kubelmethode ( lit. 7 ).

Bij deze methode zakt een bak met de betonspecie door het water tot op het reeds gestorte beton, waarna de bak gelost wordt. Een belangrijk nadeel van deze methode is de grote kans op ontmenging van de specie. Tevens is de uitstroomsnelheid onbeheersbaar. De laagdikte is moeilijk te controleren.

2. Het hydroventiel ( lit. 8 ).

Een ingenieus systeem, waarbij de beton door een flexibele nylon pijp gestort wordt. De pijp wordt door de waterdruk dichtgedrukt. Als de betonprop, die boven in de pijp gestort wordt, zwaar genoeg is om de wandwrijving en waterdruk te overwinnen, zakt de prop naar beneden. Bij deze methode is het noodzakelijk, dat de stortopening het stortfront kan volgen, omdat de betonprop zich anders ophoopt onder in de flexibele pijp.

Het is met het hydroventiel mogelijk om een dunne laag in de orde van 0,25 m te storten bij een maattolerantie van  $\pm$  0,10 m.

3. De "Hoppe-dobber".

Bij de metrowerken in Rotterdam is op grote schaal gebruik gemaakt van verschillende methoden voor het storten van onderwaterbeton. Bij de bouw van het metrostation Dijkzigt is het onderwaterbeton geplaatst met behulp van de zogenaamde " Hoppe-dobber ", ge-

noemd naar de geestelijke vader ervan.

De methode is vermoedelijk afgeleid van de eerder genoemde contractormethode, tenminste in zoverre dat ook nu gebruik wordt gemaakt van een stortkoker. Deze stortkoker wordt zeer terecht aangeduid met dobber (zie fig. C II-8). De stalen stortkoker is met behulp van een drijflichaam voorzien van zoveel opwaartse kracht, dat de buis gevuld met specie maar iets zwaarder is dan het water. Het geheel zakt derhalve tot de weerstand van de bodem wordt gevonden. De buis is van onderen voorzien van een brede voet, zodat de beton niet langs de pijp omhoog kan komen. Deze brede voet fungeert tevens als een soort onderwaterschip, dat drijft op de beton.

De werking van de dobber is nu duidelijk; de buis is zo licht, dat deze drijft in de vloeibare beton. De beton wordt gedwongen om horizontaal af te stromen hetgeen ontmenging van de specie tegengaat. De bovenkant van de betonlaag wordt voortdurend 'afgepeild' door de stortbuis.

Een vereiste voor deze methode is een volkommen vrij stortoppervlak. Het resultaat voor de vloer bij het metrostation was bijzonder goed: Een vrijwel volkommen vlakke vloer met weinig segregatie van de beton. Nagegaan zal moeten worden of het storten van een dunne betonvloer in de praktijk mogelijk is. In theorie zijn er geen bezwaren. Een ander aantrekkelijk punt is de geringe materiaal-investering.

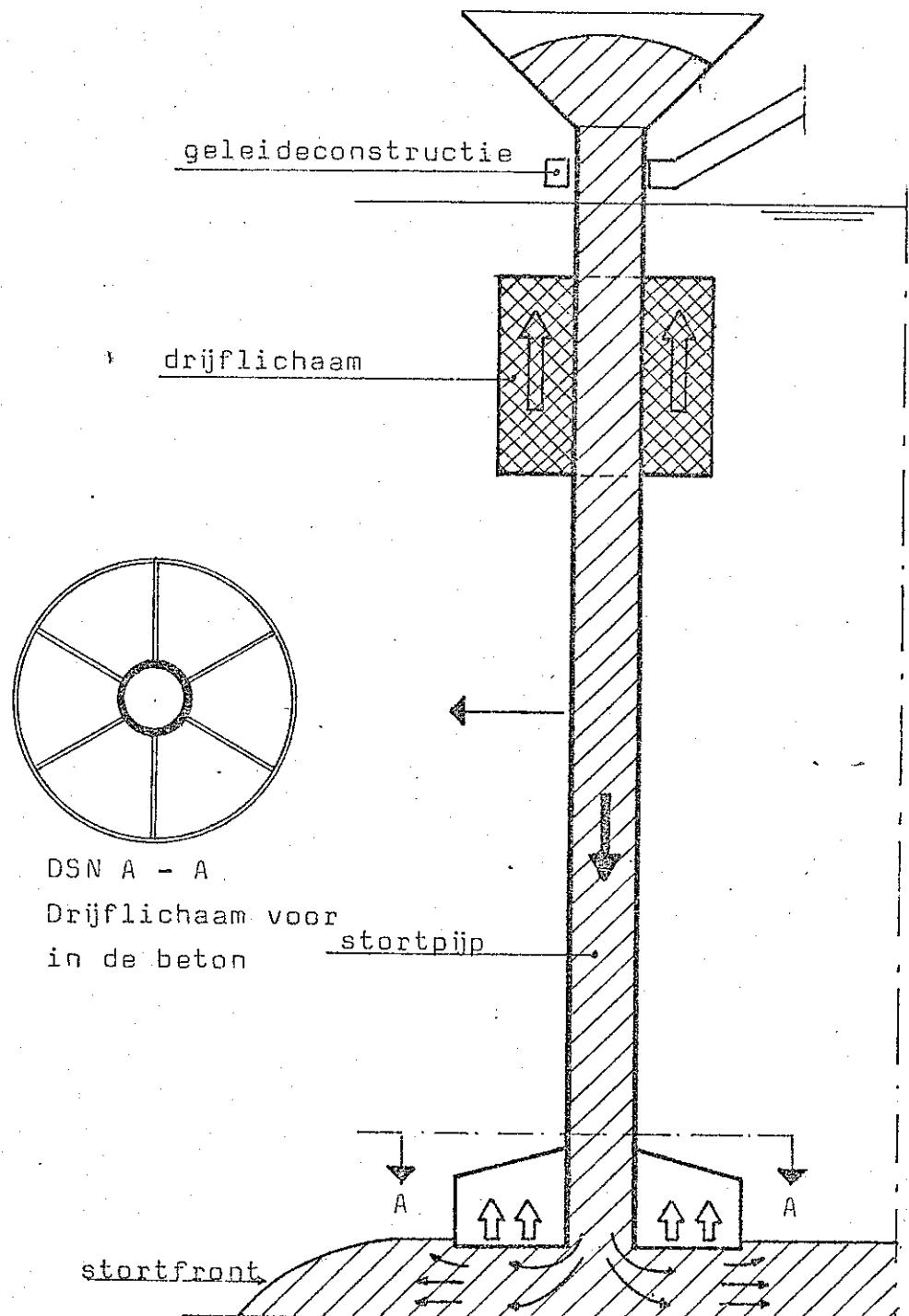


Fig CII-8. Schematische voorstelling van de 'Hoppe-dobber'

#### 4. "Hydro-beton" (lit. 9) (lit. 10).

Het belangrijkste probleem bij het storten van beton onder water is het gevaar voor segregatie\*) en uitspoeling van de betonspecie. Om hiervoor een oplossing te vinden is men overgegaan tot de samenstelling van een kolloïdaal beton, dat speciaal geschikt is voor toepassingen onder water. Deze beton, dat onder merknamen als Hydro-beton of het Sibo-proces bekend is, heeft de volgende bijzondere kenmerken:

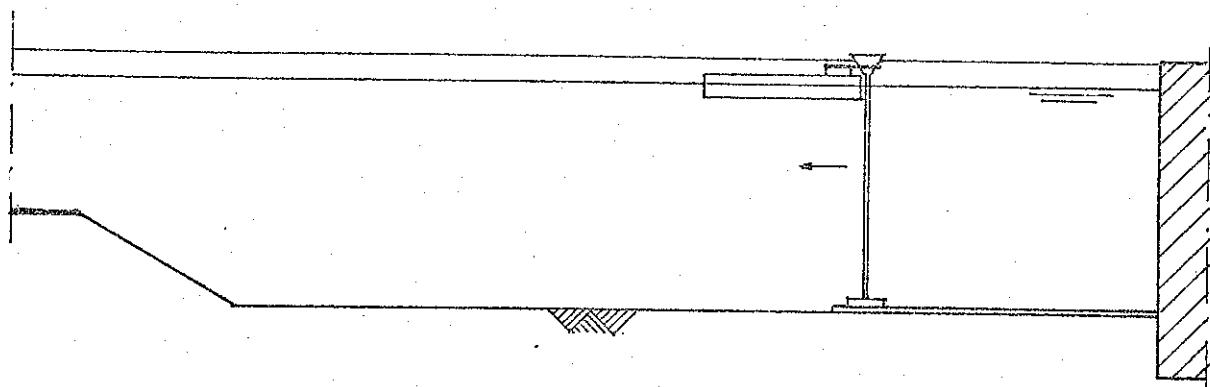
1. In water gestort treedt nauwelijks ontmenging of uitspoeling op.
2. In stromend water blijft de onverharde specie intact.
3. Beton plaatst zichzelf (door de speciale consistentie zakt de hydro-beton langzaam uit).
4. Door aanpassing van de cohesie en consistente van de beton is storten op taluds mogelijk.

De overige eigenschappen zoals sterkte zijn overeenkomstig die van gewone beton.

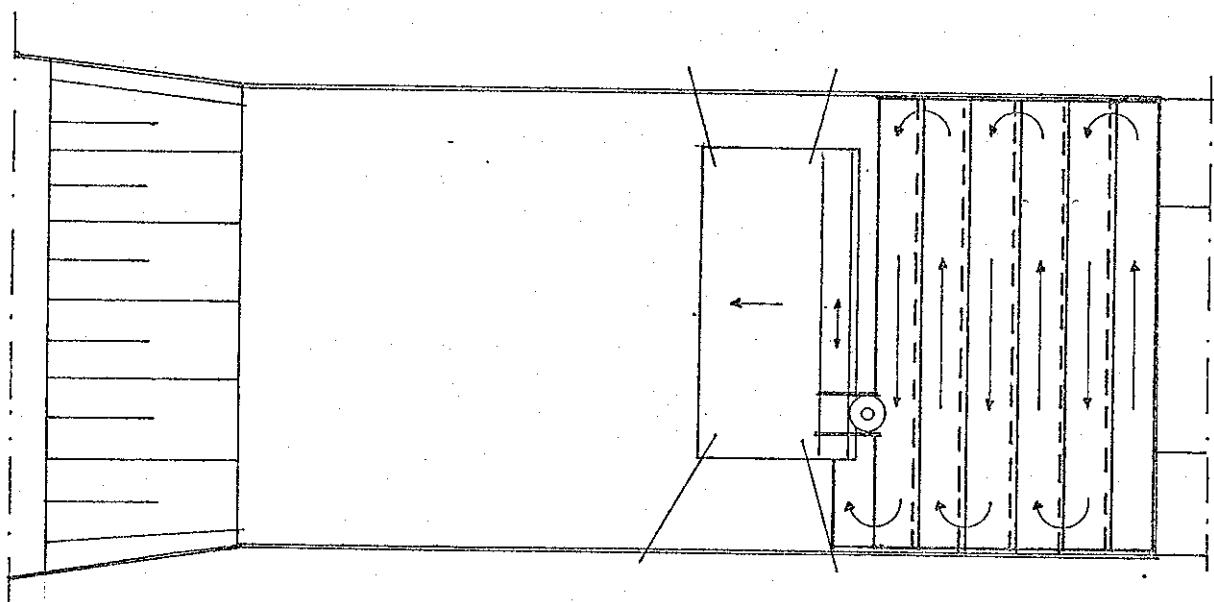
Vooral punt 4. is voor ons geval een aantrekkelijke eigenschap, daar aan een zijde van de ontgraving een onderwatertalud van 1 : 1 à 1 : 1,5 voorkomt. De wijze van plaatsen is overeenkomstig de methoden voor gewone beton, zij het dat er geen indompelingsdiepte van de stortbuis vereist is. Tevens is het mogelijk om de beton vrij door het water te laten vallen. Een dunne laag beton is zonder meer mogelijk.

De meerkosten van deze hydro-beton in verhouding tot gewone beton is 50-60 %.

\*) Alleen bij vrije val door het water.



Lengtedoorschede over het funderingsbed tijdens de uitvoering van de waterafsluitende laag.



Bovenanzicht van het funderingsbed;

- De beton wordt in smalle stroken gestort. De stortpijp beweegt daarbij over een rail over de werk ponton. Door het verhalen van de ponton is de gehele ontgraving te bereiken.
- De aanvoer van de beton geschied het eenvoudigst m.b.v. een betonpomp met eigen giekreikwijdte van ongeveer 30 m.

Fig. CII-9. Stortschema voor onderwaterbeton.

Van de genoemde methoden onder ad d. is de hydro-beton-methode het eenvoudigst in uitvoering, maar duur voor wat betreft de materiaalkosten. Ingeval van dden vloer in hydro-beton ( $\pm$  525 m<sup>3</sup> beton) zijn de meerkosten ongeveer ( $f$  60,-/m<sup>3</sup>):  $525 \times f 60,- = f 31500,-$

De Hoppe-dobber-methode is goedkoop zowel qua materieel als qua materiaal gebruik. Het storten van beton op het aanwezige onderwater talud is met gewone beton moeilijk te realiseren.

De hydroventielmethode werkt voor een dunne vloer met meerdere ventielen op een rij. Dit vraagt om forse materieelkosten.

#### Combinaties van bovenstaande methode.

Uit het bovenstaande is al naar voren gekomen dat de hoofdmethode gebaseerd moet zijn op onderwaterbeton, waarbij plaatselijk mogelijk met een folie gewerkt kan worden.

De meerkosten van hydro-beton staan een algemele toepassing ervan niet toe. De twee goedkoopste methode van storten zijn dan de kubelmethode en de " Hoppe-dobber " methode.

De dobber-methode biedt dan de meeste perspectieven gezien het gevaar voor uitspoeling bij de kubel-methode. In figuur C II-9 is aangegeven hoe de dobber gebruikt moet worden. Er wordt dan met gewone beton gewerkt. Deze methode is niet te gebruiken voor het talud. Hier kan een folie ge-

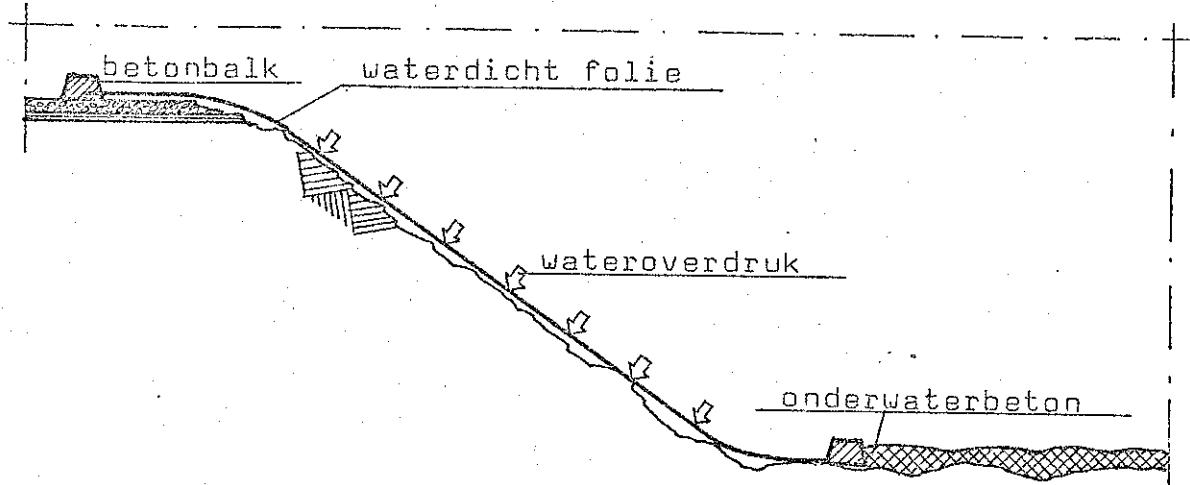


Fig. CII-10-a. Waterafdichting onderwatertalud  
m.b.v. een ondoorlatend folie.

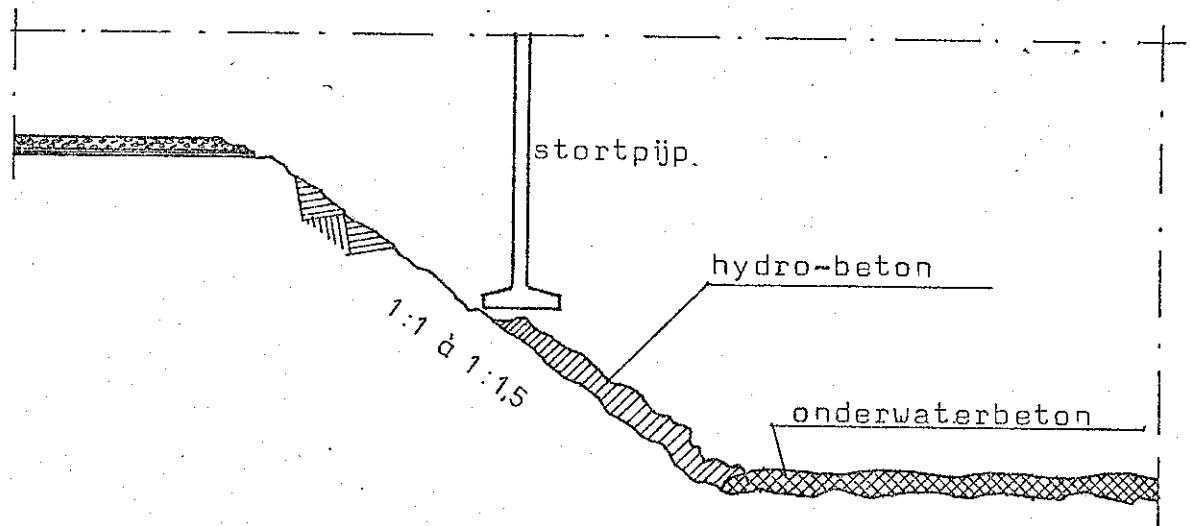


Fig. CII-10-b. Waterafdichting onderwatertalud  
m.b.v. hydro-beton.

plaatst worden, dat aan beide uiteinden is verzwaard met een betonbalk. ( zie fig. C II-10 a). De balk op de bodem van de voorheven moet zwaar genoeg zijn om de stroming van het schutwater te weerstaan, want anders belandt het gehele folie aan de voet van de helling.

Een betere methode, die tevens aansluit op de onderwaterbetonvloer op het funderingsbed, is een taludbekleding met hydro-beton. ( zie fig. C II- 10 b). De hydro-beton kan geplaatst worden met behulp van de dobber/stortbuis, maar heeft voldoende eigen cohesie om op de helling te blijven liggen. Een mogelijk meenemen van de bovenrand van de bekleding door de schutstroom heeft geen gevolgen voor de rest van de talud bekleding. Voorlopig wordt deze methode aangehouden.

Het is ernstig de vraag of het talud van 1 : 1,5 onder water mogelijk zal blijken te zijn. Het talud ondervindt weliswaar steundruk door het intredende water, maar het gevaar voor afschuiven is bij de genoemde helling zeer reëel. Het aanvaarden van een vlakker talud vereist meer ontgraven en iets meer hydro-beton. Een helling van 1 : 3 lijkt in deze zin voller.

### HOOFDSTUK III. DE AFZINK- EN FUNDERINGSFASE.

#### III-1. De afzinkprocedure; algemeen

In het vooronderzoek is al ter sprake gekomen, dat de hier gehanteerde bouwwijze sterk overeenkomt met de methode van afgezonken tunnels. Tevens is toen al een aantal verschillen tussen beide methoden ter sprake gekomen. Bij de vergelijking wordt uitgaan van een tunnel, die in de eindfase op staal gefundeerd is.

De belangrijkste verschillen worden achtereenvolgens besproken:

##### 1. Gewicht constructie:

Een tunnel is in de eindfase maar juist zwaar genoeg om niet op te drijven. De eisen, die een dergelijke tunnel aan de fundering stelt, zijn daardoor niet zo groot als men van een op staal gefundeerde constructie zou mogen verwachten. Een zandonderspoeling met de samendrukbaarheid van ongeveer  $10^4 \text{ N/m}^2$  is daarom voldoende.

De sluismooten fungeren in de eindfase echter als een gewichtsconstructie, welke tevens aan moet sluiten op een bestaande op staal gefundeerde constructie. In verband hiermee moet de ruimte tussen de onderkant van de moot en het funderingsbed gevuld worden met grout, teneinde voldoende draagkracht te verkrijgen.

##### 2. Richten moot;

Een tunnelmoot wordt na het afzinken aan één zijde opgelegd op zijn voorganger en aan de andere kant met vijzels op een tijdelijke ondersteuning. Met behulp van deze vijzel kan de moot gericht worden. Een voordeel hierbij is, dat de tunnelmoot ruim 100 meter lang is tegen een hoogte van slechts 8 meter. Een afstelonnauwkeurigheid van de vijzels van bijvoorbeeld 1 cm heeft daardoor weinig gevolgen voor de totale afwijking van de

moet en tevens nauwelijks voor de voeg tussen twee opvolgende moten.

De voor de sluisverlenging gedimensioneerde moten zijn in de asrichting van de sluis 12,0 m lang; de hoogte van ongeveer 19,0 m is derhalve een factor van ruim 1,5 groter. Dit betekent, dat bij het gebruik van vijzels aan het einde van de sluismoot een afstelonnauwkeurigheid versterkt doorwerkt in de voegwijdte tussen twee moten. Het is daarom logischer om het richten van de moot te doen plaatsvinden in het vlak van de voeg, omdat de hoogteafwijking aan het einde van de moot dan altijd kleiner is dan de gemaakte afstelfout. Dit betekent constructief gezien, dat de moot ter plaatse van de voeg op een oplegpunkt geplaatst moet worden, terwijl boven aan de voeg vijzels geplaatst worden. De moot kraagt dan als het ware vrij uit vanuit de bestaande constructie (zie fig. CIII-1). Na het richten van de moot wordt snel het water tussen de moot en de bovendeuren afgeweerd via de schutriolen van de bestaande sluis. (zie fig. CIII-2). De optredende waterdruk perst de moot dan tegen zijn voorganger op. Een Gina- of soortgelijk profiel zorgt nu voor de voegafdichting en de krachtsoverdracht.

De moot wordt vervolgens zonodig opnieuw gericht, waarna het ondergrouten plaats kan vinden. Zodra deze grout zover verhard is, dat zowel het eigen gewicht van de moot alsook de horizontale waterdruk opgenomen kunnen worden, wordt de wateroverdruk weggenomen. Het terugveren van het rubberprofiel wordt door de wrijvingskracht van de grout voorkomen.

De groutingsdruk heeft gevolgen voor het mootgewicht gedurende de funderingsfase. Hierop wordt later nader ingegaan.

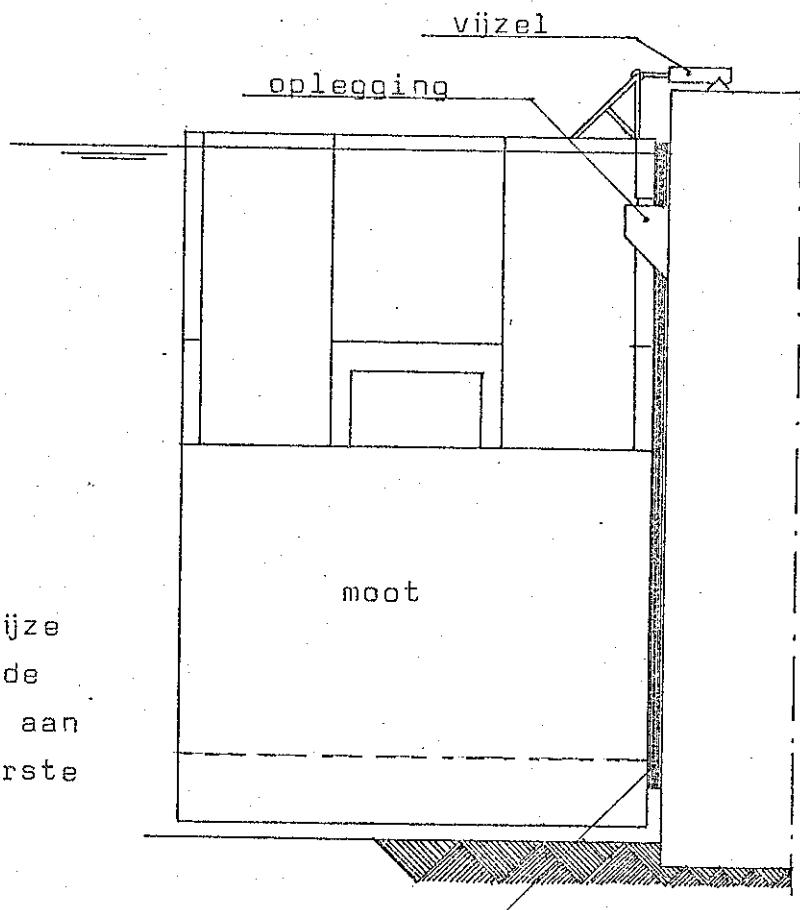
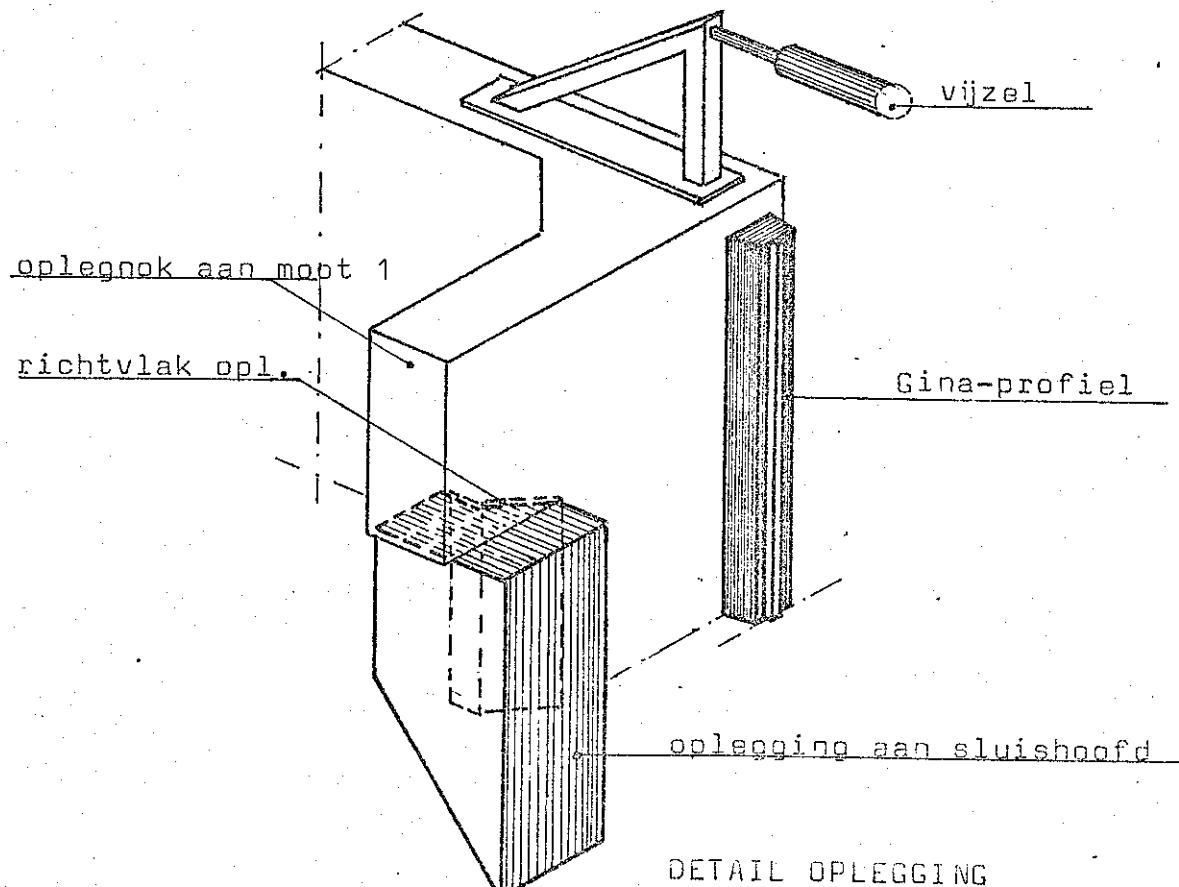


Fig. CIII-1. De wijze van plaatsen van de sluismoten. (Hier aan de hand van de eerste moot)



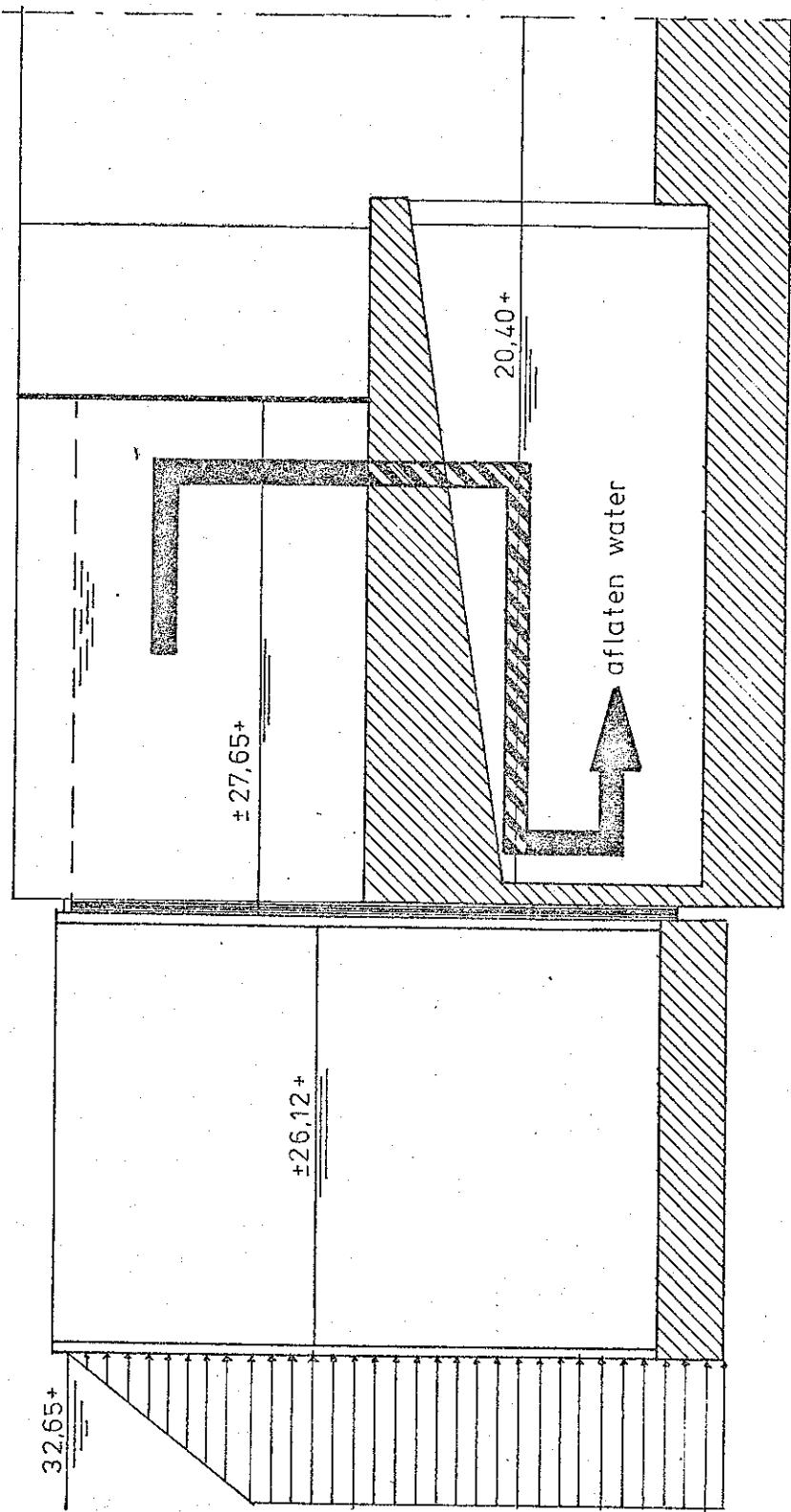


Fig. CIII-2. Plaatsen moat op waterdruk

### III-2 Wijze van afzinken

Het afzinken van de geprefabriceerde moen moet bij voorkeur geschieden door het inlaten van water. Deze werkwijze is namelijk het eenvoudigste en het goedkoopste. Allereerst zal echter moeten worden nagegaan of dit überhaupt wel mogelijk is. Tevens zal de stabiliteit van de moen in alle fasen van het afzinken verzekerd moeten zijn. Het optredende belastingsgeval mag niet maatgevend zijn voor de moontdimensionering.

#### Ballasten m.b.v. water

De kolk van de moen wordt verondersteld geheel te zijn afgesloten door middel van schotten. Aan de hand van figuur BII-6 uit deel B (zie tekeningenmap) is de totale holle ruimte van de moen te berekenen. Indien de werkruimten in de wand droog moeten blijven is de oppervlakte van de holle ruimte in de wand gelijk aan:

$$4 \cdot 3,30 \cdot 3,33 + 2 \cdot 3,33 \cdot 1,50 = 54,0 \text{ m}^2$$

De holle ruimte gevormd door de afgesloten kolk heeft een oppervlak van  $12 \cdot 16 = 192,0 \text{ m}^2$ .

Het totale gewicht van de moen gedurende het transport is 23424 kN, wat neerkomt op een diepgang van 8,0 m. (dit geldt voor de niet-sluishoofd moen). De achterkant van de wand steekt dan nog 1,80 m boven water uit. Om deze bovenrand gelijk te laten komen met de waterspiegel moet de moen extra belast worden met  $12,0 \cdot 24,4 \cdot 1,8 \cdot 10 = 5270,4 \text{ kN}$ , ofwel  $527,0 \text{ m}^3$  water. Indien deze hoeveelheid water in de holle ruimte in de wanden gelaten wordt, dan wordt de binnenvaterstand in de wand gelijk aan 0,96 m boven de waterspiegel. Dit is natuurlijk niet mogelijk, maar wel is nu duidelijk dat de holle ruimte in de wanden met water gevuld zijn voordat het water over de achterwand ongecontroleerd

in de wand kan stromen. In de praktijk moet dus  $0,96 \cdot 54,0 = 51,84 \text{ m}^3$  water in het kolkgedeelte gelaten worden om de achterwand net onder water te doen verdwijnen.

Voor het verder afzinken van de moot kan nu nog slechts water in de kolk gelaten worden. Hoeveel water moet er nog in de kolk ingelaten worden, voordat de funderingsdiepte wordt bereikt?. Hiertoe wordt eerst de holle ruimte van de werkruimten berekend:

$$2 \cdot (1,5 \cdot 3,33 \cdot (8,80 + 1,80) + (17,9 - 8,8 - 2,8) \cdot 1,10 \cdot 3,33) = 152,0 \text{ m}^3.$$

Het beton onder water heeft een inhoud van ongeveer  $23424/25 = 937,0 \text{ m}^3$  (na volledig afzinken).

De totale waterverplaatsing met uitzondering van de kolk is dus gelijk aan  $152,0 + 937,0 = 1089,0 \text{ m}^3$ , bij een gewicht van 23424 kN. De holle ruimte van de kolk moet dus voldoende drijfvermogen leveren voor  $23424 - 10 \cdot 1089 = 12534 \text{ kN}$ .

Dit betekent dat de waterstand in de kolk  $12534/1920 = 6,53 \text{ m}$  lager moet zijn dan de buitenwaterstand. Dit betekent weer een waterstand van  $32,65 - 6,53 = 26,12 \text{ m+NAP}$ .

#### Controle stabiliteit moot

De stabiliteit van de moot moet in alle fasen van het afzinken verzekerd zijn. Met enig inzicht is echter eenvoudig aan te geven voor welke gevallen de stabiliteit kritiek is. Voldoet de moot voor deze gevallen aan de stabiliteit, dan voldoet ze voor alle fasen van het afzinken aan de stabiliteit.

De eerste kritieke fase is gedurende het drijvend transport. Hierop is de moot gedimensioneerd in deel B, zodat de stabiliteit in dit geval verzekerd is.

De volgende kritieke fase treedt op als het water-niveau in de wand hun maximale punt bereiken, terwijl

er nog geen water in de kolk gelaten is. In dat geval is door het hooggeplaatste water in de wand het totale gewichtspunt sterk omhoog gekomen. Het inlaten van water in de kolk verlaagt dit gewichtspunt weer.

Het gewichtspunt van de moot (GEW = 23424 kN) bij het drijvende transport valt snel te berekenen uit figuur BII-6 uit deel B en komt op ongeveer 4,90 m vanaf de onderkant van de moot. Dit is lager dan de metacentrumhoogte van 5,50 m boven de onderkant. Voor het geval met een laag water in de wanden komt het gewichtspunt op:

$$G = (23424 \cdot 4,9 + 5,4 \cdot 54 \cdot 88) / (23424 + 54 \cdot 88) = \\ = 140438,4 / 28176 = 4,98 \text{ m boven onderkant moot.}$$

Het metacentrumpunt ligt voor dit geval op ongeveer:  
MC = 0,5 · diepgang + 1,50 m = 28176 / (2 · 120 · 24,4) + 1,50 =  
= 6,31 m, hetgeen ruim voldoende is.

Indien er water in de kolk gelaten wordt neemt de metacentrumhoogte af. omdat het water in de kolk naar de laagst gelegen zijde kan stromen en dan een mogelijke instabiliteit zal versterken. Deze invloed wordt hier verder niet berekend, aangezien voor dit geval het gewichtspunt onder het drukpunt komt te liggen:

$$G = (140438,4 + 9,32 \cdot 10 \cdot 192 \cdot 5,66) / (28176 + 17894,4) = \\ = 241720,7 / 46070,4 = 5,25 \text{ m boven de onderkant.}$$

De onderkant van de moot ligt dan  $32,65 - 15,10 = 17,55 \text{ m beneden de waterspiegel}$ , zodat het drukpunt op  $8,78 \text{ m boven de onderkant van de moot ligt}$ . De stabiliteit is dus verzekerd.

#### Controle sterke moot

Uit een beschouwing van de afzinkfase volgt, dat op het moment, waarop de waterstand in de wand gelijk is aan de achterwandhoogte, het voor de afzinkfase

maatgevende belastingsgeval optreedt. De momenten voor dit geval blijven altijd kleiner dan die, welke gevonden zijn in deel B. Hier gaat het uitsluitend om de dwarskrachtoverbrenging tussen de wand en de vloer. In figuur CIII-3 is het belastingsschema voor dit geval weergegeven:

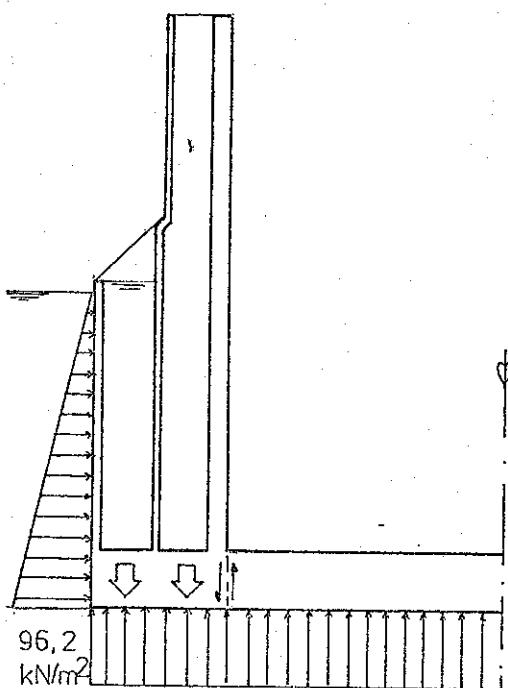


Fig. CIII-3. Belasting in afzinkfase.

Het wandgewicht met de wandbodem volgt uit:

$$\text{WAND} = (23424 - 192 \cdot 1,7 \cdot 25) / 2 = 7632 \text{ kN}$$

Dit komt neer op  $636 \text{ kN/m}^2$  vloer.

Hierbij komt dan nog het gewicht van het water in de wand:

Per strekkende meter:  $8,8 \cdot 10 \cdot 3,30 = 290,4 \text{ kN/m}^2$

De opwaartse druk onder de wand bedraagt (diepgang =  $9,62 \text{ m}$ ):  $4,3 \cdot 9,62 \cdot 10 = 413,7 \text{ kN/m}^2$

De totale kracht naar beneden wordt hiermee:

$$\text{Gew} = 636,0 + 290,4 - 413,7 = 512,7 \text{ kN/m}^2$$

Deze kracht moet van de wand op de vloer worden overgebracht. De grootte van deze kracht blijft ver beneden de dwarskrachten, welke in deel B gevonden zijn en waar de moten op gedimensioneerd zijn. Dit geval zal dus niet maatgevend zijn.

### III-3. Wijze van opleggen van de moten

In hoofdstuk III-1 is al ingegaan op de constructie van de voeg tussen twee opeenvolgende moten of tussen het bestaande bovenhoofd en de eerste moot van de verlenging. De voordelen van het richten van de moot in het vlak van de voeg zijn hierbij ter sprake gekomen. In figuur CIII-1 is toen weergegeven hoe deze voeg er globaal uit komt te zien. In dit hoofdstuk zal nader worden ingegaan op de plaats van de oplegpunten en de functie ervan in het geheel van de krachtsoverdracht. Tevens zal de werking van het Gina-profiel en van de vijzels worden beschouwd.

#### Oplegpunten

De oplegpunten verzorgen in de eerste plaats de juiste hoogteligging van de moot ter plaatse van de voeg. Daarbij leveren de opleggingen de verticale reactiekrachten, welke worden opgeroepen door het gewicht van de moot. Daarnaast is het mogelijk dat de opleggingen tevens een deel van de horizontale krachten (waterdruk en vijzelkracht) opnemen. Dit laatste in samenwerking met het Gina-profiel.

Met betrekking tot de oplegpunten moet een duidelijk onderscheid worden gemaakt tussen de eerste moot en de daarop volgende. In het geval van de eerste moot zijn oplegpunten aan het bestaande bovenhoofd vereist. Een deugdelijke uitvoering van deze opleggingen is alleen mogelijk wanneer deze in den droge worden geconstrueerd. Bij de overige opleggingen kan bij de bouw van de moten rekening worden gehouden met de oplegpunten.

De constructie van de oplegpunten aan het bestaande bovenhoofd kan geschieden in een ontgraving achter de bestaande grondkerende geleidewand (stalen damwand). Het maximale moment in de damwand zal dan

de grootste ontgravingsdiepte bepalen en daarmee de minimale hoogte (t.o.v. NAP) van de oplegpunten. In hoeverre is de hoogte van de oplegpunten nu belangrijk?

Om deze vraag te kunnen beantwoorden moeten twee verschillende soorten opleggingen beschouwd worden:

- a. Oplegging met horizontale krachtsoverdracht.
- b. Oplegging zonder horizontale krachtsoverdracht.

ad a. Om horizontale krachten over te kunnen brengen, moet het oplegpunkt fungeren als een star punt. (zie figuur CIII-4). Bij het ballasten van de moot met behulp van water ligt de werklijn van het gewicht van de moot ongeveer 6 meter vanaf de oplegging, welke voor deze kracht in alle gevallen fungereert als draaipunt. Nu echter de oplegging ook in het horizontale vlak star is, werkt dit punt ook voor de waterdruk en de vijzelkracht als draaipunt. In verband met het richten van de moot met behulp van de vijzels is het van belang, dat de afstand tussen het oplegpunkt en de werklijn van de vijzels zo groot mogelijk is, m.a.w. de opleggingen moeten zo laag mogelijk geplaatst worden. (In het geval van de overige moten leidt dit gegeven onmiddellijk tot een oplegpunkt ter hoogte van de sluisvloer.)

ad b. In dit geval fungereert de oplegging alleen voor de verticale krachten als draaipunt, waarbij de hoogteligging van het oplegpunkt niet van belang is. Het momentennulpunt in het Gina-profiel fungereert nu als draaipunt voor de horizontale krachten. Dit punt verloopt bij veranderingen in de belasting.  
(zie figuur CIII-5)

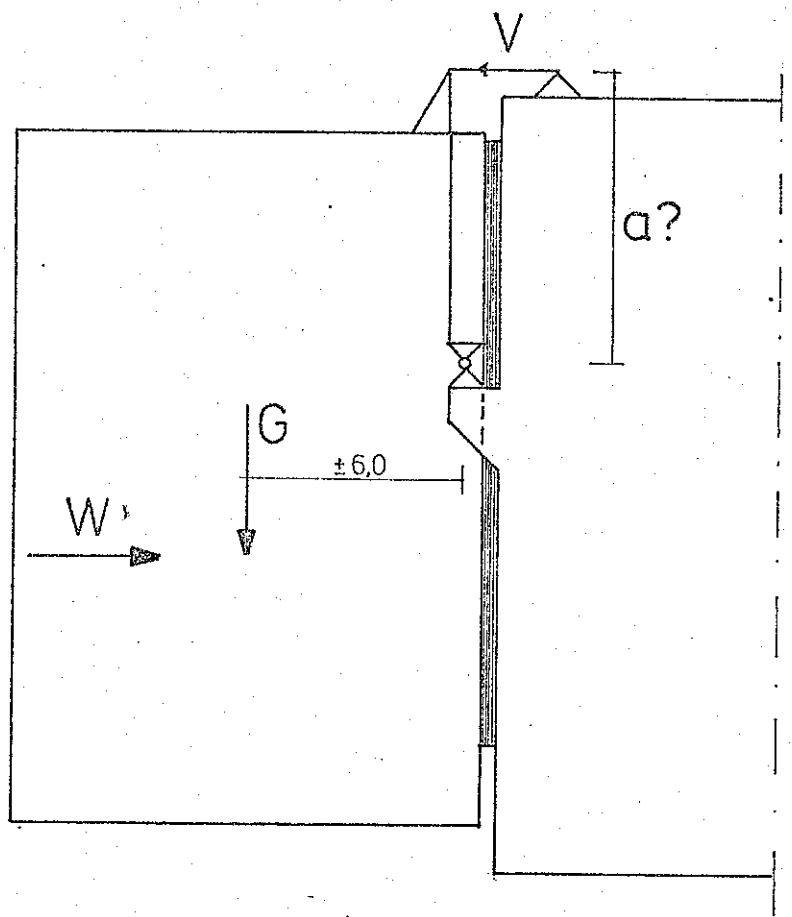


Fig. CIII-4. Oplegging als star punt

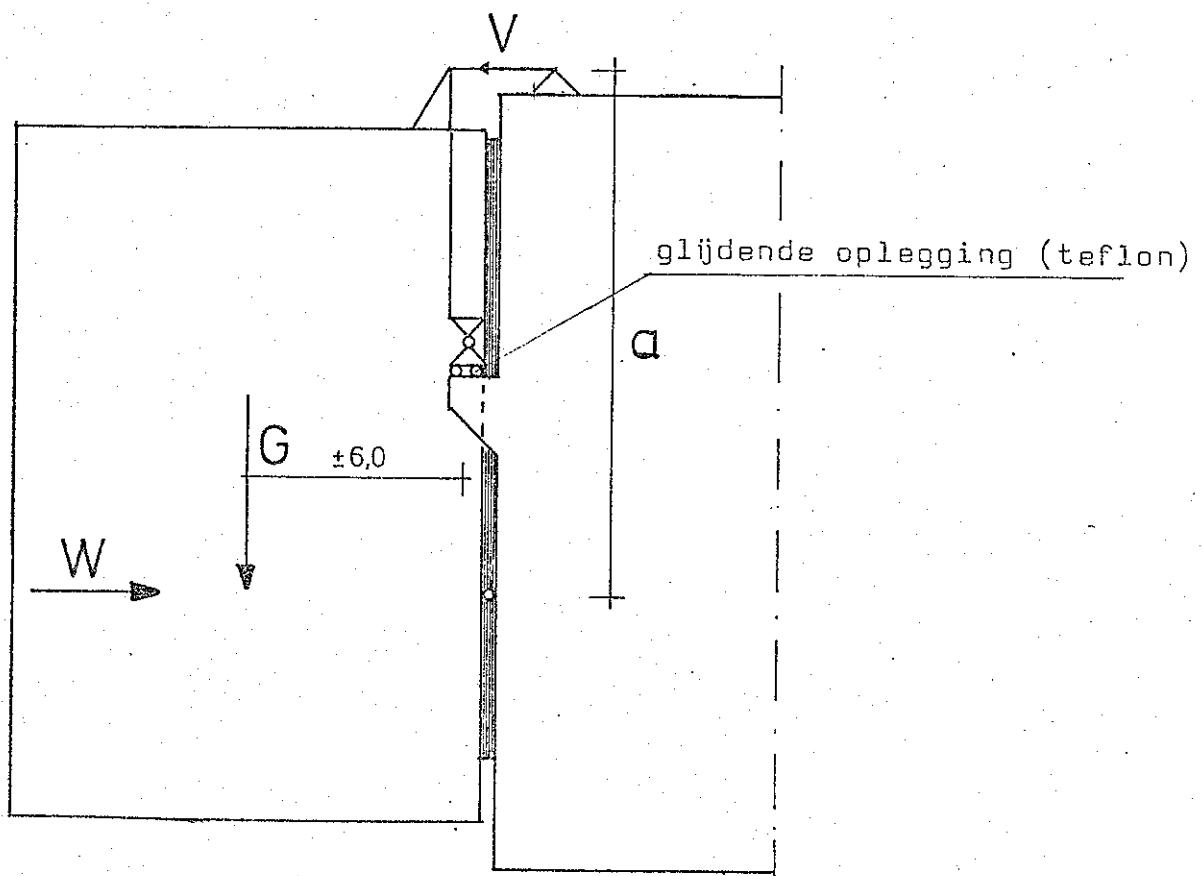


Fig CIII-5. Oplegging glijdend uitgevoerd m.b.v.  
bijv. een teflon oplegplaat

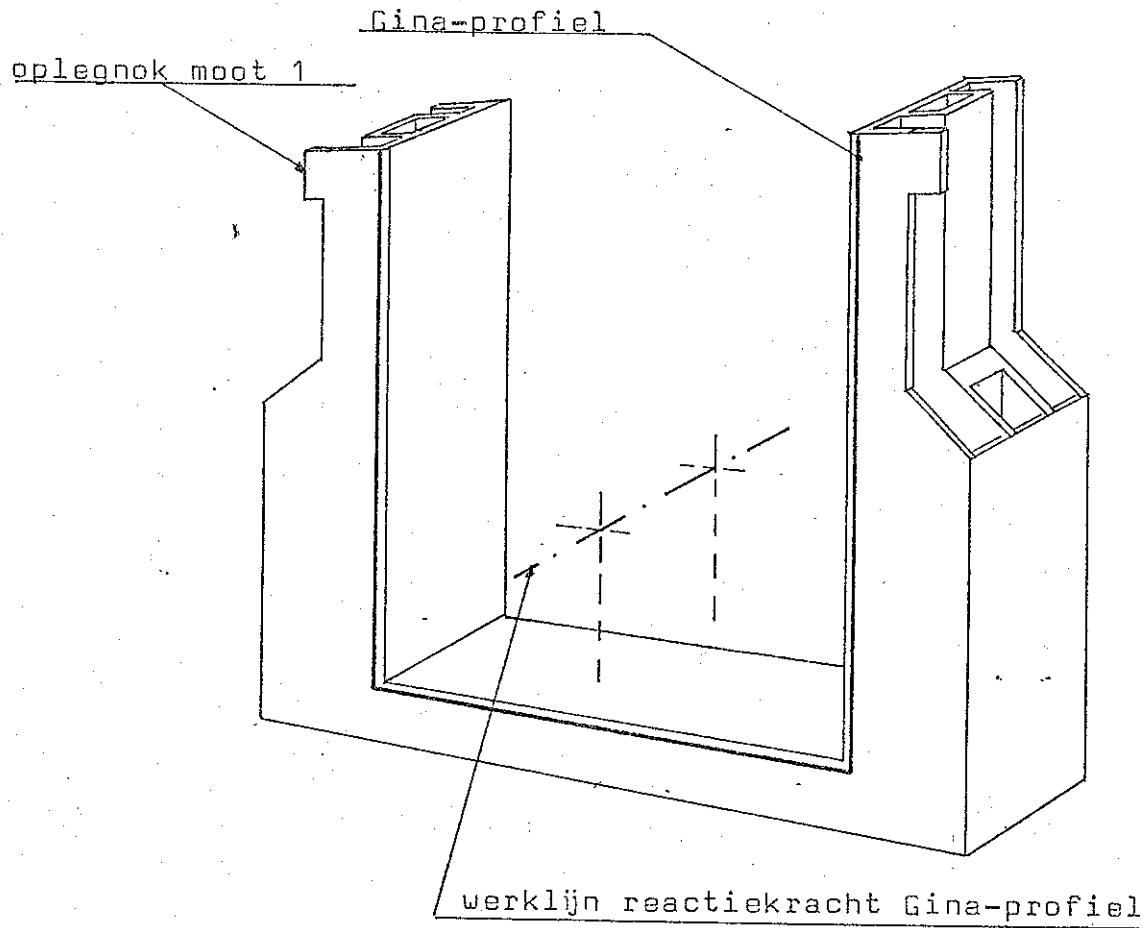
In het geval van een oplegging zonder horizontale reactie is de hoogteligging van de oplegging van ondergeschikt belang. Tevens wordt voorkomen, dat een maatafwijking tussen beide opleggingen (welke nauwelijks te voorkomen is) leidt tot een blijvende scheefstand van de moot.

Op grond van het bovenstaande wordt hier gekozen voor een oplegging zonder horizontale reactie. Voor dit geval wordt nu de wijze van krachtsoverdracht nader beschouwd.

#### Overdracht van de krachten in de voeg

In figuur CIII-6 is te zien, dat het Gina-profiel een U-vorm heeft. Dit betekent dat relatief veel materiaal laag zit, waardoor het momentennulpunt (= draaipunt) ook laag zal liggen. Dit is gunstig in verband met de hefboomsarm van de vijzels.

Het in de berekening te hanteren eigen gewicht is het netto- gewicht van de moot, d.w.z. het totale gewicht verminderd met de opwaartse kracht. Deze kracht wordt voorlopig buiten beschouwing gelaten. Nu blijven alleen de waterdruk en de vijzelkracht over. De waterdruk wordt bepaald door het waterverschil aan weerszijden van de moot. Het is wenselijk, dat het water niveau in het bovenhoofd niet lager komt dan de waterstand in de kolk, omdat in dat geval het water in de kolk het schot wegdukt en afstroomt naar het bovenhoofd. In hoofdstuk III-1 is de waterstand in de kolk vastgesteld op ongeveer 26,12 m+ NAP. In dat geval is het netto-gewicht van de moot nul. Het ballasten van de moot geschiedt in het begin met water, zodat verondersteld mag worden dat de uiteindelijke waterstand in de kolk ongeveer een meter hoger uitkomt dan de gevonden 26,12 m+ NAP. De waterstand in de kolk is dan 32,65m - 27,12 m =



Figuur CIII-6. De ligging van de werklijn van het Gina-profiel, welke door de U-vorm van het rubber profiel vrij laag ligt.

Het getekende sluisdeel moet aansluiten op het bestaande bovenhoofd, zodat hier de hooggelegen oplegnokken zichtbaar zijn.

5,53 m lager dan de buitenwaterstand. Uitgaande van een zekere overhoogte betekent dit dat de waterstand in het bovenhoofd ongeveer 5,0 m verlaagd kan worden. In figuur CIII-7 is de ballasting in dat geval weergegeven.

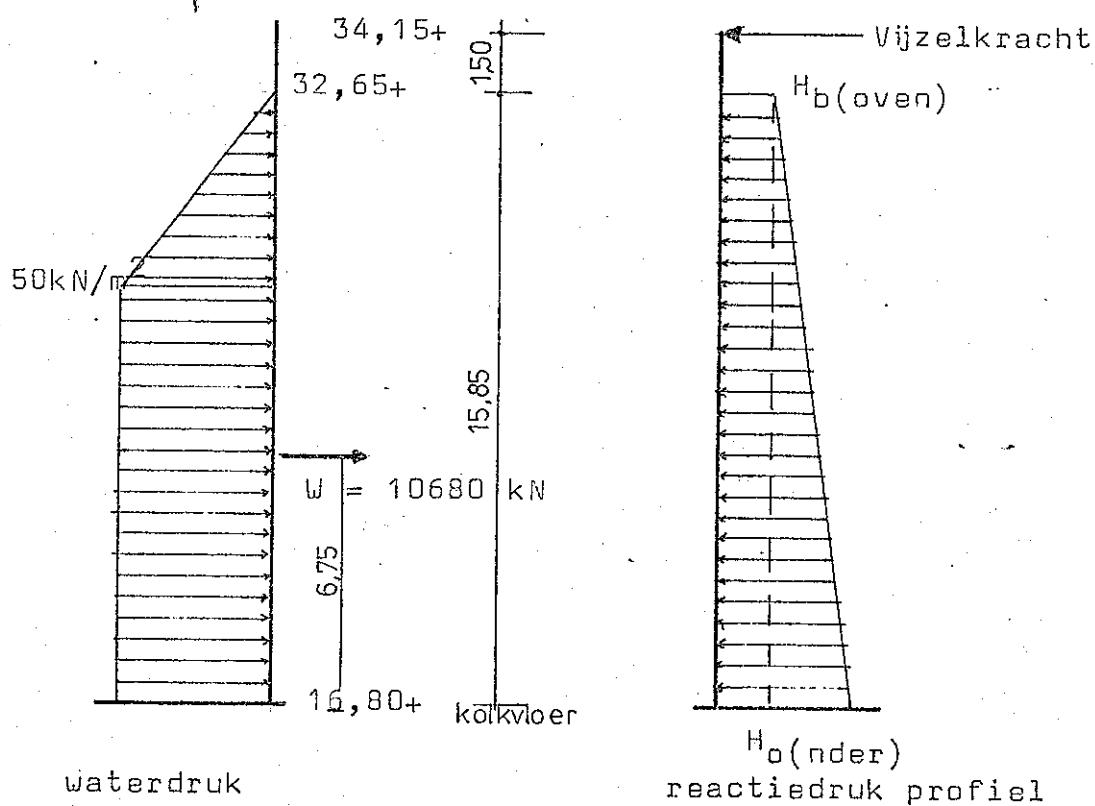


Fig. CIII-7. Belasting t.g.v. waterdruk

De waterduiken worden berekend over een werkende breedte van 16,0 m (kolkbreedte). De werkelijke breedte zal iets groter zijn. De werkende hoogte loopt van de kolkbodem (16,80 m+ NAP) tot het kanaalpeil (32,65 m+ NAP), dus bedraagt 15,85 m. Ook deze waarde zal in werkelijkheid iets groter zijn. De werklijn van de vijzels wordt verondersteld

te liggen op ongeveer 34,30 m+ NAP.

Uit fig. CIII-7 volgt snel dat de totale waterdruk een kracht met een grootte van 10680 kN oplevert, waarvan de werklijn ongeveer 6,75 m boven de kolkvloer ligt. Deze kracht moet worden opgenomen door het Gina-profiel, waarbij de totale reactiekraft eveneens 6,75 m boven de kolkvloer moet liggen (draaipunt).

Uit het horizontale evenwicht volgt nu:

$$10680 \text{ kN} = 2 \cdot (\pm 16,0) \cdot (H_b + H_o)/2 + (\pm 16,8) \cdot H_o$$

Uit het momentenevenwicht volgt:

$$(-0,08) \cdot 16,8 \cdot H_o + (16,0)^2 \cdot H_b + 1/3 \cdot (16,0)^2 \cdot (H_o - H_b) = z \\ 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 16,0 \cdot (H_b + H_o) + 16,8 \cdot H_o$$

waarbij  $z$  = hoogte werklijn reactiekraft boven de kolkvloer.

Voor het onderhavige geval geldt:  $z = 6,75 \text{ m}$ . Hiermee volgt uit het momentenevenwicht:

$$H_b = 2,19 \cdot H_o$$

Met de formule voor het horizontale evenwicht volgt nu:

$$H_b = 344,8 \text{ kN/m}^2$$

$$H_o = 157,4 \text{ kN/m}^2$$

Bij de bovenstaande berekening is uitgegaan van een lineair verband tussen de reactiekraft en de indrukking van het Gina-profiel. In het algemeen is dit zeker niet juist. In dit geval moet na het richten van de moat de voegopening over de gehele hoogte nagenoeg konstant zijn. Dan kan bij een klein verschil in indrukking tussen twee punten het kromlijnige verband met de reactiekraft worden benaderd met een rechtlijnig verband.

In het geval zonder de invloed van de vijzels of het eigen gewicht van de moat geldt dus, dat  $H_b = 2,19 \cdot H_o$ . Om de moat recht te krijgen moet gelden  $H_b = H_o$ .

Dit kan alleen geschieden door gebruik te maken van de vijzels. De invloed hiervan wordt nu eerst in de formules verwerkt: ( $H_o = H_b = H$ )

Horizontaal:  $10680 - V = 32,8 \cdot H + 16,0 \cdot H = 48,8 \cdot H$  moment:

$$\frac{6,75 \cdot 10680 - V \cdot 17,50}{10680 - V} = \frac{84,0 \cdot H + 170,66 \cdot H}{32,8 \cdot H + 16,0 \cdot H} = z = \frac{254,66 \cdot H}{48,8 \cdot H} = 5,23$$

Het combineren van beide formules levert:

$$z = \frac{254,66 \cdot H}{10680 - V} \approx 5,23 \text{ m}$$

en

$$72090 - 17,50 \cdot V = 254,66 \cdot H \text{ kNm}$$

$$\text{Hieruit volgt weer: } V = 16233,6 / 22,73 = 714,2 \text{ kN}$$

Deze uitkomst is onafhankelijk van  $H$ , maar volgt uit de vormgeving van de Gina (U-vorm). De uitkomst is wel afhankelijk van de waterdruk, welke in  $H$  is uit te drukken).

Als resultaat is dus een vijzelkracht van 714,2 kN gevonden, te leveren door twee vijzels. Om deze kracht te kunnen leveren zijn twee 50 tons-vijzels (1000 kN) ruim voldoende.

Nu resteert nog de invoering van het eigen gewicht van de moot. De invloed op het Gina-profiel beperkt zich tot een extra moment met een grootte van ongeveer  $6,0 \cdot G$  ( $G$  = netto gewicht moot). Uit het voorgaande is bekend dat de zwaartelijn van het rubber profiel (reactiekracht) ligt op 5,23 m boven de kolkvloer. De grootte van de reactiekracht bedraagt altijd  $10680 - V$ . Door verandering van de vijzelkracht  $V$  moet er een afstand  $\Delta z$  tussen de werklijn van de belastende horizontale kracht (ook  $10680 - V$ ) en die van de reactiekracht ontstaan, zodat geldt:

$$6,0 \cdot G = \Delta z \cdot (10680 - V)$$

Voor de hoogte van de zwaartelijn geldt:

$$z = \frac{6,75 \cdot 10680 - 17,5 \cdot V}{10680 - V} = 5,23 + \Delta z$$

Een combinatie van de twee laatste formules geeft:

$$16233,6 - 22,73 \cdot V = 6 \cdot G, \text{ ofwel } V = 714,2 - 0,264 \cdot G$$

Indien de vijzels slechts een drukkracht kunnen leveren, wordt een maximale waarde van  $G$  bereikt voor  $V = 0$ :  $G = 2705,3 \text{ kN}$

Dit komt overeen met een extra laag water in de kolk met een dikte van  $2705,3 / (12 \cdot 16 \cdot 10) = 1,41 \text{ m}$

Dit is al meer dan de 1,0 m, welke als uitgangspunt was genomen. Het verder verzwaren van de moot kan door het vullen van de mootwanden met grond (onder water en zo dicht mogelijk bij de oplegpunten).

In het geval dat de vijzel zowel kan trekken als drukken ( $2 \cdot \pm 500 = \pm 1000 \text{ kN}$ ):  $G = 6493,2 \text{ kN}$

Een dergelijke belasting is niet gewenst gezien de dimensionering van de opleggingen.

Uit het bovenstaande betoog blijkt, dat de gedachte voegconstructie in staat is om de krachten over te dragen en tevens de mogelijkheid biedt om de moot te richten.

### III-4. Funderingsfase.

Na het afzinken en richten van de moot moet de fundering van het sluisdeel nog worden gerealiseerd. Dit gebeurt met behulp van grout, welke tussen de onderkant van de moot en de bovenkant van de waterafsluitende laag gepompt wordt. Het toepassen van een ondergrouting is nodig, omdat - zoals al eerder sprake is gekomen - de methode van het onderspoelen met zand (gebruikelijk bij afgezonken tunnels) hier gezien de aansluiting op de op staal gefundeerde sluis niet mogelijk is. Een zandonderspoeling geeft een te lage samendrukbaarheidswaarde k, hetgeen tot ontoelaatbare zettingen van de verlenging ten opzichte van de bestaande sluis aanleiding zou geven.

Bij het ondergrouten van de moten wordt gebruik gemaakt van de twee werkruimtes in de mootwanden, van waaruit via in de mootvloer ingestortte buizen de grout gelijkmataig onder de vloer kan worden aangebracht. Per werkruimte moet ongeveer  $12 \cdot 12,2 = 146,4$  vierkante meter worden ondergrout, hetgeen neerkomt op circa 50 kubieke meters grout.

Deze hoeveelheid grout moet zeker binnen 12 uur te plaatsen zijn, zelfs bij lage pompcapaciteit. Gedurende deze fase blijft de waterdruk op de moot staan.

De afdichting langs de randen van de te ondergrouten ruimte is overeenkomstig de werkwijze bij de pijlers van de Oosterschelde stormvloedkering eenvoudig te realiseren door het aanbrengen van

grindzakken of kunststoffolies, welke door een duiker snel te plaatsen zijn. Het door de grout weggeperste water moet langs deze weg of via de nog niet gebruikte groutingstuizen afstromen.

De waterdruk op de moot wordt eerst dan weggenomen, als de groutingslaag in staat is om zowel de verticale belasting ten gevolge van het mootgewicht alsook de horizontale belasting van het ingedrukte Gina-profiel op te nemen. Het eigen gewicht van de moot is in de eerste periode na het afsluiten van de waterdruk laag te houden door het niet vullen met grond van de holle ruimte in de mootwanden. Een minimaal eigen gewicht van de moot is echter vereist om de horizontale kracht (overeenkomstig de waterdruk 10680 kN) op te kunnen nemen. Onder verwaarlozing van de bijdrage van de wanden aan de wrijving kan de wrijvingscoëfficiënt op 0,5 gesteld worden. Het minimale netto mootgewicht is dan  $10680/0,5 = 21360$  kN. Na het afsluiten van de waterdruk is de belasting van de moot op het draagvlak:

$$(32,65-15,10) \cdot 12 \cdot 10 + (23424 \cdot 15)/25 = 65440,8 \text{ kN}$$

Dit is voor de opname van de horizontale kracht ruim voldoende.

Om de vereiste druksterkte van de groutlaag te bepalen wordt verondersteld dat de holle ruimte van de wanden met zand zijn gevuld:

$$\begin{aligned} \text{opp} \times \text{hoogte} \times \text{v.m. nat zand. o.w.} &= 54,0 \cdot 8,8 \cdot 9,5 \\ &= 4514,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

De totale belasting wordt dan  $65440,8 + 4514,4 = 69955,2$  kN. Dit komt overeen met  $0,24 \text{ N/mm}^2$ .

Volgens het diagram in figuur CIII-8 wordt deze sterkte binnen 12 uur bereikt. De totale funderingsfase beslaat dus ongeveer 24 uur.

Tijdens het ondergrouten moet voorkomen worden, dat de moot omhoog geperst wordt of dat de voegvlakken niet meer evenwijdig lopen. Teruggrijpend op de formule uit hoofdstuk III-3 met betrekking tot de benodigde vijzelkracht bij toenemende eigen gewicht van de sluismoot is hier mogelijk iets over te zeggen:

$$V = 714,2 - 0,264 \cdot G, \text{ waarin } V = \text{vijzelkracht}$$

$G = \text{netto eigen gewicht}$

Het opdrijven van de moot komt overeen met een negatieve waarde voor  $G$ . De kritieke waarde treedt op voor  $G = 0$ ; dit is juist het moment van nog niet opdrijven van de moot. Het evenwijdig houden van de voegen zal in dat geval ( $V = 714,2$  kN) zeker nog mogelijk zijn.

Nu resteert slechts de controle op het verticale evenwicht tussen de groutingsdrukken en het netto mootgewicht. In hoofdstuk III-3 is reeds bepaald, dat het water in de kolk maximaal  $27,65 - 26,12 = 1,53$  m extra kan worden opgezet. Dit geeft een netto mootgewicht van  $16,0 \cdot 12,0 \cdot 10 \cdot 1,53 = 2937,6$  kN. Het vullen van de holle ruimte in de mootwanden leverde een extra netto mootgewicht van 4565,7 kN op. Het totale eigen gewicht tijdens het ondergrouten kan derhalve tot  $4514,4 + 2937,6 = 7452,0$  kN worden opgevoerd. Door steeds slechts

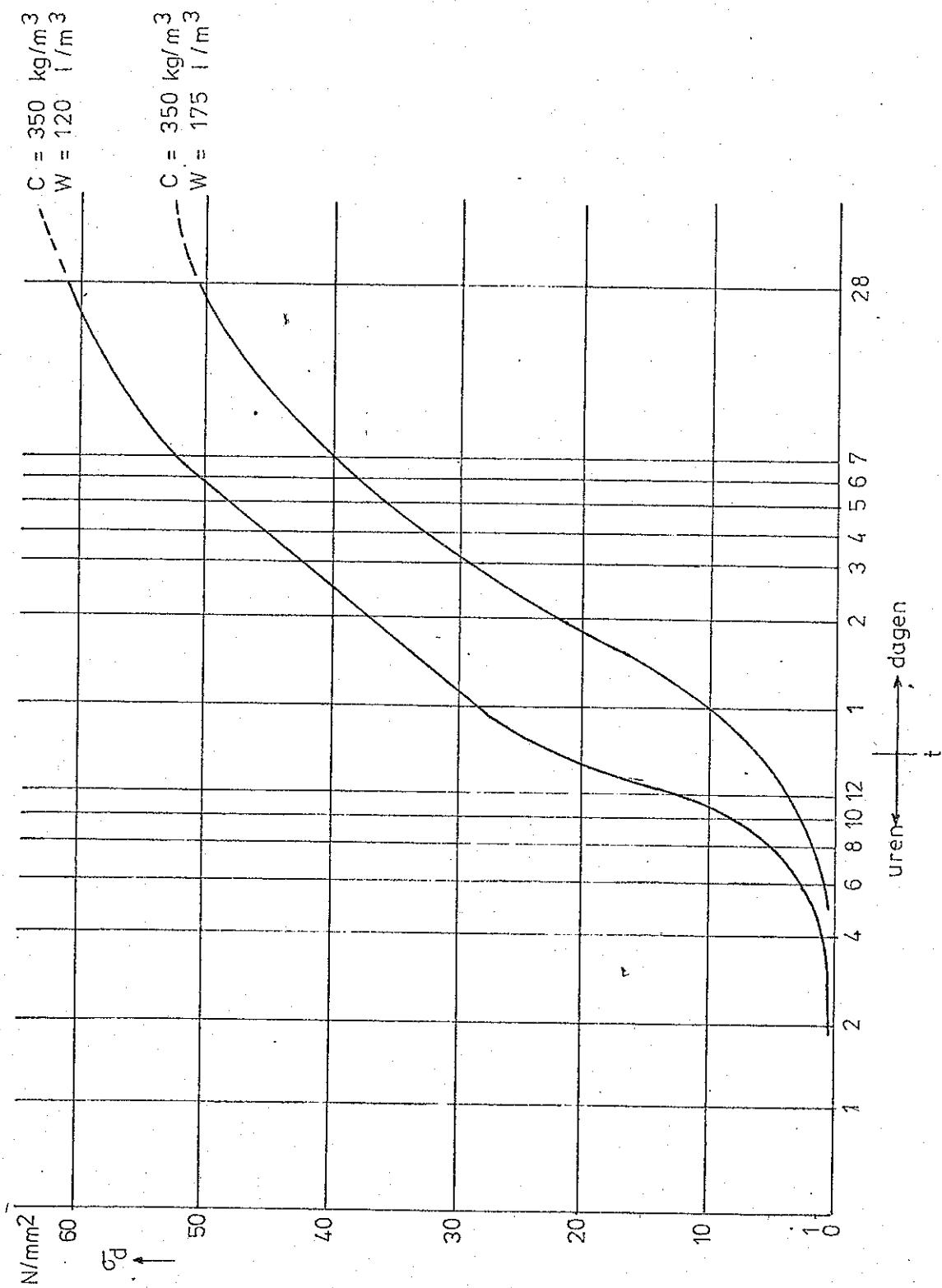


Fig CIII-8. Ontwikkeling druksterkte beton.

(ontleend aan 'Temperatuureffecten in betonconstructies- Ir. J. Brakel).

via enkele buizen te grouten is de opwaartse druk te beperken; immers na het uitpersen van het water uit de grout neemt de druk weer af.

Een goede werkwijze wordt verkregen met een ander resultaat uit hoofdstuk III-3. Bij een netto mochtgewicht van circa 2700 kN is de benodigde vijzelkracht  $V$  gelijk aan nul. Door het verhogen van de waterstand in de kolk met 1,40 m wordt deze extra ballast aangebracht. Door het ondergrouten neemt nu de vijzelkracht toe (om de voegvlakken evenwijdig te houden) en wel tot maximaal 714,2 kN. Door het controleren van de vijzelkracht kan het verticale evenwicht van de mocht dan nagegaan worden. Het ondergrouten kan nu geschieden bij een overdruk van bijvoorbeeld 25 kN/m<sup>2</sup>, waardoor op een moment  $2700/25 = 108 \text{ m}^2$  kan worden ondergrout. Het na-grouten onder een overdruk van 100 kN/m<sup>2</sup> is dan mogelijk per 27 m<sup>2</sup>.

Vanwege de symmetrie van de mochtconstructie is het wenselijk de werkwijze bij het ondergrouten eveneens symmetrisch te houden. Per werkruimte komt de na-grouting dan per ongeveer 13,0 m<sup>2</sup> tot stand. Dit betekent, dat de openingen van de groutingsbuizen ongeveer h.o.h. 3,6 m moeten komen. Gezien de geometrie van de mochtvloer van 12,0 x 24,4 m<sup>2</sup> en de resultaten van deel 8 (de mochtwanden dienen goed ondergrout te worden) is een verdeling van de buizen volgens fig. C III-9 afdoende.

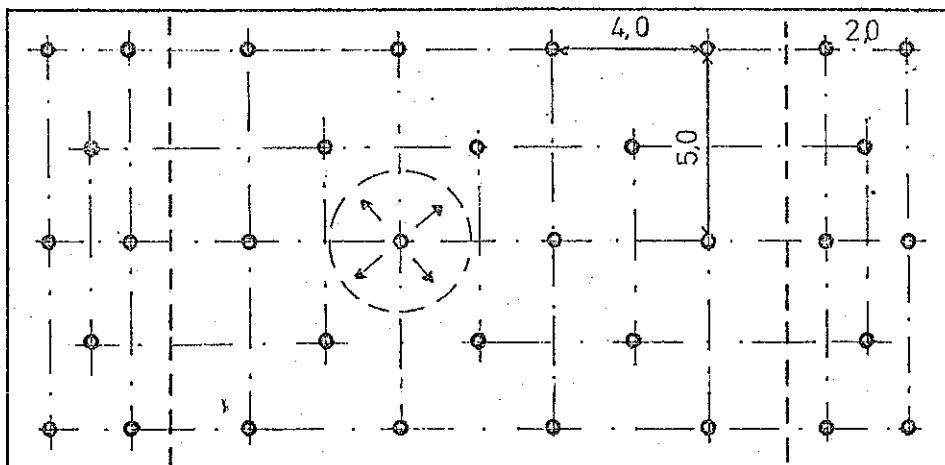


Fig. CIII-9. Openingen groutingsbuizen in mootvloer.

De controle van het verticale evenwicht van de moot is nu eenvoudig door de voegwijdte te meten en door middel van de vijzels de v<sup>e</sup>oegvlakken evenwijdig te houden. Uit de vijzelkracht is snel het netto mootgewicht te berekenen. Door het vullen van de holle ruimte in de wanden met grond is de vijzelkracht dan weer terug te brengen tot een waarde in de buurt van nul.

## HOOFDSTUK IV. HET BOUWDOK.

### IV-1. Algemeen.

Het gebruik van de kolk van de oude sluis als bouwdok voor de prefabricage van de vijf sluismoten vereist een aantal aanpassingen van dit buiten het eigenlijke kanaalpand gelegen werkterrein. In de eerste plaats moet de momenteel nog volgegooide kolk ontgraven worden. De vrijkomende grond moet worden verwerkt in de rond het bouwdok op te werpen dijk.

Deze dijk moet voorkomen dat het kanaalpand leegloopt na het doorgraven van de huidige kanaaldijk ten behoeve van het uitvaren van de sluismoten. Indien mogelijk, zal werk met werk gemaakt worden. Voor wat betreft de uitgegraven grond. Hierbij wordt mede de grond, welke ter plaatse van het funderingsbed wordt verwijderd, in de berekening meegenomen. Bij het graven van een toegang tot het kanaalpand moet rekening worden gehouden met de aanwezigheid van een betonnen caisson (zonder bodem), dat is gebruikt om de oude sluis ter hoogte van het ontvangstbed van het bovenhoofd af te sluiten.

De belangrijkste voordelen van het gebruik van de oude kolk als bouwdok zijn de zeer nabije ligging ten opzichte van de te verlengen sluis en het voorkomen van een bijzonder omvangrijke bemaling. Nu behoeft de kolk niet volledig te worden ontgraven, daar de moten slechts 8,4 meter water-

diepte nodig hebben om op te kunnen drijven. De diepte tot waar ontgraven moet worden is dan  $32,65 - 8,40 = 24,25$  m + NAP, hetgeen precies de hoogte van het wokelderdek is. De precieze ontgravingssdiepte wordt bepaald door de voor de dijk benodigde hoeveelheid grond.

In het volgende gedeelte komen de volgende punten ter sprake:

- a. Opzet van de dijk van het bouwdok.
- b. Het opdrijven van de moten.

#### IV-2 Opzet dijk bouwdok.

Het maaiveld ter plaatse van de oude sluiskolk ligt op 27,00 m + NAP. De kruin van de dijk moet ruim boven het kanaalpeil van 32,65 m + NAP blijven. In deel B is zelfs gesuggereerd om het kanaalpeil nog eens 10,20 m extra op te zetten i.v.m. de diepgang van de sluismoten. Om wateroverslag bij voorbeeld hekgolven van het sleepmaterieel te voorkomen, moet de kruin van de dijk minimaal 1,0 m boven KP liggen, d.w.z.  $32,65 + 0,20 + 1,00 = 33,85$  m.

Het tracé van de dijk is op grond van de overzichtskaarten slechts globaal aan te geven. In de directe omgeving van de oude kolk aan de zijde, waar de dijk zou komen te liggen, staan struiken en bomen (zie fig. cIV-1).

#### ad a. kwel door de dijk.

Door het afdekken van het buitentalud van de dijk met een kunststoffolie is de kwel door de dijk in belangrijke mate te beperken. Het waterverlies vanuit het bouwdok wordt hiermee nauwelijks beperkt gezien de niet waterdichte bodem van het buiten het kanaalpand gelegen terrein. Door het folie wordt wel voorkomen dat het water boven de teen van het binnentalud uittreedt, hetgeen aanleiding kan geven tot erosie van de teen van de dijk met als mogelijk gevolg een instabiliteit van het talud. (zie ad. c.).

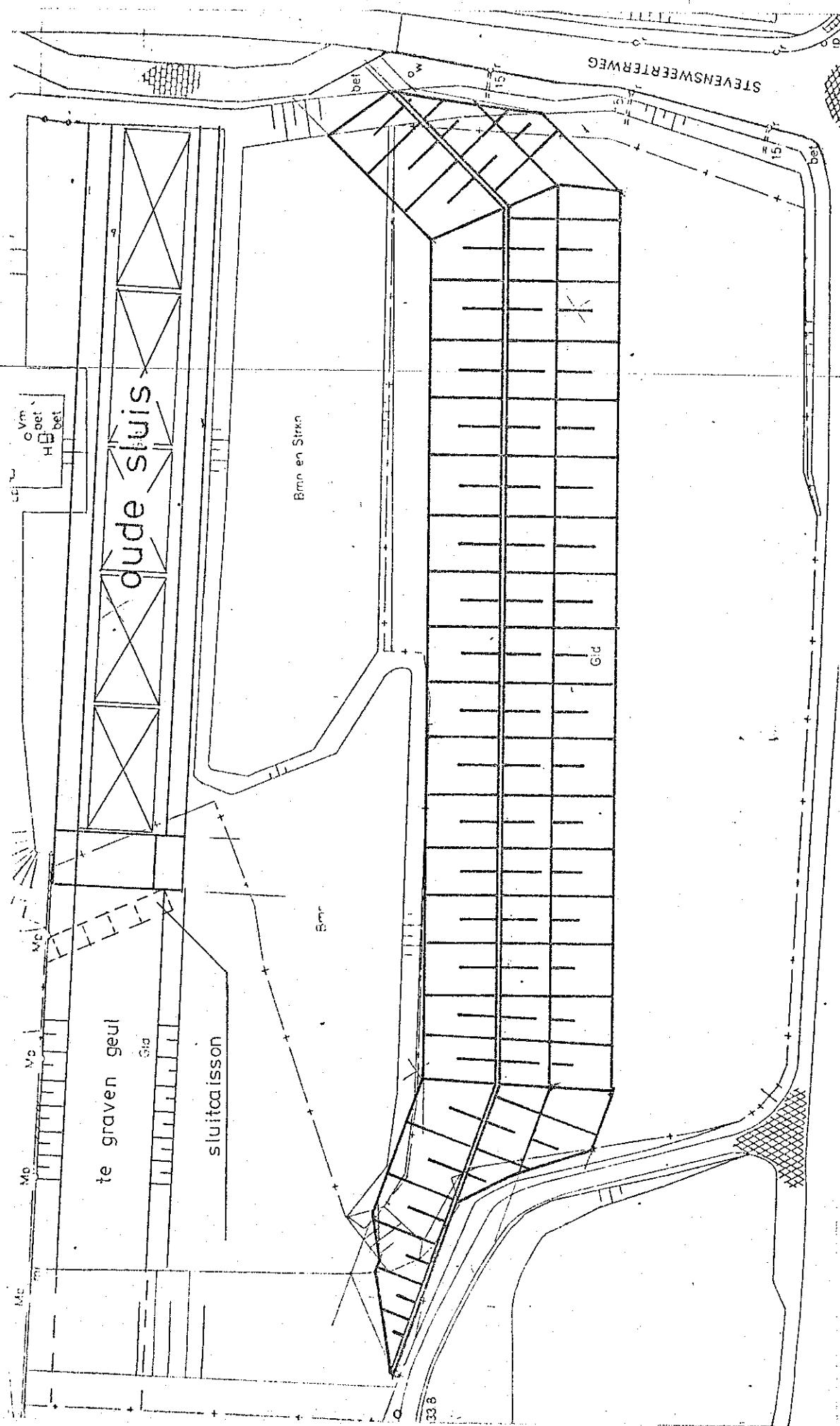


Fig. CIV - 1 Bouwdok

#### ad b. Afschuiven dijk

Het onder invloed van de horizontale waterdruk als totaliteit verschuiven van de dijk is voor een dijklichaam bestaande uit grond niet zo waarschijnlijk. Deze dijk wordt echter zonder meer op het grasland opgeworpen, waardoor een potentieel glijvlak aan de bovenkant van het grasveld aanwezig is. Een controle hierop is eenvoudig:

Het gewicht van de dijk is in een globale benadering (talud 1 : 2, kruinbreedte 1,0 m):

$$(8,85 \cdot 2,0 + 1,0) \cdot 8,85 \cdot 15 = 2482,4 \text{ kN/m}^2.$$

De waterdruk is:  $(32,85 - 25,0)^2 \cdot 0,5 \cdot 10 = 308,1 \text{ kN/m}^2$ . De wrijvingscoëfficiënt behoeft dus slechts  $308,1 / 2482,4 = 0,13$  te bedragen. Dit lijkt zonder meer mogelijk.

#### ad c. Erosie binnentalud

In ad a. is de erosie van het binnentalud al ter sprake gekomen. Gezien de grote doorlatendheid van de bodem van het bouwdok zal hiermee zeker rekening moeten worden gehouden. Bij het onbeschermde binnentalud mag de hellingshoek  $\alpha$  van het talud niet groter zijn dan de halve hoek van inwendige wrijving  $\varphi$  (lit. 10):  $\alpha \leq \frac{1}{2}\varphi$ .

De hoek  $\varphi$  is ongeveer  $33^\circ$ , dus  $\alpha$  is  $16,5^\circ$ . De helling wordt hiermee maximaal 1 : 3,4. Deze helling wordt toegepast voor het onderdeel van het binnentalud, waar mogelijk water uittreedt.

#### ad d. Afschuiven talud

Het afschuiven van danwel het binnent-, danwel het buitentalud zal niet kritisch zijn. De helling van het onderste stuk van het binnentalud is al zo flauw, dat van afschuiven geen sprake meer zal zijn. Tegen het buitentalud komt de waterdruk te staan, welke afschuiven tegengaat. Een helling overeen-

komstig de helling van het natuurlijk talud is dan voldoende (1:1,5). Voor de aanleg in den droge wordt een helling van 1 : 2 aangehouden.

Gezien de voorgaande punten is een dijk, zoals is geschat in fig CIV-2, mogelijk. Uit de figuur is af te leiden, dat de hoeveelheid grond per strekkende meter dijk ongeveer bedraagt:

$$(8,85 \cdot 2,0 + 1,0) \cdot 8,85 + 3 \cdot 6 \cdot 0,5 = 174,5 \text{ m}^3/\text{m}$$

De totale dijk lengte bedraagt ongeveer 250 meter, alhoewel de dijkdoorsnede niet overal volledig is.

In verband hiermee wordt gerekend met 225 m volle dijkdoorsnede:

De totale hoeveelheid verwerkte grond is dan  
 $225 \cdot 174,5 \text{ m}^3 = 39262,5 \text{ m}^3$

De hoeveelheid grond, die vrijkomt bij het gereedmaken van het funderingsbed voor de sluismoten, is bij grove benadering:

$$70 \cdot 30 \cdot (24,25 - 14,50) = 20475 \text{ m}^3. \text{ Er is gerekend op } 22000 \text{ m}^3 \text{ in verband met de grond achter de oude damwand.}$$

De hoeveelheid grond, welke bij het ontgraven van het bouwdok tot 24,25 m+ NAP vrijkomt, is bij benadering (zie fig. CIV-1):

Uit voorhaven:	$(2,75 \cdot 2 + 16,0) \cdot 2,75 \cdot 85 = 5025,6 \text{ m}^3$
Uit bovenhoofd:	$14,0 \cdot 10,25 \cdot 2,75 = 394,6 \text{ m}^3$
Uit kolk :	$136,0 \cdot 16,0 \cdot 2,75 = 5984,0 \text{ m}^3$
	<hr/>
	$11404,2 \text{ m}^3$

Het totale volume van de ontgraven grond wordt hiermee  $33404,2 \text{ m}^3$ . Het verschil in de grondbalans is dan  $39262,5 - 33404,2 = 5858,3 \text{ m}^3$ . Het ontgraven van de kolk tot 21,60 m+ NAP levert de extra benodigde grond.

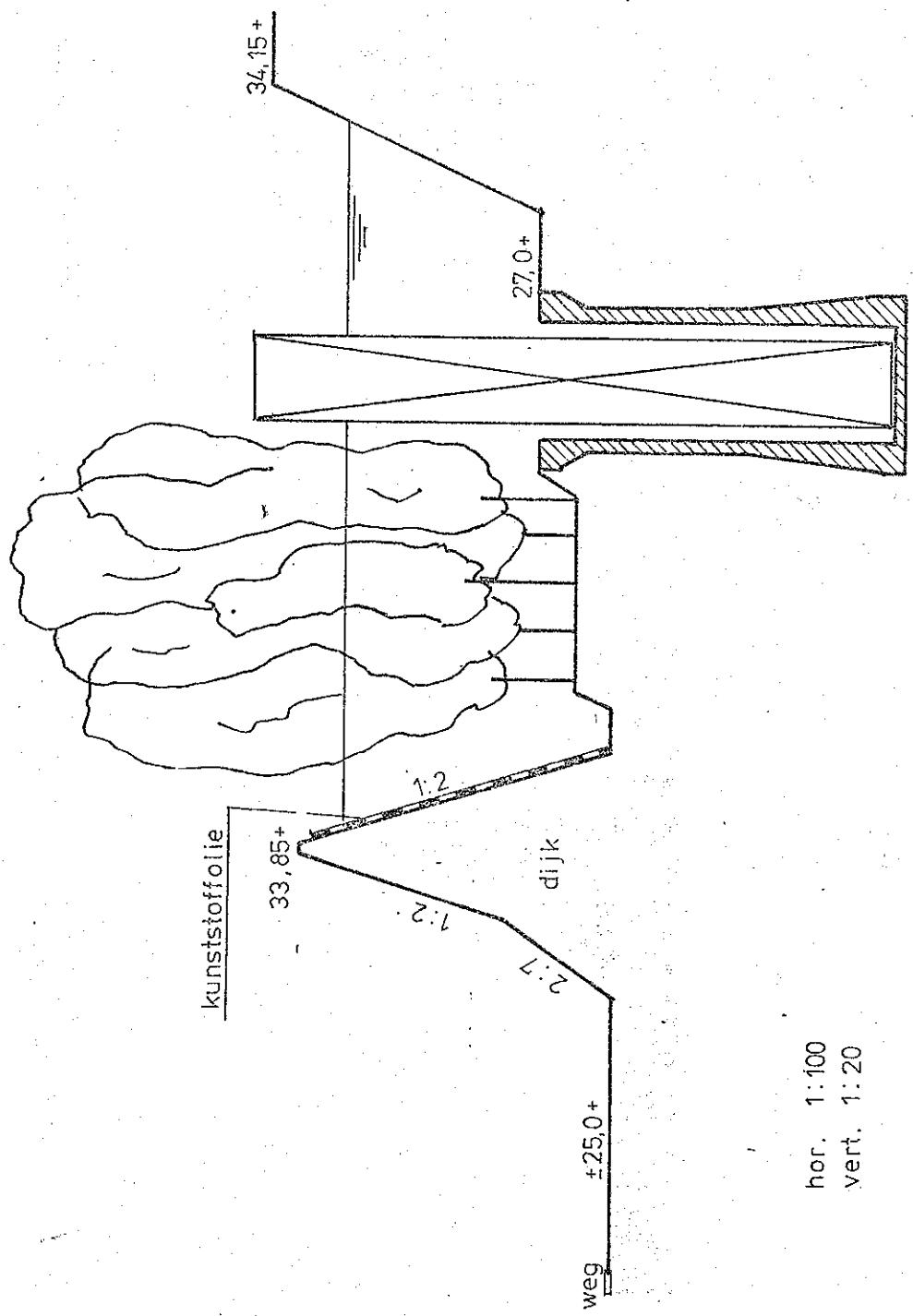


Fig. CIV-2.

Ligging dijk rond bouwdok. (De lengte- en hoogtematen zijn verschillend genomen, teneinde de hoogteverschillen goed uit te laten komen)

In verband met het mogelijke gebruik van een portaalkraan kan het wenselijk zijn om de kolk geheel te ontgraven, zodat de moten m.b.v. een lage kraan te bouwen zijn. Ook voor het stellen van de bekisting (tegen de oude sluiswand) heeft dit voordelen. De keuze zal worden bepaald door de financiële consequenties.

#### IV-3. Het opdrijven van de moten.

In hoofdstuk IV-2 is gesteld, dat in verband met het waterverlies van het kanaalpand en de schade aan de beplanting het bouwdok slechts gedurende korte tijd onder water mag staan. Dit heeft consequenties voor het opdrijven van de moten. Het een voor een laten opdrijven kost bijzonder veel tijd, aangezien steeds de schotten, welke de kolk afsluiten, overgezet moeten worden. Vervolgens moet dan ruim  $10,000 \text{ m}^3$  water uit de kolk gepompt worden. Een duurdere methode is het gelijktijdig op laten drijven van alle vijf moten. Nu moeten er vijf stellen schotten toegepast worden. Tevens is een extra stel pontons voor het opdrijven van de tweede bovenhoofdmoot vereist.

Om op de hoeveelheid materiaal te besparen kunnen de schotten voor het drijvende transport worden uitgevoerd als een houten naaldkering met de bovenkant op ongeveer 7,0 m boven de kolkvloer. Voor de afzinkfase kan de rest van de kolkopening met een tweede schot worden gesloten. Dit tweede schot is dan vijfmaal te gebruiken.

In het geval van een bouwdokontgraving tot 23,25 m + NAP kunnen de kolken gevuld worden met een laag water van ongeveer 2,20 m alvorens de waterstand in de bouwkuip het kanaalpeil bereikt. Nu blijven de moten op de bodem staan, waarbij de achterwand van de holle kolkwanden nog minimaal 0,30 m blijft. De wanden zullen derhalve niet vol-

lopen. Nu kunnen de moten een voor een gelicht worden door het uitpompen van  $4100\text{ m}^3$  water. Dit geeft een veiliger uivoering, omdat de moten niet tegen elkaar kunnen slaan o.i.v. de waterstroming.

De uitgevaren moten worden dan afgemeerd in de oude bovenvoorhaven. Hiervoor is voldoende ruimte beschikbaar langs de geleidewerken van de bestaande bovenvoorhaven. Het verslepen van een moot geschiedt dan vlak voör het afzinken. Het aanbrengen van de afzinkapparatuur vindt nu plaats in de niet voor het scheepvaart toegankelijke oude voorhaven.

Na het uitvaren van alle vijf de sluismoten wordt onmiddelijk de kanaaldijk hersteld en het water afgelaten uit het bouwdok. Het herstel van het bouwterrein kan dan een aanvang vinden.

**BIJLAGE I:**  
Theoretische achtergrond van  
het grondwaterstromingsprogramma  
**SOFIA-102**

### Het programma SOFIA-102 (overgenomen uit lit 3)

Het programma kan toegepast worden voor tweedimensionale gevallen van grondwaterstroming.

De toepassing van het programma blijft tevens beperkt tot de stationaire grondwaterstromingen.

In het algemeen gelden voor stationaire grondwaterstromingen de volgende vergelijkingen:

$$\text{Gebied } R: \frac{\delta}{\delta x} (T \frac{\delta \phi}{\delta x}) + \frac{\delta}{\delta y} (T \frac{\delta \phi}{\delta y}) + I - \frac{\phi - \phi'}{C} = 0$$

$$\text{grens } S_1: \phi = f$$

$$\text{grens } S_2: -T \frac{\delta \phi}{\delta n} = g$$

waarin:  $\phi$  = grondwaterstand (waterspanning)

$T$  = transmissiviteit of doorlatendheid

$I$  = infiltratie

$$\frac{\phi - \phi'}{C} = \text{lekkfactor}$$

De grenzen  $S_1$  en  $S_2$  vormen tesamen de gehele begrenzing van het gebied  $R$ .

In ons geval geldt:  $I = 0$

$$\frac{\phi - \phi'}{C} = 0$$

$$g = 0$$

Er resteert dan:

$$\frac{\delta}{\delta x} (T \frac{\delta \phi}{\delta x}) + \frac{\delta}{\delta y} (T \frac{\delta \phi}{\delta y}) = 0 \text{ met } \phi = f \text{ op } S_1$$

Een oplossing van dit stelsel kan worden verkregen met behulp van het variatie-principe. De wiskunde reikt ons hiertoe de functionaal  $U$  aan:

$$U = \frac{1}{2} \iint_R (T \cdot (\frac{\delta \psi}{\delta x})^2 + T \cdot (\frac{\delta \psi}{\delta y})^2) dx dy \text{ met } \psi = f \text{ op } S_1$$

Het minimum principe is dat de functionaal  $U$  een absoluut minimum bereikt voor  $\psi = \phi$ .

Het bovengeschetste theoretische model kan nu worden toegepast op de eindige elementen (driehoeken).

Het totale stromingsgebied  $R$  wordt nu opgedeeld in  $n$  gebiedjes  $R_j$  met ieder een eigen  $U_j$ . Voor de functionaal  $U$  geldt dan:

$$U = \sum_{j=1}^N U_j$$

De waarden van  $\psi$  in de hoekpunten van een element zijn de vrije parameters in de variatie-methode. Binnen het element  $R_j$  wordt  $\psi$  verondersteld lineair te varieren met  $x$  en  $y$ , volgens:

$$\psi = a_1x + a_2y + a_3, \text{ waarbij } a_i = f(\text{coördinaten hoekpunten})$$

Nu reduceert de functionaal  $U_j$  tot:

$$U_j = \frac{1}{4} \cdot T_j \cdot |\Delta| \cdot (a_1^2 + a_2^2) \text{ met } |\Delta| = f(\text{coördinaten hoekp})$$

Aangezien de hoekpunten van een element bekend zijn, is in principe een oplossing mogelijk. De in het programma gevolgde werkwijze is die van de Gauss-Seidel-iteratie:

$$\psi_{i\text{nieuw}} = \psi_{i\text{oud}} + (f_i - \sum_{k=1}^N p_{ki} \cdot k)$$

met  $i = 1, \dots, N$

$$(\text{matrix})p_{ki} = f(\text{coördinaten hoekpunten})$$

De iteratie convergeert voor een matrix  $P$ , welke positief definit is. Dit laatste is geldig voor het onderhavige probleem.

De  $\psi$ -waarde (waterspanning) wordt door de iteratie steeds nauwkeuriger. Na het voldoen aan een eis aangaande het verschil tussen twee opeenvolgende  $\psi$ -waarden wordt het programma beëindigd.

LITERATUURLIJST VOOR HOOFDONTWERP (DELEN A, B EN C)

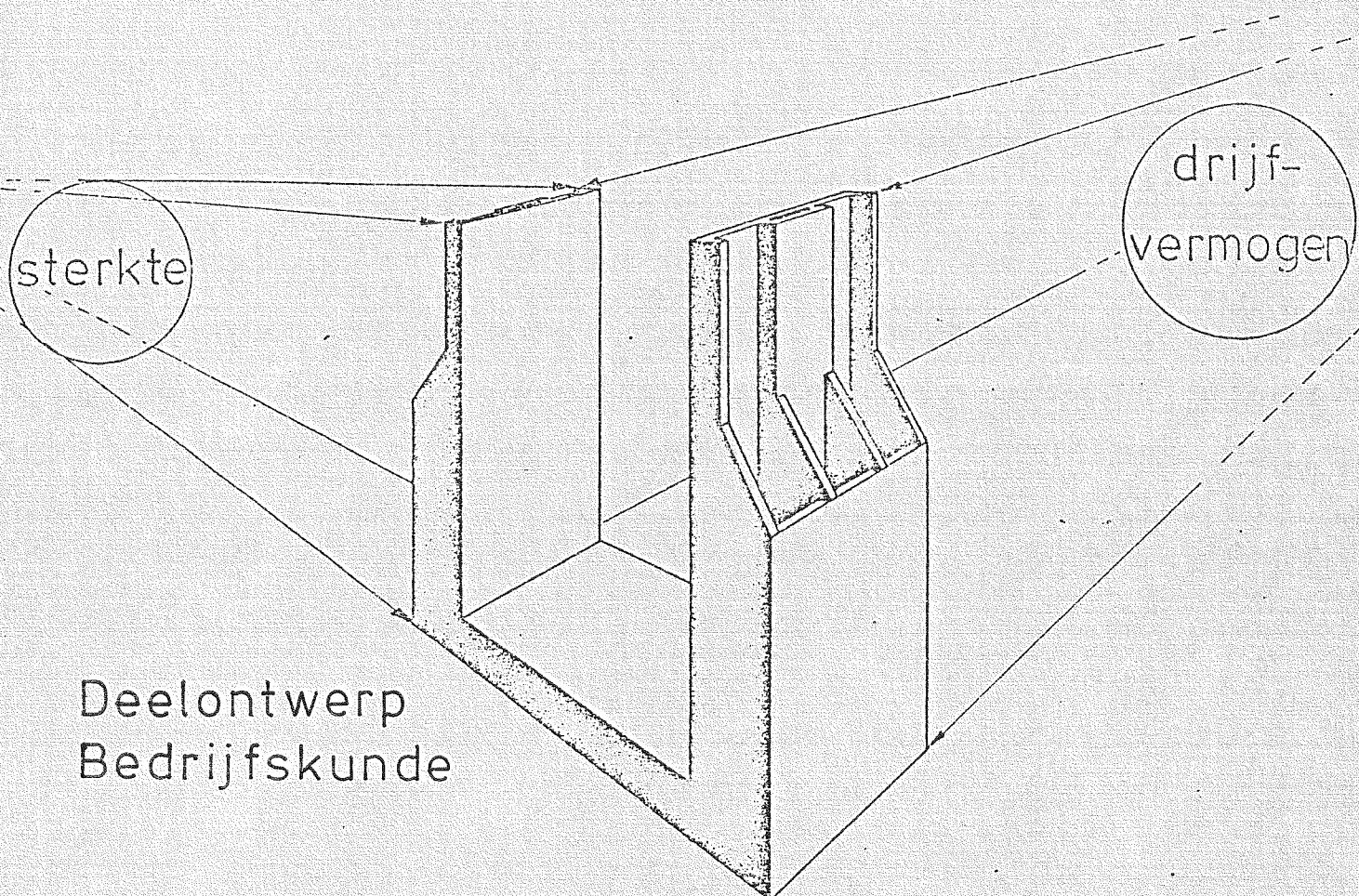
- Lit. 1: 'Beams on Elastic Foundation' - M. Hetényi
- Lit. 2: 'Methode Blum' - anonieme THD-uitgave
- Lit. 3: 'Applications of the finite element method in Geomechanics.' - Prof. A. Verruijt
- Lit. 4: 'Tienjarig overzicht van de waterstanden 1951-1960' - Rijkswaterstaat.
- Lit. 5: 'Grondwatermechanica' - Prof. A. Verruijt
- Lit. 6: 'Moderne funderingstechnieken' - Prof. ir. A.F. v Weele
- Lit. 7: 'CUR-rapport 56: Onderwaterbeton'
- Lit. 8: 'CEMENT 7-1970; blz 302, e.v.'
- Lit. 9: Publicatie Hydro-beton - Inter-Beton
- Lit. 10: 'Diktaat dijken' - Prof. Agema.

3-34  
a, b, c, d, e, f



WERKSTUOP  
WATERGEWENKUNDE  
Afd. Civiele Techniek  
TH Delft

# DE CONSTRUCTIE VAN EEN DUWWAARTSLUIS TE MAASBRACHT ..



A. F. PRUIJSSERS

Onder begeleiding van:  
prof. ir. H.J. Wagenmaker  
ir. A.R. Bonebakker

okt., 1982

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT

## SAMENVATTING

In aansluiting op het hoofdontwerp Sluisuitbreiding te Maasbracht bij de vakgroep Constructieve Waterbouwkunde zijn in het bedrijfskundig deelontwerp de aspecten planning en kostenraming voor de gedachte sluisuitbreiding uitgewerkt.

Bij de sluisuitbreiding gaat het om een aanpassing van het sluizencomplex te Maasbracht in Limburg in verband met de invoering van beperkte duwvaart op het Julianakanaal. Hiervbij wordt één van de drie identieke sluizen met zestig meter verlengd, hetgeen ondermeer de bouw van een nieuw bovenhoofd inhoudt. In het hoofdontwerp is gekozen voor een verlenging met behulp van geprefabriceerde sluisdelen, welke na voltooiing in een bouwdok voor de bestaande sluis worden afgezonken.

Deze bouwwijze is nog niet eerder in deze vorm toegepast. Juist dit gegeven maakt een bedrijfskundige benadering zinvol, omdat hiermee gegevens betreffende de uitvoeringsplanning en de (vermoedelijk extra) kosten van deze vorm van sluisverlenging ten opzichte van de meer conventionele bouwwijze van sluizen wordt verkregen. Het geheel krijgt op deze wijze meer praktijkwaarde.

De planning is uitgevoerd als dubbelplanning. Dit houdt in, dat in een eerste opzet van de werkplanning niet op de kosten wordt gelet, m.a.w. er wordt gewerkt met beperkte tijd en nagenoeg onbeperkte middelen. Hieraan gekoppeld is een probabilistische beschouwing van de gemiddelde uitvoeringsduur gegeven. In de tweede planning is in samenwerking met de firma Van Splunder te Ridderkerk aan de hand van de eerste planning een beschouwing op grond van aan de praktijk ontleende (mede op kosten gebaseerde normen) gegeven. De afstemming middelen en tijd vindt hierbij volledig doorgang.

Het voordeel van genoemde opzet is, dat bij de eerste planning consequent alle activiteiten op hetzelfde peil worden behandeld, waardoor de uitwerking van de tweede,

meer realistische planning eenvoudiger en doeltreffender wordt. Tevens is in de eerste planning een theoretische beschouwing van de haalbaarheid van de gemiddelde uitvoeringstijd gehanteerd; deze methode staat door zijn eenduidige opzet open voor discussie.

Voor de totale uitvoeringstijd wordt een periode van 359 werkbare werkdagen gevonden. De totale bouwkosten bedragen ongeveer tien miljoen gulden. Dit komt neer op f163440,- per stekkende meter verlenging, hetgeen ongeveer f20000,- duurder is dan een meter sluis gebouwd op de conventionele manier. Dit valt ons inziens enorm mee.

De periode, waarin geen scheepvaart door de sluis mogelijk is, bedraagt slechts 37 dagen. In verhouding tot de conventionele bouw in een bouwput is dit wel bijzonder kort. Dit is dan ook het grote voordeel van de gedachte methode.

## INHOUDSOPGAVE

Hoofdstuk I Inleiding	blz.
I-1. Resultaten hoofdontwerp constr. waterbouwkunde	1
I-2. Doelstellingen bedrijfskundig deelontwerp	7
Hoofdstuk II Planning van de uitvoering	
II-1. Inventarisatie van de handelingen	9
II-2. Uitwerking van de activiteiten	11
II-3. Samenneming van de activiteiten	44
II-4. Nabeschouwing van de activiteiten	47
Hoofdstuk III Planning en kostprijs van de uitvoering	
III-1. Uitwerking van de activiteiten	49
III-2. Berekening totale kosten en planning	90
III-3. Beschouwing van staartkosten	92
III-4. Vergelijking van de beide planningen	94
III-5. Slotbeschouwing	97
Literatuurlijst	99

## HOOFDSTUK I INLEIDING

### I-1. Resultaten hoofdontwerp Constructieve Waterbouwkunde

In het hoofdontwerp bij de vakgroep Constructieve Waterbouwkunde is in het kader van het vooronderzoek nagegaan op welke wijze de kunstwerken in het Julianakanaal (Limburg) kunnen worden uitgebreid of aangepast teneinde beperkte duwvaart op dit kanaal mogelijk te maken. Hierbij is om het constructieve karakter van het onderzoek te bewaren gekozen voor een diepgaande studie van de uitbreiding van het sluizencomplex te Maasbracht, waarbij de overige kunstwerken in het Julianakanaal niet beschouwd zijn. De aanpassing van het genoemde complex is vermoedelijk gezien de ligging en de constructieve uitvoering het moeilijkst te realiseren. De problemen, welke hierbij optreden, zullen in mindere mate ook terugkomen bij de andere sluizen in het kanaal. Voor een meer uitgebreidde beschrijving van alle sluizen wordt hier verwezen naar het vooronderzoek.

Onder de beperkte duwvaart wordt verstaan de vaart met twee duwbakken in gestrekte vaart of een motorschip met daarvoor een enkele bak. De totale lengte van een dergelijke eenheid bedraagt ongeveer 184 m. Hiervoor zijn sluizen met een nuttige kolkbreedte van 200 meter vereist, terwijl de huidige sluizen in het Julianakanaal slechts een lengte (kolk) van 142 m hebben. In het vooronderzoek is daarom uitgegaan van twee mogelijke basisoplossingen voor de aanpassing van de kunstwerken:

- a. De bouw van een nieuwe duwvaartsluis met minimale kolkafmetingen van  $200 \times 12 \text{ m}^2$  naast de bestaande sluizen.
- b. De verlenging van één of meerdere sluizen tot een nuttige kolkbreedte van 200 m.

Dit zijn twee fundamenteel andere oplossingen, waaruit gekozen moet worden op grond van in de eerste plaats de totale sluiscapaciteit en in de tweede plaats de constructieve mogelijkheden. Het is gebleken dat beide aspecten niet los van elkaar te zien zijn.

Het bestaande complex te Maasbracht bestaat uit drie identieke sluizen, welke een verval keren van 12,25 m. Dit is het grootste verval over een enkele sluis in Nederland. De kolkafmetingen bedragen 16 x  $142\text{ m}^2$  met wandhoogten van 17,35 m. Over het benedenhoofd ligt een verkeersbrug, welke tevens dienst doet als trekband voor de enorme spatkrachten uit de benedendeuren. Onder de bovendeuren zit een omvangrijke wolkelder ter vernietiging van de waterenergie bij het schutten. De wolkelders van de beide meest oostelijk gelegen sluizen zijn verbonden door een omloopriool, teneinde gedurende droge periodes (lage Maasafvoer) het water vanuit de ene kolk in de andere te kunnen omzetten. Een belangrijk aspect is de recente bouwdatum van het complex, begin jaren zestig. Het complex is dus nog lang niet aan het einde van zijn economische levensduur.

Een capaciteitscontrole van het complex toont dit onmiddellijk aan; de capaciteit van het huidige complex is ook na het jaar 2000 nog ruim voldoende. Dit is vanzelfsprekend alleen het geval voor het geval van conventionele motorvaart tot 2000 ton, omdat de huidige sluizen geen duweenheden kunnen verschutten. Een onderzoek naar de intensiteiten na het jaar 2000 voor het geval van beperkte duwvaart bij beide basisoplossingen toont aan dat beide oplossingen ruim voldoende capaciteit bezitten in de gebruiksfase. Hierbij is uitgegaan van een enkele duwvaartsluis met tweerichtingenverkeer, hetgeen met de verwachte ontwikkeling van de beperkte duwvaart voldoende is.

Uit de capaciteits-intensiteitsberekening bleek tevens duidelijk, dat na 1985 de capaciteit van het sluizencomplex bij buiten bedrijf zijn van een sluis onvoldoende is. Het buiten bedrijf stellen van een sluis is onvermijdelijk bij het verlengen ervan. Dit gegeven zou aanleiding kunnen geven tot de keuze van een vierde nieuwe sluis, maar de dan aanwezige capaciteit is groter dan in de verre toekomst vereist wordt. Dit komt dus neer op investeren in niet benodigde schutcapaciteit.

Uit het vooronderzoek kwam naar voren, dat een sluisverlenging het best aansloot op de vereiste capaciteit en de kleinste ingreep betekende op de infra-structuur van het gebied. Op grond van een aantal randvoorwaarden, welke in het vooronderzoek nader besproken zijn, is voor de sluisverlenging gekozen voor een verlenging van de meest westelijke sluis vanaf het bovenhoofd. Dit houdt onmiddellijk de sloop van de bestaande woelkelder in. Een eis, welke de uitvoeringsmethode sterk bepaalt, komt voort uit de falende capaciteit in het geval van twee sluizen. De uitvoering van de verlenging moet zodanig worden aangepast, dat tijdens het grootste deel van de bouw nog in beperkte mate (bv. éénrichtingsverkeer) geschut kan worden. Is dit niet te realiseren, dan vervalt de mogelijkheid van de sluisverlenging en blijft een nieuwe sluis als enige alternatief over.

Een nadere studie aangaande de speciale uitvoerings-methode leverde een duidelijke voorkeur voor een bouwwijze, welke direct is afgeleid van de methode van afgezonken tunnels. Een belangrijk criterium hierbij is de veiligheid van het bouwpersoneel geweest. Bij de gedachte methode wordt de sluisverlenging elders in vijf moten (met sluislengte van 12 m) gepre-

fabriceerd. Als bouwdok is hierbij gekozen voor de kolk van de oude buiten het huidige kanaalpand gelegen sluis te Maasbracht. Deze kolk is gedeeltelijk gesloopt en volgegooid met grond. Door het gebruik van deze kolk kan een omvangrijke bemaling achterwege blijven. Tijdens de constructiefase van deze moten wordt bij de te verlengen sluis het funderingsbed in gereedheid gebracht. Er is dan slechts éénrichtingsverkeer door de sluis mogelijk, omdat in de bovenvoorhaven de geleidewerken gesloopt worden. Alleen opvaart is dan mogelijk. Er is dan tesamen met de beide andere sluizen wel voldoende schutcapaciteit gedurende de bouwfase.

De bodem en de taluds van het kanaalpand zijn waterdicht bekleed met een in den droge aangebrachte asfaltlaag. Bij het gereed maken van het funderingsbed zal deze waterdichte laag doorbroken worden, hetgeen waterverlies uit het pand zal veroorzaken. Het herstellen van de waterdichte laag na het ontgraven moet om deze reden zo snel mogelijk zijn beslag vinden. Dit zal aanleiding geven tot het continu ontgraven van het funderingsbed met daarop aansluitend het aanbrengen van een nieuwe waterdichte laag (zie ook hoofdontwerp).

Na voltooiing van de prefab-moten wordt de oude kolk na omdijkking geïnnundeerd en wordt de huidige kanaaldijk doorgraven. De moten worden vervolgens uitgevaren en 'gestald' in de oude bovenvoorhaven. Een voor één worden de moten nu versleept naar de te verlengen sluis en overeenkomstig de werkwijze bij de afgezonken tunnels geplaatst. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de waterdruk door afsluiten van water door het bestaande bovenhoofd. Dit principe is uitgebreid beschreven in deel C van het hoofdontwerp.

Ná afzinken wordt de moot ondergrout om aan te sluiten op de bestaande op staal gefundeerde sluisconstructie. Na voltooiing van de verlenging zijn dan de bovendeuren over te zetten en wordt de verlengde kolk drooggezet. Dit is het begin van een periode waarin niet met de sluis geschut kan worden. In verband met de dan falende capaciteit wordt deze periode zo kort mogelijk gehouden. Na droogzetten van de kolk wordt de bestaande woelkelder gesloopt en het nieuwe bovenhoofd voltooid. Tevens worden dan de voegen tussen de moten afgewerkt. Na de voltooiing van deze werken is de verlengde sluis gereed voor gebruik.

Het laat zich aanzien, dat deze verlenging per stukkende meter sluis duurder is dan een meter van een nieuw te bouwen sluis. De nieuwe sluis is echter ruim driemaal zo lang als de benodigde verlenging, zodat de totale kosten voor de verlenging lager zullen zijn. Door het werken op twee bouwplaatsen zal ook de bouwtijd van de verlenging beduidend korter zijn. Er is gekozen voor de constructie van de sluisverlenging mits deze constructief realiseerbaar is. Dit is het onderwerp van het hoofdontwerp.

In de eerste plaats moest worden nagegaan of het überhaupt mogelijk is om de woelkelder uit het bestaande bovenhoofd te slopen (deel A hoofdontwerp). Alle hoofdwapening komt door de omslag van de momentenlijn na slopen aan de verkeerde kant te liggen. Met behulp van het aanbrengen van trekankers aan het bestaande sluishoofd en het storten van een extra vloer blijkt het inderdaad mogelijk te zijn de woelkelder te slopen. Hiermee was in principe de gedachte werwijze mogelijk geworden.

Het volgende onderdeel van het onderzoek betrof het dimensioneren van de sluismoten (deel B hoofdontwerp). Dit is gedaan in de vorm van een gevoeligheidsanalyse met betrekking tot een achttal randvoorwaarden met als variabelen de vloer- en wanddikte van de moten. De optimale wanddikte, welke uit dit onderzoek naar voren kwam, was 4,2 m, waarmee de totale breedte op 24,4 m kwam. De vloerdikte, welke bij deze wanddikte de meest optimale combinatie gaf, was 1,70 m. De bovenste rand van de moten wordt pas later opgestort in verband met het op een lijn brengen van de moten. De diepgang van de moten tijdens het drijvend transport bedraagt 8,0 m bij 0,40 m keel-clearance.

In het laatste deel van het hoofdontwerp (deel C) is de afzink- en funderingsfase van de moten ter sprake gekomen. Een controle van het waterverlies uit het kanaalpand gedurende de ontgravingsfase leverde een verlies van ongeveer  $70.000 \text{ m}^3$  water per dag op, hetgeen voor een korte termijn aanvaardbaar is. De tijd, welke benodigd is voor het plaatsen en ondergrouten van de moten wordt gesteld op ongeveer 1 dag, zodat met de periode van verharden van de grout mee de gehele procedure van afzinken en funderen in een weekeinde te realiseren is.

## I-2. Doelstellingen Bedrijfskundig deelontwerp

In het voorgaande hoofdstuk is een algemeen beeld geschetst van de gedachte uitvoeringswijze van de sluisverlenging. Het prefabriceren van sluisdelen is niet nieuw; in Frankrijk is een zeevaartsluis als één geheel geprefabriceerd en op palen afgezonken (1972, Boulogne-sur-Mer); in Glückstadt, Duitsland, is een zeesluis van een nieuw hoofd voorzien. Hierbij werd het nieuwe hoofd als prefab-constructie afgezonken op een op palen gefundeerde oplegbalk. (1969).

In beide gevallen waren er zwaarwegende redenen om niet ter plaatse te bouwen, overeenkomstig de situatie te Maasbracht. De prefabricage van deze constructies komt derhalve niet voort uit het in de woningbouw aanwezige streven naar een zekere industrialisering, teneinde tot lagere bouwkosten te komen, maar is een gevolg van de onmogelijkheid de uitvoering op andere wijze te realiseren (zie ook Cement '72 nr 12). Het industrialiseren van een bouwproces is alleen dan aantrekkelijk, wanneer het bouwproces zich kenmerkt door een sterke mate van repeterende handelingen. In de waterbouw is vrijwel altijd sprake van een eenmalig, door de randvoorwaarden bepaald ontwerp. Daarnaast zijn de afmetingen van waterbouwkundige constructies meestal zodanig, dat vervoer van de constructiedelen in verband met het gewicht onmogelijk is.

Uit het bovenstaande is duidelijk geworden, dat de prefabricage van sluisdelen ongebruikelijk (dus duurder) is. Inherent daaraan is het feit, dat voor een kostenraming niet kan worden teruggevallen op eerdere soortgelijke constructies. Toch is zeker in deze tijd van schaarste van financiële middelen de kostprijs van een constructie een belangrijke (zo niet de belangrijkste) maatstaf. Het beschouwen van een afwijkende

uitvoeringswijze kan derhalve niet volledig zijn zonder enig inzicht in de methode-gebonden kosten.

Een ander aspect, dat zeker voor de hier gedachte uitvoeringswijze van belang is, is de planning van de uitvoering. De eis, welke voortkomt uit de scheepvaart met betrekking tot de schutcapaciteit, geeft aanleiding tot een uitvoering, die qua planning voorziet in de doorgang van de schepen.

In dit bedrijfskundige deelontwerp worden daarom de aspecten planning en kosten voor de geprefabriceerde sluisverlenging nader beschouwd.

## HOOFDSTUK II. PLANNING VAN DE UITVOERING

### II-1. Inventarisatie van de handelingen.

Een eerste noodzaak voor het opstellen van een planning is een volledig overzicht van alle activiteiten, welke benodigd zijn om de sluisverlenging te realiseren. Hierbij wordt verondersteld, dat bouwtekeningen en bestek gereed zijn.

Hieronder wordt een reeks activiteiten gegeven met een korte omschrijving en de voorafgaande activiteiten:

Activiteit	Omschrijving	voorafg. act.
A1	Heien damwand bovenvoorb.	start
A2	Trekken oude damwand	A1, B1, C1
A3	Ontgraven funderingsbed	A2
A4	herstellen waterdichtheid	A3
B1	constructie oplegpunten	start
C1	ontgraven oude sluiskolk	start
C2	prefabricage sluismoten	C1
C3	aanbrengen drijfschotten	C2
D1	dijk rond bouwdok	start, A3
D2	doorgraven kanaaldijk	A4, C3
D3	opdrijven en uitvaren moten	D2
E1	parkeren moten in voorh.	E1
E2	verslepen, afzinken en funderen van de moten	E1
E3	overzetten waterdichte damwand naar nieuwe bovenhoofd	E2
E4	aanvullen grond achter moten + trekken damwand	E3, F1

Activiteit	Omschrijving	voorafg. act.
F1	herstellen kanaaldijk en droogzetten bouwdok	D3
F2	afgraven bouwdokdijk en herstellen oude sit.	F1
G1	aanbrengen trekankers aan bovenhoofd (bestaand) start	
H1	verplaatsen grondkerende geleidewand in benedenvoorhaven	
I1	deuren bovenhoofd over- zettten en droogzetten kolk	start, (A1)
J1	slopen dek woelkelder	E4
J2	aanbrengen vloer 2 en afwerken wanden van het bovenhoofd	I1
K1	afwerken voegen en aanbrengen bolders	J2
L1	aanbrengen nieuwe geleidewerken in baten- voorhaven en plaatsen bodembescherming	I1
M1	Afwerken nieuwe boven- hoofd en opstorten bovenrand moten	E4
N1	volzetten kolk	E3 J1, K1, M1

De nummering is zo gekozen, dat in het latere schema alle verschillende takken met een andere letter worden aangeduid. Per tak hebende activiteiten dezelfde letter, maar opeenvolgende cijfering. De genoemde activiteiten zijn op zich weer onder te verdelen in deelactiviteiten. Een nadere beschouwing hiervan volgt in het volgende hoofdstuk.

## II-2. Uitwerking activiteiten

In dit hoofdstuk worden alle activiteiten achtereenvolgens verder onderverdeeld in de deelactiviteiten, waarbij een globale schatting van de benodigde werktijd voor de activiteiten wordt gemaakt.

### ad A1: Heien van de damplanken in de bovenvoorhaven

In de bestaande bovenvoorhaven hebben de grondkerende damwanden tevens de functie van geleidewerken. De prefab-moten kunnen niet worden afgzonken, wanneer deze wanden aanwezig zijn, daar de breedte tussen beide damwanden minder is dan de vereiste 24,4 m (breedte moot). Alvorens de bestaande damwanden kunnen worden getrokken, moeten er aan beide zijden van de voorhaven nieuwe damwanden geplaatst worden in verband met de grondkerende functie. De lengte van de nieuwe planken is 26,0 meter. Aan beide zijden van de voorhaven moet ongeveer 70,0 m wand geplaatst worden, hetgeen in totaal dus neerkomt op 140 m. Bij de keuze van planken van het type Larssen 24 zijn er dan circa 140 dubbele planken nodig. Het gewicht per plank bedraagt 4550 kg. Het totaal aan wandgewicht is dan 637000 kg.

Voordat geheid kan worden, moet de verankering van de bestaande damwand overgezet worden. De oude wand blijft daarbij op waterdruk staan. De ankers liggen op 31,0 m+ NAP, terwijl het maaiveld op 34,15 m+ NAP ligt. Een hydraulische graafmachine of iets soortgelijks zal om deze reden bij het heiwerk aanwezig moeten zijn. Het overzetten van de ankers wordt verondersteld los te staan van de planning van het heiwerk, daar beide activiteiten tegelijkertijd plaats kunnen en moeten vinden.

Het aanvoeren van de stelling en de damplanken wordt eveneens buiten beschouwing gelaten, daar deze deelactiviteiten behoren tot de werkvoorbereiding (werkterreinindeling, etc).

Het uitgangspunt bij de planning is het gebruik van één heistelling, welke werkt met zowel een heiblok als een vibrator. De eerste tien meter vanaf het bestaande sluishoofd moeten worden geheid met het blok, de rest kan worden getrild. De ondergrond bestaat uit zand en grindlagen.

Deelactiviteiten:

- |  |                       |
|--|-----------------------|
| a. Opstellen heistelling:              | duur: $\pm$ 1 dg      |
| b. Inhijsen plank (dubbel):            | : $\pm$ 5 min         |
| c. Stellen plank (incl stelling):      | : $\pm$ 5 min         |
| d. plaatsen heimuts/vibrator:          | : $\pm$ 3 min         |
| e. Heien/trillen plank :               | : $\pm$ 25 min        |
| f. Onderhoud stelling :                | : $\pm$ 5 min         |
| g. Groot onderhoud:                    | : 15% van de werktijd |
| h. Verhalen stelling naar andere kant: | : $\pm$ 1 dg          |
| i. afvoeren stelling :                 | : $\pm$ 1 dg          |

Voor de totale gemiddelde werktijd geldt nu:

$$\text{tot. tijd A1} = (2.a + h + i + 140 \cdot \frac{1}{8.60} (b+c+d+e+f)) \cdot 1,15 \\ = 19,0 \text{ dgn.}$$

Bij de bepaling van de benodigde werktijd om activiteit A1 te voltooien is uitgegaan van de (geschatte) gemiddelde werktijden per deelactiviteit. Het afwijken van de werkelijke werktijd van de aangenomen werktijd per deelactiviteit zal doorwerken in de totale werktijd per activiteit en dat zal op zijn beurt weer doorwerken in de totale constructietijd van de verlenging. Het kan zinvol zijn deze variaties mee te nemen in de berekening.

Dit is mogelijk met een probabilistische methode. Het gebruik van deze methode, welke ook voor het moottgewicht al is toegepast, staat beschreven op de bladzijden 81 en 82 van deel B van het hoofdontwerp.

Hier worden slechts de te gebruiken formules van de zogenoemde Mean-value methode weergegeven:

$Z$  = betrouwbaarheidsfunctie = tot. tijd  $A_1 + C$ , waarin  
 tot. tijd  $A_1$  = formule op vorige bladzijde  
 $C$  = nader te kiezen tijd, waarbij een bepaalde overschrijdingenkans behoort.

$\sigma_Z$  = standaard-afwijking van  $Z$  =  $\sqrt{\sum_{i=1}^n (\frac{dZ}{dx_i})^2 \cdot \sigma_{x_i}^2}$   
 waarin  $\sigma_{x_i}$  = standaardafwijking van deel-activiteit  $x_i$

$\beta$  = betrouwbaarheidsindex =  $\mu_z / \sigma_z$ , waarin  
 $\mu_z$  = gemiddelde waarde voor  $Z$

De  $\frac{dZ}{dx_i}$  worden berekend met behulp van de gemiddelde waarden. De  $\sigma_{x_i}$  moeten evenals de gemiddelde waarden geschat worden:

deelactiviteit	$\sigma_{x_i}$
a	2 uur
b	1 min
c	1 min
d	1 min
e	5 min
f	1 min
h	-
i	-

De deelactiviteiten b t/m f worden samen genomen in deelactiviteit t met een gemiddelde werktijd van 43 min en een  $\sigma_t$ :

$$\sigma_t = \sqrt{1^2 + 1^2 + 1^2 + 5^2 + 1^2} = 5,39 \text{ min}$$

Nu kan de  $\sigma_z$  volgens de bovenstaande formule worden berekend:

$x_i$	$\frac{dZ}{dx_i}$	$((\frac{dZ}{dx_i}) \cdot \sigma_{x_i})^2$
a	$2 \cdot 1,15 = 2,3$	$0,33 \text{ dgn}^2$
t	$140/480 \cdot 1,15 = 0,335$	$3,26 \dots$

$$\sigma_z^2 = \underline{3,59 \dots \text{ dgn}^2}$$

$$\text{Hieruit volgt: } \mu_{A1} = 19,0 \text{ dgn} \quad (\mu_z = -19,0 + C \text{ dgn})$$

$$\sigma_{A1} = 1,9 \text{ dg} \quad (\sigma_z = 1,9 \text{ dg})$$

Voor alle overige activiteiten zal eenzelfde werkwijze worden gevolgd.

#### ad A2: Het trekken van de bestaande damwand

Na het heien van de nieuwe damwanden, moeten de bestaande damwanden getrokken worden. Het betreft hier planken van het type BZ IV R met een gemiddelde lengte van ongeveer 10,0 m (uit te trekken lengte). Het totaal aantal te trekken dubbele planken ligt in de orde van 156 planken, 78 planken aan iedere kant van de voorhaven.

Aangezien activiteit A3 de continue toepassing van twee 100- tons kranen vereist, is het zinvol beide kranen ook voor het trekken van de planken te gebruiken. Hiermee wordt het omzetten van de kraan voorkomen en kan sneller worden gewerkt, hetgeen gunstig is in verband met het doorbreken van het waterdichte scherm van het kanaalpand. De 'lektijd' van het kanaal kan zo beperkt worden.

#### Deelactiviteiten:

	duur	$\sigma_x$
a. Stellen kraan	0,5 dg	2 uüf
b. Plaatsen vibrатор	4,0 min	1 min
c. Uittrillen plank	10,0 min	5 min
d. Verwijderen plank	5,0 min	1 min
e. Klein onderhoud	2,0 min	-
f. groot onderhoud	10,0 %	

De deelactiviteiten b, c, d en e zijn onder te brengen in de deelactiviteit t met  $\mu_t = 21,0 \text{ min}$  en een  $\sigma_t$ :

$$\sigma_t = \sqrt{1^2 + 5^2 + 1^2} = 5,20 \text{ min.}$$

De relatief grote standaard-afwijking bij activiteit c. is een gevolg van de sterke spreiding in de 'beginstroefheid' van de plank. De energie benodigd voor het loskrijgen van de plank verschilt sterk.

De betrouwbaarheidsfunctie Z is nu te schrijven als:

$$Z = -(a + 78/480 \cdot t) \cdot 1,10 + C \text{ dgn.} = -4,0 + C \text{ dgn.}$$

Deze functie Z geldt voor één kraan. De totale werktijd voor beide kranen is dus het dubbele hiervan.

Bepaling  $\sigma_z$ :

$x_i$	$dZ/dx_i$	$((dZ/dx_i) \cdot \sigma_{x_i})^2$
a	$1 \cdot 1,10 = 1,10$	$0,08 \text{ dgn}^2$
t	$78/480 \cdot 1,10 = 0,18$	$0,88 \dots$

$$\sigma_z^2 = 0,96 \dots \text{ dgn}^2$$

Hiermee volgt:  $\mu_{A2} = (0,25 \text{ dg} + 78/480 \cdot 21) \cdot 1,10 =$   
 $= 4,0 \text{ dgn}$  ( $\mu_z = -4,0 + C$ )  
 $\sigma_{A2} = 1,0 \text{ dg}$

#### Ad A3: Ontgraven tot op funderingsbed moten

Onmiddellijk na het trekken van de bestaande damwanden in de bovenvoorhaven (activiteit A2) moet de kanaalbodem tot op het funderingsbed van de moten van de sluisverlenging worden ontgraven, daar door het trekken van de damplanken de waterdichtheid van het kanaalpand doorbroken is. Het lekoppervlak hierbij is echter nog beperkt.

Dit zal niet meer het geval zijn, wanneer de waterafsluitende asfaltlaag op de kanaalbodem doorbroken wordt. Om het waterverlies binnen aanvaardbare grenzen te houden moet continu ontgraven worden. Dit vereist een drie - tot vierploegen-dienst.

Er is in totaal ongeveer  $22.000 \text{ m}^3$  grond (uitgeleverd) te ontgraven. Dit is zand en grind op een gemiddelde diepte van 15,0 meter beneden kanaalpeil. Het ontgraven geschiedt met twee 100-tons kranen met een maximale vlucht van 15-16 meter. Hieruit volgt een maximale nuttige last van ongeveer 6 ton. Voor een nat volumiek grondgewicht van  $19,5 \text{ kN/m}^3$  betekent dit een bakinhoud van ongeveer  $3 \text{ m}^3$ .

Bij een veronderstelde totale effectiviteit van ongeveer 66% wordt per kraanspeling circa 4 ton grond verplaatst.

Het uitgangspunt is 50 kraanspelingen per kraan per uur (72 sec per speling), hetgeen neerkomt op 200 ton grond per kraan per uur, ofwel  $\pm 100 \text{ m}^3$  grond/uur per kraan.

Voor de twee aanwezige kranen geldt dan:  $200 \text{ m}^3/\text{uur}$

Voor het ontgraven van  $22.000 \text{ m}^3$  is dan 110 uur benodigd. Bij 15% groot onderhoud wordt dit dan 126,5 uren, ofwel 5,3 dagen. (continu)

Er is in die tijd sprake van 5500 kraanspelingen per kraan. In verband met het verschil in ontgravingssdiepte en mogelijke obstakels is per uur uitgegaan van een standaard-afwijking van 10 spelingen/uur.

De kranen zijn als gevolg van A2 al op het werk aanwezig, zodat hiervoor geen tijd in rekening behoeft te worden gebracht.

De totale tijd wordt derhalve uitsluitend gevormd door het totaal aan kraanspelingen (5,3 dgn) met een dag voor het afvoeren van de kraan. Deze laatste dag valt echter buiten de planning, daar de op deze activiteit volgende activiteit A4 vanaf een ponton plaatsvindt en onafhankelijk van de aanwezigheid van de kranen kan worden uitgevoerd.

$$\begin{aligned}\text{Hieruit volgt: } \mu_{A3} &= 5,3 \text{ dgn} \quad (\mu_z = -5,3 + 0 \text{ dgn}) \\ \sigma_{A3} &= \sqrt{5500 \cdot 10/50 \cdot 72/(480 \cdot 3,60)} = \\ &= 0,92 \text{ dg}\end{aligned}$$

De beide kranen werken volledig onafhankelijk van elkaar en hebben beide een eigen stel vrachtauto's voor de afvoer van de grond.

### Bepaling benodigde aantal vrachtauto's

De ontgraven grond moet worden afgevoerd naar het grasland naast de oude sluiskolk, welke wordt gebruikt als bouwdok voor de geprefabriceerde sluismoten. De grond zal verwerkt worden in de om dit bouwdok aan te leggen tijdelijke dijk. De afstand tussen de ontgravingsput en het grasland is ongeveer 500 m, waarvan 250 m over de verharde straatweg en 250 m over een niet of slecht verharde weg.

In een cyclus van de wagens zitten dan de volgende handelingen:

- a. Rijden over verharde weg (250 m) à 20 km/h = 0,75 min (2x)
- b. Rijden over onverharde weg (250m) à 5 km/h = 3,00 min (2x)
- c. Passeren en keren = 2,00 min
- d. Laden van een 8 tons vrachtwagen = 2,50 min
- e. Lossen = 1,00 min

De cyclus duurt dus gemiddeld 13 minuten.

De kraan moet continu kunnen werken met gemiddeld 2,5 minuten nodig voor het vullen van een auto. Het aantal per kraan benodigde auto's wordt dan:

cyclustijd/laadtijd =  $13,0 / 2,5 = 5,2$  auto's, ofwel 6 wagens per kraan. Door het gebruik van 6 wagens is de spelling per cyclus  $6 \cdot 2,5 - 13,0 = 2,0$  min. Dit lijkt ruim voldoende om eventuele aansluitproblemen op te vangen.

Door het continue gebruik van de wagens, is de slijtage groot en direct onderhoud niet mogelijk. Per kraan zal derhalve minstens een extra wagen op het werk aanwezig moeten zijn om bij reparaties ingezet te kunnen worden. Er is dan geen extra berijder nodig. Het totale aantal wagens wordt daarmee dus 14.

ad A4: Het herstellen van de waterdichtheid van het kanaalpand

Het waterdicht maken van het kanaalpand moet onmiddellijk aansluiten op de ontgraving tot op het funderingsbed. Gezien de speling, die bij deze activiteit op kan treden, zal de apparatuur, welke voor het waterdicht maken benodigd is, al enige tijd tevoren in gereedheid gebracht moeten worden. Het gaat dan voornamelijk om het inrichten van het werk ponton. Deze moet worden voorzien van een rails waarover de 'Hoppe-dobber' (zie deel C hoofdontwerp) heen en weer kan bewegen. Dit kan gebeuren in de oude bovenvoorhaven.

In het totaal wordt zo'n  $500 \text{ m}^3$  beton verwerkt over een oppervlak van circa  $2200 \text{ m}^2$ . Bij aanvang van het werk is de lek vanuit het kanaal het grootst. Dit heeft tot de eis geleid, dat activiteit A4 binnen 24 uur (continu) gereed moet zijn. Dit komt neer op ongeveer  $21 \text{ m}^3$  beton per uur. Dit moet haalbaar zijn. Een beschouwing betreffende een standaardafwijking voor deze activiteit is weinig zinvol, gezien de eis van maximaal 24 uur. Gedurende de uitvoering van de waterafsluitende laag is geen scheepvaartverkeer door de sluis - of beter door de bovenvoorhaven - mogelijk.

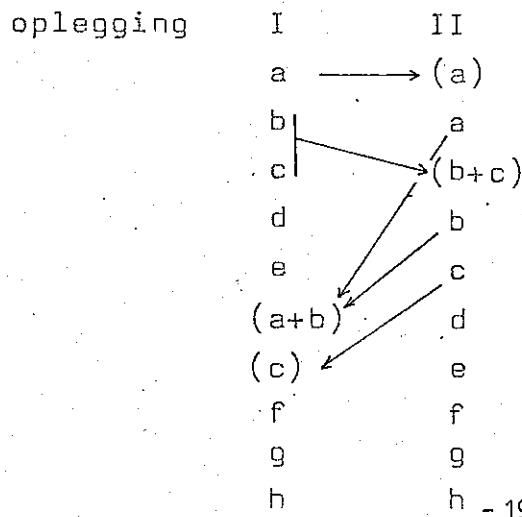
Ad B1: Slopen van de wand van het bestaande sluishoofd tot op wapening en constructie van de oplegpunten

De bovenkant van het bestaande sluishoofd ligt op 34,15 m+ NAP. De bovenkant van de afgezonken moten ligt op 33,0 m+ NAP. In deel C van het hoofdontwerp is een voegconstructie geschetst, waarbij de hoogte van de oplegpunten geen invloed had op de werking van het rubberen Gina-profiel. In verband met het overzetten van de ankerstangen van de oude naar de nieuwe damwand (zie A1) wordt de grond achter de

oude damwand weggegraven tot 31,0 m+ NAP. Daar er ook oplegnokken aan de eerste moat gemaakt moeten worden, is de hoogte van de oplegpunten aan het bestaande sluishoofd gesteld op ongeveer 31,0 m+ NAP. Voor de constructie van de opleggingen moet nu ter plaatse van het bovenhoofd nog ongeveer 2,0 meter verder worden ontgraven. Dit houdt in dat er circa  $140 \text{ m}^3$  moet worden ontgraven door de in verband met het overzetten van de ankers aanwezige graafmachine (hydraulisch).

Deelactiviteiten:	duur	$\sigma_{x_i}$
a. Ontgraven $140 \text{ m}^3$	4 uur	1 uur
b. Inmeten + opstellen sloophammers	1 dg	-
c. Slopen	1,5 dg	0,5 dg
d. Aanbrengen wapening	2,0 dgn	-
e. Aanbrengen bekisting	2,0 dgn	-
f. Storten beton	2,0 uur	0,5 uur
g. Verharden beton	3,0 dgn	-
h. Verwijderen bekisting	2,0 uur	0,5 uur

Niet alle deelactiviteiten krijgen een standaardafwijking mee, daar deze werkzaamheden ruim binnen de gestelde tijd te realiseren zijn, maar de daarop volgende activiteit kan toch pas de volgende dag aanvangen. Het gaat om de constructie van twee oplegpunten, zodat alle activiteiten tweemaal moeten worden uitgevoerd, zij het dat vele handelingen naast elkaar worden uitgevoerd:



De totale werktijd voor B1 wordt daarmee:

$$2.(a+b+c) + e+d+f+g+h = 13,5 \text{ dgn.}$$

De betrouwbaarheidsfunctie wordt dan:

$$Z = -(2.(a+b+c)+d+e+f+g+h) + c \text{ dgn.}$$

De  $\sigma_z$  wordt weer berekend:

$x_i$	$dZ/dx_i$	$((dZ/dx_i) \cdot \sigma_{x_i})^2$
a	2	0,03 dgn <sup>2</sup>
c	2	0,50 dgn <sup>2</sup>
f	1	0,0..
h	1	0,0..

$$\sigma_z^2 = 0,53 \text{ dgn}^2$$

$$\text{Hieruit volgt: } \mu_{B1} = 13,5 \text{ dgn} \quad (\mu_z = -13,5 + c)$$

$$\sigma_{B1} = 0,7 \text{ dg}$$

#### Ad C1: Ontgraven oude sluiskolk

De oude kolk, welke als bouwdok gebruikt wordt, is volgegooid met puin en grond. Bij de planning wordt ervan uitgegaan dat de gehele kolk ontgraven moet worden ( $\pm 22195 \text{ m}^3$ ) alsmede de geul naar het kanaal toe ( $\pm 6000 \text{ m}^3$ ). Na 19 dagen zijn er twee 100-tons kranen benodigd voor activiteit A2. Deze beide kranen kunnen daarvoor gebruikt worden voor het ontgraven van de oude sluiskolk.

Er wordt uitgegaan van een effectiviteit van de kranen van 66% bij 6 ton nuttige last, ofwel 4 ton per kraanspeling. Voor droge grond komt dit overeen met circa  $2,66 \text{ m}^3$  grond.

Bij 50 kraanspelingen per kraan betekent dit  $133 \text{ m}^3/\text{kraanuur}$ .

Voor twee kranen geldt dan  $266 \text{ m}^3/\text{kraanuur}$

Bij een te ontgraven hoeveelheid van  $28.000 \text{ m}^3$

komt dit neer op  $28.000 / 266 \cdot 1,1$  (uitelevering) = 116 uren

Dit zijn 14,5 dagen.

Daarnaast moet rekening worden gehouden met het omzetten van beide kranen naar het te verlengen sluisgedeelte (1 dag).

De totale duur is derhalve gemiddeld 15,5 dagen.

Bij eenzelfde hantering van de standaardafwijking als bij A3 , te weten 10 kraanspelingen per uur per kraan, wordt de standaard-afwijking voor Z en dus voor C1: (28000/2,66=10526 kraanspelingen: 5263/kraan)

$$\sigma_{C1} = 5263 \cdot 10/50 \cdot 72/480 \cdot 1/60 = \\ = \underline{2,6 \text{ dgn}}$$

#### Bepaling benodigde vrachtwagens

De afstand van de kolk tot het stort op het grasland naast de kolk is kort, slechts 200 m over onverharde weg. Men komt dan tot de volgende cyclus:

- a. Rijden over 200 m à 5 km/uur : 5 min (2 x 2,5)
- b. Laden 8 ton : 2,5 min
- c. lossen : 1,0 min
- d. passeren + kerken : 2,0 min

Duur van een gehele cyclus = 10,5 min.

Per kraan zijn er dan  $10,5/2,5 = 4,2$  vrachtwagens nodig. Dit betekent per kraan 5 vrachtwagens.

De speling in de tijd is hierbij  $12,5 - 10,5 = 2,0$  min, hetgeen voldoende moet zijn om aansluitproblemen op te vangen.

Met een extra vrachtauto in reserve zijn er derhalve 11 wagens nodig.

### Ad C2: Prefabricage sluismoten

Er moeten vijf sluismoten worden geprefabriceerd, waarvan er drie geheel gelijkvormig aan elkaar zijn en twee tesaam het nieuwe sluishoofd gaan vormen. De laatste twee moten, de zogenaamde hoofdmoten, hebben een duidelijk van de andere moten afwijkende vormgeving en vertonen ook onderlinge verschillen. Voor een meer gedetailleerde beschrijving van de moten wordt verwezen naar deel B van het hoofdontwerp. De moten worden geconstrueerd in de oude sluiskolk, waarbij de sluisas van de moten loodrecht op die van de oude kolk staat.

De wapening van de moten is eenvoudig gehouden, terwijl de bekisting door de uitsluitend rechte vlakken weinig problemen op zal leveren. De vloer van een moot wordt in één keer gestort, de wanden in twee keer. De deelactiviteiten om te komen tot de volledige constructie van een moot zijn dan:

deelactiviteit $x_i$	duur	$\sigma_{x_i}$
a. Inmeten moot	0,25 dg	-
b. stellen wapening vloer	4,0 dgn	1,0 dg
c. bekisting vloer	2,0 dgn	0,5 dg
d. stort vloer	1,0 dg	-
e. verharden vloer	5,0 dgn	-
f. ontkisten vloer	1,0 dg	-
g. wapening onderwand	7,0 dgn	1,0 dg
h. bekisting wand	7,0 (5,0)	1,0 dg
i. stort wand onder	1,0 dg	-
j. verharden onderwand	5,0 dgn	-
k. ontkisten onderwand	2,0 dgn	-
l. wapening wand boven	7,0 dgn	1,0 dg
m. bekisting bovenwand	9,0 dgn(6,0)1,5 dg	
n. stort bovenwand	1,0 dg	-
o. verharden wand boven	5,0 dgn	-
p. ontkisten bovenwand	2,0 dgn	-
r. aanbrengen Gina's	2,0 dgn	0,5 dg

De tijden, welke tussen haakjes vermeld staan, gelden voor de tweede en daaropvolgende malen van toepassing, omdat de bekisting bij de eerste moet al op maat is gemaakt. De tussen haakjes vermelde tijdsduren slaan derhalve voornamelijk op de tijd benodigd voor het plaatsen van bekistings-units.

Voor de hoofdmoten zijn nog een aantal andere activiteiten nodig voor de constructie:

deelactiviteit	duur	$\sigma_x$	na
x1. plaatsen kabels pontons	0,2 dg	-	a.
x2. wapening woelkelder	10,0 dgn	3,0 dgn	k.
x3. bekisting woelkelder	12,0 dgn	4,0 dgn	
x4. stort woelkelder	1,0 dg	-	
x5. verharden woelkelder	14,0 dgn	-	
x6. ontkisten woelkelder	3,0 dgn	-	

Daarnaast geldt voor de deelactiviteiten:

b. stellen wap. vloer	5,0 dgn	1,0 dg
g. " onderwand	9,0 dgn	2,0 dgn
h. " bek. "	9,0 (7,0)	2,0 dgn
l. " wap. wand boven	9,0 dgn	2,0 dgn
m. " bek. "	9,0 (7,0)	2,0 dgn

De verschillende deelactiviteiten voor de constructie van de moten kunnen naast elkaar plaatsvinden. Hoe dit kan worden georganiseerd hangt in de eerste plaats af van het aantal bekistingen, dat wordt ingezet bij de uitvoering. Hiervoor zijn een aantal mogelijkheden:

1. Een enkele bekisting.
2. Twee of meer bekistingen.

ad 1.: Bij het werken met een enkele bekisting moeten de moten één voor één gemaakt worden, terwijl de bekisting voor de beide hoofdmoten toch aangepast moet worden. Daar de activiteit C2 zonder meer op het kritieke pad van de planning ligt, leidt het gebruik van een enkele bekisting tot een belangrijke verlenging van de totale uitvoering.

ad 2.: Bij het gebruik van twee of meer bekistingen rijst als eerste de vraag: 'Hoeveel bekistingen zijn er nodig voor een optimale uitvoering?'. Het gebruik van vijf aparte bekistingen is qua duur van de uitvoering dan wel optimaal, maar qua kosten is dit zeker niet het geval. De volgende benadering gaat verder op dit probleem in.

Het onderscheid tussen de kolkmoten en de beide hoofdmoten is niet zo groot, maar vraagt om twee verschillende bekistingen. De bouwtijd van een hoofdmoet is beduidend langer dan de tijd benodigd voor de constructie van een kolkmoet. De tijd, welke benodigd is om met één bekisting de drie kolkmoten te maken, zal derhalve niet veel verschillen van de bouwtijd van de beide hoofdmoten, welke eveneens met een enkele bekisting worden gebouwd.

Het gebruik van meerdere bekistingen levert daarom wel extra kosten, maar nauwelijks extra tijdwinst.

Op grond van bovenstaande redenering wordt hier gekozen voor het gebruik van een enkele bekisting voor de drie kolkmoten en een enkele bekisting voor de twee hoofdmoten. De woelkelders in beide hoofdmoten zijn sterk verschillend, zodat het zeker gezien de lange verhardingstijd (constructie moet zijn eigen gewicht in inkraging dragen) raadzaam is hier twee bekistingen toe te passen. Het aanbrengen van de wapening van de woelkelder en de plaatsing van de woelkelderbekisting zullen door elkaar lopen, omdat voor het aanbrengen van de wapening een werkvloer (onderkant bekisting) vereist is.

In figuur II-1 is een planning gemaakt voor de constructie van de moten, waarbij gestreefd is naar de beste aansluiting van de werkzaamheden, verricht door het eigen personeel. Het vlechtwerk is aangenomen (uitbesteed) werk. Dit natuurlijk niet ten koste van totale tijdsduur.

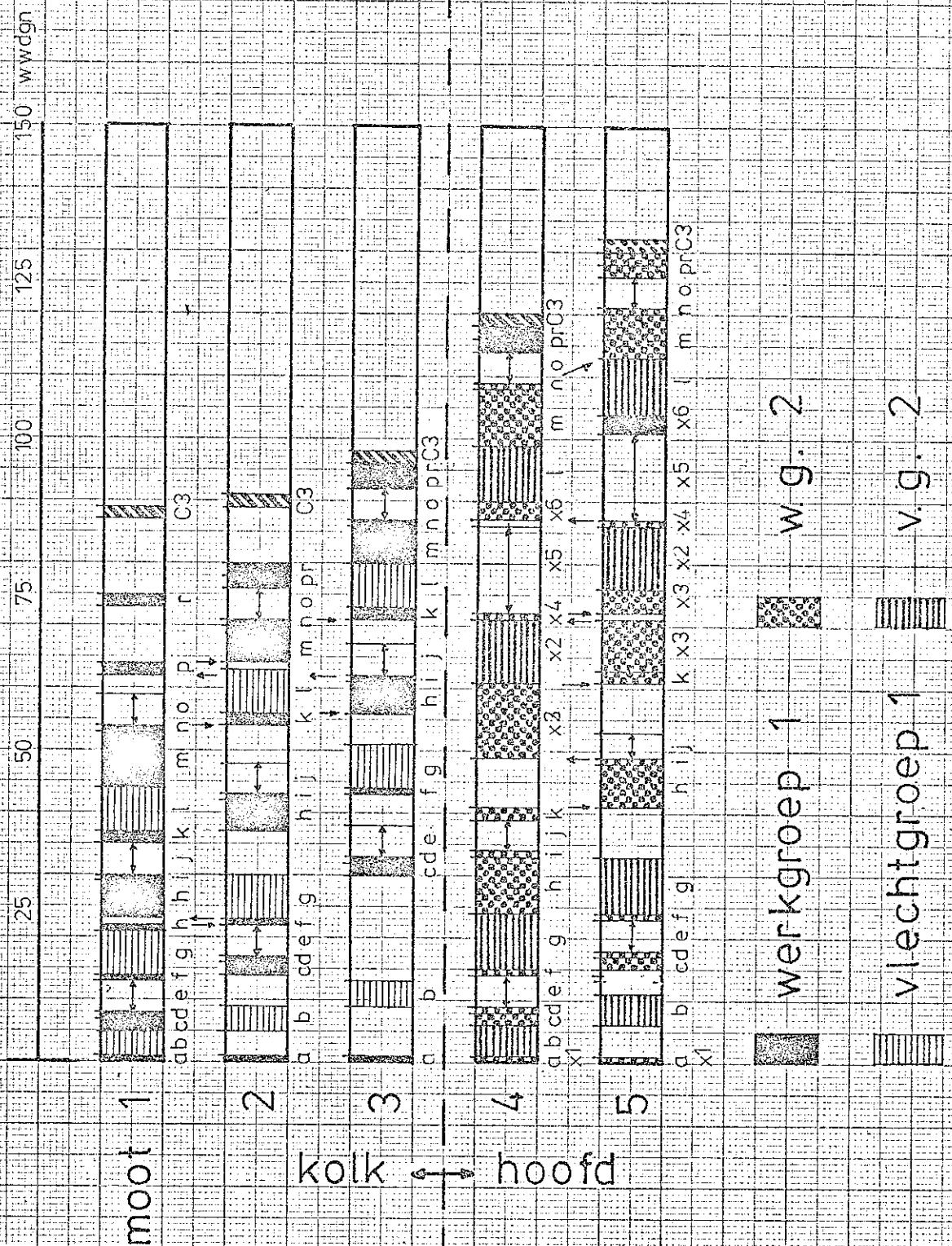


Fig. III-1. Planning van activiteit C2 (en C3)

Opmerkingen bij figuur II-1:

1. Beide werkgroepen blijven tijdens de uitvoering gescheiden, waardoor heen- en weer springen van werkmensen van het ene werk naar het andere voorkomen wordt. Alleen in de laatste bouwfase wordt werkgroep 1 ingezet voor het afbreken van de bekisting van de hoofdmoten. Bij bovenbeschreven indeling zijn de tijden, waarin een werkgroep geen werk heeft (op de moten), beperkt, en in deze periodes kunnen bekistingsdelen, etc. worden gemaakt.
2. Het vlechtwerk wordt door twee ploegen in onder-aanneming uitgevoerd (aangenomen werk). Met het aansluitend inzetten van deze twee vlechtgroepen is waar mogelijk rekening gehouden, maar alleen dan wanneer de gevolgen voor het eigen personeel klein waren.

Standaard-afwijking voor C2:

Voor het in figuur II-1 getekende schema is het moeilijk om de totale activiteit in een formule Z onder te brengen. In het volgende gedeelte wordt dit afzonderlijk gedaan voor de kolkmoten en de twee hoofdmoten.

Kolkmoten:

In figuur II-1 is door pijlen aangegeven hoe het 'kritieke pad' door de deelactiviteiten loopt. Het volgen van dit pad en het optellen van de deelactiviteiten levert:

$$Z = -(a+b+c+d+e+2.f+g+h'+h+2.i+j+3.k+2.l+m'+2.m+3.n +o+2.p+r) + C, \text{ waarin}$$

$h'$ ,  $m'$  staan voor de lange deelactiviteit en  $h$ ,  $m$  voor de korte deelactiviteit.

Het invullen van de gemiddelde tijden levert:

$$\mu_z = -96 + C \text{ dgn.}$$

De standaard-afwijking wordt nu:

$x_i$	$dZ/dx_i$	$((dZ/dx_i) \cdot \sigma_{x_i})^2$
b	1	1,00 dgn <sup>2</sup>
c	1	0,25
g	1	1,00
h	2	4,00
l	2	4,00
m	3	20,25
r	1	0,25
		$\sigma_z^2 = 30,75 \text{ dgn}^2$

Hieruit volgt:  $\sigma_z = 5,55 \text{ dgn}$

Hoofdmoten:

Voor de planning van de constructie van de beide hoofdmoten is minder eenvoudig het kritieke pad aan te geven. Tot en met deelactiviteit  $x_4$  is er geen enkel probleem ( $x_2$  en  $x_3$  zijn omgedraaid omdat eerst de onderbekisting moet staan voor er een wapening aangebracht kan worden). Tot en met  $x_4$  geldt:

$$Z_{x4} = -(a+b+c+d+e+f+g+h+i+j+k+2 \cdot x_2 + 2 \cdot x_3 + 2 \cdot x_4) + C \text{ dgn.}$$

Er zijn nu twee mogelijkheden om het kritieke pad te volgen:

a; via moot 4:  $x_6 + l + m + n + 4 \text{ dgn}$  of

b; via moot 5:  $x_5 + x_6 + l \text{ dgn.}$

De gemiddelde tijden voor beide paden is hetzelfde, maar voor pad a levert m een extra bijdrage aan de standaard-afwijking. De invloed van deze 1,5 dg valt echter geheel binnen de extra 4 dgn, die voor pad a zijn toegevoegd (speling binnen deelactiviteit o van moot 4). Het kritieke pad zal derhalve via b

lopen.

Het werk aan de bovenbekisting van moot 5 kan al beginnen, voordat de bekisting van moot 4 is verwijderd, daar de bekisting voor de kolkmoten goed overeenstemt met een deel van de hoofdmootbekisting. Deze laatste bekisting is dus beschikbaar.

Het volgen van het kritieke pad levert nu:

$$Z = Z_{x4} - (x_5 + x_6 + l + m + n + o + p + r) + C \text{ dgn}$$

Hiermee wordt na invullen gevonden:

$$\mu_z = -130 + C \text{ dgn.}$$

De standaard-afwijking wordt nu:

$x_i$	$dZ/dx_i$	$((dZ/dx_i) \cdot \sigma_{x_i})^2$
b	1	1,00 dgn <sup>2</sup>
c	1	0,25
g	1	4,00
h	2	16,00
l	1	4,00
m	1	4,00
x2	2	36,00
x3	2	56,00
r	1	0,25

$$\sigma_z^2 = 121,50 \text{ dgn}^2$$

$$\text{Hiermee volgt: } \sigma_z = \sigma_{C2} = 11,02 \text{ dgn}$$

Na de voltooiing van de vijfde moot is activiteit C2 afgesloten.

### Ad C3: Aanbrengen drijfschotten

Door de spelling tussen het gereedkomen van de sluismotoren bij activiteit C2 is het mogelijk activiteit C3 gedeeltelijk samen te laten vallen met C2.

Alle vijf de kolken moeten met behulp van naaldkeringen worden afgesloten tot een hoogte van ongeveer 8,0 m boven de kolkvloer. Hiervoor zijn per mocht twee werkdagen vereist; een totaal dus van 10 dgn. Door het samen laten vallen van C2 en C3 levert dit een tijdwinst van 8 dagen op (zie fig. II-1).

### ad D1: Dijk rond bouwdok

In de dijk rondom het te innunderen bouwdok wordt circa 34.000 m<sup>3</sup> grond verwerkt, waarbij het buiten-talud wordt afgedekt met een kunststoffolie. De dijk moet kort voor het vollopen van de kolk pas voltooid worden. Dit scheelt namelijk de aanleg van een talud voor het werkverkeer over de dijk heen. De grond wordt verzet door een dragline met een uurproduktie van 50 m<sup>3</sup>/uur. Bij een effectiviteit van 66 % zijn er dan 129 dagen nodig voor het opwerpen van de dijk.

In deze benadering zit een niet geringe fout; niet alle grond behoeft immers te worden verplaatst door de dragline. De vrachtauto's, welke de grond aanvoeren, lossen in het tracé van de toekomstige dijk. De dragline is dan nodig voor het in profiel brengen van het talud en de uiteindelijke afsluiting over de bouwputtoegang. Veronderstellen we een effectieve eenzijdige afwerking van de dijk van 10 meter per dag, dan zijn er  $2 \cdot 250/10 = 50$  dagen benodigd.

Gelyktijdig wordt de provisorische taludbekleding aangebracht. De dijksluiting vraagt ongeveer 4 extra werkdagen. Tegenovergesteld met het groot onderhoud van 10 % wordt de totale werkduur:

$$(50,0 + 4,0) \cdot 1,10 = 59,4 \text{ dgn.}$$

De standaard-afwijking voor deze activiteit is niet van belang, daar de dragline op het werk moet blijven.

#### Ad D2: Doorgraven bestaande kanaaldijk

Het doorgraven van de kanaaldijk is nodig om de geprefabriceerde sluisdelen uit de kolk te kunnen slepen. Het bouwdok moet voor die tijd al onder water staan. Om de periode van onder water staan van het bouwdok kort te houden, begint het doorgraven van de kanaaldijk al voordat het bouwdok geheel gevuld is. Er moet ongeveer  $250.000 \text{ m}^3$  water in het bouwdok gelaten worden. Het waterverlies zal aanzienlijk zijn en tevens bezwaarlijk. Dit laatste zowel voor de omgeving als de naast de oude kolk aanwezige bebossing, welke onder water verdwijnt. De innundatie moet in een weekeinde plaats vinden, zodat voldoende water doorgeschut kan worden bij Born. (twee dagen)

Op de maandagmorgen kan dan de kanaaldoorgraving voltooid worden ( $\pm 4000 \text{ m}^3$ ) met de twee 100-tons kranen. Bij een continue ontgraving van  $200 \text{ m}^3/\text{uur}$  is voor de volgende ochtend de doorgraving voltooid. De innundatie valt buiten de werkdagen en vereist alleen een controleur. Activiteit D2 geeft maar 1,0 dag extra op de planning. (incl. spelling)

#### Ad D3: Opdrijven en uitvaren moten

Ook het opdrijven en uitvaren van de sluisdelen moet gezien het waterverlies continu plaatsvinden. Per moot zijn de volgende deelactiviteiten benodigd:

deelactiviteit	duur	$\sigma_x_i$
a. opdrijven	4,0 uur	1,0 uur
b. vastmaken sleep	2,0 uur	0,5 uur
c. slepen (300 m)	2,0 uur	0,5 uur
d. afmeren	2,0 uur	-

Deze deelactiviteiten kunnen voor de verschillende moten naast elkaar plaatsvinden. Het aanbrengen van de pontons aan de twee hoofdmoten valt buiten de planning, omdat hier al voor het doorgraven van de dijk tijd voor was.

De deelactiviteiten zijn dan als volgt naast elkaar te plaatsen:

moot 1	moot 2	moot 3	moot 4	moot 5
a = 4	-	-	-	-
b = 2	-	-	-	-
c = 2	a = 4	-	-	-
d = 2	-	-	-	-
	b = 2	-	-	-
	c = 2	a = 4	-	-
	d = 2	-	-	-
	b = 2	-	-	-
	c = 2	a = 4	-	-
	d = 2	-	-	-
	b = 2	-	-	-
	c = 2	a = 4	-	-
	d = 2	-	-	-
	b = 2	-	-	-
	c = 2	a = 4	-	-
	d = 2	-	-	-
	b = 2	-	-	-
	c = 2	-	-	-
	d = 2	-	-	-

Het kritieke pad geeft voor Z:

$$Z = -(5 \cdot (a+b)+c+d) + C \text{ dgn}$$

$$\text{ofwel: } \mu_Z = \mu_{D3} = -34,0 \text{ uur} + C' \text{ uur} = \underline{1,42 + C \text{ dgn}} \\ (\text{continu})$$

De standaard-afwijking wordt daarbij:

$x_i$	$dZ/dx_i$	$((dZ/dx_i) \cdot \sigma_{x_i})^2$
a	5	$0,04 \text{ dgn}^2$
b	5	$0,01 \text{ dgn}^2$
c	1	$0, \dots$
$\sigma_Z^2 = \underline{0,05 \text{ dgn}^2}$		

De  $\sigma_Z = \sigma_{D2}$  wordt nu: 0,22 dgn.

#### Ad E1: Het parkeren van de moten

De sluisdelen moeten na het uitvaren en afmeren, worden voorzien van een controle-systeem, welke moet voorkomen dat de kolkbemaling faalt. Voor alle moten is deze activiteit binnen 1,0 dag te realiseren.

#### Ad E2: Verslepen, afzinken en funderen moten

De gehele opzet van de uitvoering van de sluisverlenging is zo gekozen, dat het afzinken en funderen van een moat binnen een weekeinde te realiseren is. In het totaal zijn er dus vijf weekeinden, ofwel 20 werkdagen nodig voor activiteit E2. De standaard-afwijking is hierbij minimaal 5 dagen. \*)

#### Ad E3: Overzetten waterdichte damwand naar nieuwe bovenhoofd

Na het voltooien van de verlenging van de sluis moet het waterdichte scherm naar het nieuwe bovenhoofd verplaatst worden. Het gaat hierbij om het slaan van enkele planken aan weerszijden van het hoofd. De tijd, welke benodigd is voor het inheien van de planken, is kort in verhouding tot de tijd benodigd voor het opstellen en omzetten van de heistelling. In het totaal moet de activiteit toch binnen 2 dagen te realiseren zijn.

#### Ad E4: Aanvullen grond achter de moten

De holle ruimte in de moatwanden en de ruimte achter de moatwanden moeten worden opgevuld met grond, welke afkomstig is uit de bouwdokdijk. Het vullen van de vrachtauto's geschiedt nu door de dragline met een effectieve uurproduktie van  $0,66 \cdot 50 = 33 \text{ m}^3/\text{uur}$ . Het aanbrengen van de

\*) Een weekeinde meer betekent een weekeinde plus 5 werkdagen overschrijding.

circa 10.000 m<sup>3</sup> grond vereist dan 38 werkdagen.

Het uitgangspunt hierbij is 50 kraanspelingen per uur. Als standaard-afwijking worden 10 kraanspelingen per uur aangehouden. Er zijn in het totaal  $10.000 / 0,66 = 15.000$  kraanspelingen.

De totale standaardafwijking wordt nu:

$$\sigma_E = 15000 \cdot 10/50 \cdot 72/28800 = 7,60 \text{ dgn}$$

#### Het benodigde aantal vrachtauto's

Dezelfde rijtijden als bij activiteit A3:

rijden over verharde weg : 1,5 min

rijden over onverharde weg: 6,0 min

passeren en keren : 2,0 min

laden 1,8 . 72/60 : 9,6 min

lossen : 1,0 min

cyclus : 20,1 min

Benodigd aantal wagens:  $20,1 / 9,6 = 2,1$

Drie wagens zijn ruim voldoende om het werk zonder ophoud uit te kunnen voeren.

#### Ad E1: Herstellen kanaaldijk en droogzetten bouwdok.

Het waterdicht maken van de bestaande kanaaldijk volgt onmiddellijk op het uitvaren van het laatste sluisdeel. Dit werk geschieft continu tot de veilige waterafsluiting gemaakt is. De afwerking volgt in een rustiger tempo. Gesteld kan worden, dat binnen 24 uur het gat gedicht is en het water uit het bouwdok afgelaten kan worden. Het volledige herstel van de dijk zal ongeveer 7 werkdagen eisen.

#### Ad E2: Afgraven dijk rond bouwdok en herstellen bouwdok

Dit werk sluit aan op E4 om de overige 24.000 m<sup>3</sup>

weer in de oude kolk terug te brengen. Met  $33 \text{ m}^3$  per uur zijn hiervoor nog 90,9 dagen nodig. De afgraving ten behoeve van E4 behoort in principe ook tot F2, dus de totale afgraving duurt 129 dagen. Dit is nog te vermeerderen met 10 dagen in verband met het egaliseren.

Deze activiteit komt voornamelijk neer op het herstel van het bouwterrein. Om deze reden wordt F2 buiten het kritieke pad gehouden. De standaardafwijking is derhalve ook niet van belang.

#### Ad G1: Het aanbrengen van de trekankers aan het bestaande bovenhoofd

Om te voorkomen, dat het bestaande bovenhoofd na het slopen van het woelkelderdek bezwijkt, worden er 18 ankers aangebracht; negen aan iedere zijde van het hoofd. Hierbij moet tevens een ankerwand met planken van 6,0 m lengte geheid worden.

Het heien van deze wand met een lengte van ongeveer 25 meter (28 dubbele planken) is in 1,0 dag te voltooien, daar de planken slechts 1-2 meter ingeheid worden. De rest van de wand stekt boven het talud uit. De grond achter deze wand wordt aangevuld. (1,0 dag)

Per anker worden de volgende deelactiviteiten uitgevoerd:

	duur	$\sigma_xi$
a. Ontgraven tot 1,0 m- maaiveld	2,0 uur	0,5 uur
b. Boren gaten door 1,3 m dikke muur. Per gat: b1 Per twee gaten: b2	2,0 uur 5,0 uur	1,0 uur 2,5 uur
c. Aanbrengen ankerstang	0,5 uur	-
d. Aanbrengen spankoppen (2x)	2,0 uur	0,5 uur
e. Aanspannen anker	0,5 uur	-
f. aanbrengen ankerbuis	3,0 uur	1,0 uur
g. aanbrengen gronddekking	1,0 uur	-

Voor Z vinden we nu:

$$Z = -(18 \cdot (a+c+d+e+f+g) + b_1 \cdot 9 + b_2 \cdot 9) + C \text{ dgn}$$

Na het invullen van de gemiddelde werktijden:

$$\mu_z = -28,1 + C \text{ dgn}$$

Dan resteert de bepaling van de standaardafwijking:

$x_i$	$dZ/dx_i$	$((dZ/dx_i) \cdot \sigma_{x_i})^2$
a	18	1,27 dgn <sup>2</sup>
b <sub>1</sub>	9	1,27
b <sub>2</sub>	9	7,91
d	18	1,27
f	18	5,06

$$\sigma_z^2 = 16,78 \text{ dgn}^2$$

$$\text{Hieruit volgt: } \sigma_z = \sigma_{G1} = 4,1 \text{ dg}$$

#### Ad H1: Verplaatsen grondkerende geleidewand in benedenvoorhaven

De verplaatsing van de grondkerende geleidewand in de benedenvoorhaven heeft te maken met de herindeling van deze voorhaven in verband met de brede duweenheden. Het gaat hierbij om een damwand met een lengte van ongeveer 250 meter. Deze wand is voorzien van een houten raamwerk. De wand moet ruim 5,0 meter naar achteren geplaatst worden. Dit komt neer op het slaan van een nieuwe grondkerende wand, een nieuwe ankerwand en het trekken van de bestaande damwand.

Voor de uitvoering van dit werk kunnen de beide 100-tons kranen gebruikt worden, terwijl tevens de oude planken uit de bovenvoorhaven hun toepassing kunnen vinden in de nieuwe wand. Eén kraan

wordt dan gebruikt om de nieuwe wand te heien, terwijl de andere kraan de bestaande damwand opruimt en de nieuwe ankerwand aanbrengt.

Het heien van een nieuwe plank duurt gemiddeld (zie A1) 43 min met een standaard-afwijking van 5,39 min. Er moeten ongeveer 280 dubbele planken geslagen worden:

$$\mu_t = 280 \cdot 43/480 = 25,1 \text{ dgn}$$

$$\sigma_t = 280 \cdot 5,39/480 = 3,14 \text{ dgn}$$

De totale duur van het heien van de nieuwe wand is dan:

	duur	$\sigma_{xi}$
a. opstellen heistelling	1,0 dgn	2 uur
b. slaan planken	25,1 dgn	3,14 dgn
c. afvoeren stelling	1,0 dgn	-

Bij 15% groot onderhoud wordt nu gevonden:

$$Z = -1,15(a+b+c) + C \text{ dgn}$$

Na invullen van de gemiddelde tijden:

$$\mu_z = \mu_{H1 \text{ kr } 1} = -31,2 + C \text{ dgn}$$

De standaard-afwijking  $\sigma_{kr1}$  wordt dan:

$x_i$	$dZ/dx_i$	$((dZ/dx_i) \cdot \sigma_{xi})^2$
a	1,15	0,08 dgn <sup>2</sup>
b	1,15	13,04

$$\sigma_{kr1}^2 = 13,12 \text{ dgn}^2$$

Hieruit volgt dan:  $\sigma_{kr1} = 3,62 \text{ dgn}$

De tweede kraan, welke de oude wand trekt en de ankerwand slaat, verricht de volgende handelingen: (zie ook A2; voor b. zijn de tijden van t. aangenomen)

deelactiviteit	duur	$\sigma_{xi}$
t. trekken plank	21,0 min	5,20 min
a. Opstellen stelling	1,0 dgn	-
b. slaan ankerwand	21,0 min	5,20 min
c. overzetten anker gem	10,0 min	2,00 min
d. afvoeren stelling	1,0 dgn	-

De totale duur van de activiteiten van kraan 2 is dan:

$$Z = -(a + 280 \cdot t + 280 \cdot (b+c) + d) \cdot 1,15 + C \text{ dgn}$$
$$= -37,2 + C \text{ dgn.}$$

De bijbehorende standaard-afwijking  $\sigma_{kr_1}$  wordt nu:

$x_i$	$dZ/dx_i$	$((dZ/dx_i) \cdot \sigma_{x_i})^2$
t	$280 \cdot 1,15 = 322$	$12,17 \text{ dgn}^2$
b	$280 \cdot 1,15 = 322$	$12,17$
c	$280 \cdot 1,15 = 322$	$1,80$

$$\sigma_{kr_1}^2 = 26,14 \text{ dgn}^2$$

De standaard-afwijking voor de tweede kraan is derhalve 5,1 dgn.

#### ad I1: Het overzetten van de bovendeuren en droogzetten van de verlengde kolk

Met het overzetten van de bovendeuren van het bestaande - naar het nieuwe bovenhoofd wordt het begin ingeluid van een periode, waarin geen scheepvaartverkeer door de nu verlengde sluis mogelijk is. De tijdspanne liggende tussen het moment van overzetten van de deuren en het openstellen van de verlengde sluis moet zo kort mogelijk zijn. De genoemde periode behoort qua planning tot de meest essentiële van de uitvoering. De deuren moeten door een drijvende bok over een afstand van 60 meter verplaatst worden. Door de nauwe kolk is het niet mogelijk om de deur zonder meer in de stroppen te krijgen. Eerst moet met behulp van de portaalkraan (uit bouwdok) de deur naar het midden van de kolk getild worden, waarna de drijvende bok de deur overnemen kan.

Na het overzetten van de deuren kan de drijvende bok uit de kolk verwijderd worden. Nu wordt ter plaatse van het nieuwe bovenhoofd een naaldkering aangebracht en een hevel over het oude woelkelder dek geplaatst. Door het openzetten van de benedenschuiven wordt nu in korte tijd het water in de kolk afgelaten tot 20,40 m+ NAP. Het is nu mogelijk om op het bestaande woelkelderdek reeds een aanvang te maken met de sloopwerkzaamheden.

De benedenschuiven worden nu gesloten, waarna de rest van het water in de kolk (circa 12000 m<sup>3</sup>) uit de sluis kan worden gepompt. Deze laatste laag water vormt in het begin nauwelijks een belemmering voor de uit te voeren activiteiten.

Voor de activiteit I1 zijn de volgende deelactiviteiten op te noemen:

deelactiviteiten	duur	$\sigma_{x_i}$
a. opstellen portaal-		
kraan	3,0 dgn	1,0 dg
b. verplaatsen deur m.b.v.		
de portaalkraan	2,0 uur	1,0 uur
c. overnemen deur door		
bok	1,0 uur	0,25 uur
d. vervoeren deur	0,5 uur	-
e. plaatsen deur	3,0 uur	1,00 uur
f. terugvaren bok	0,2 uur	-
g. aanbrengen naald-		
kering	1,0 dag	-
h. afsluiten water tot		
20,40m+ NAP	-	-
i. bemalen kolk	2,0 dgn	0,5 dg
j. verwijderen portaal-		
kraan	2,0 dgn	0,5 dg

Het maken van een planning gaat dan als volgt:

a.		3 dgn	
	deur 1		deur 2
b.	2,0 uur		
c.	1,0 uur		
d.	0,5 uur		b. 2,0 uur
e.	3,0 uur		
f.	0,2 uur		
			c. 1,0 uur
j.		2 dgn	d. 0,5 uur
			e. 3,0 uur
g.		1 dg	
h.			
i.		2 dgn	

Het volgen van het kritieke pad levert:

$$Z = -(a+b+2 \cdot (c+d+e)+f+g+h+i) + C \text{ dgn}$$

$$= -7,4 + C \text{ dgn}.$$

In het geheel van de planning geldt voor het kritieke pad:

$$Z = -(b+2 \cdot (c+d+e)+f+g) + C \text{ dgn}$$

$$= -2,4 + C \text{ dgn}.$$

De hierbij behorende standaard-afwijking is:

$x_i$	$dZ/dx_i$	$((dZ/dx_i) \cdot \sigma_{x_i})^2$
b	1	$0,02 \text{ dgn}^2$
c	2	$0,...$
e	2	$0,08$

$$\sigma_z^2 = 0,10 \text{ dgn}^2$$

De standaard-afwijking  $\sigma_z = \sigma_{I1} = 0,32 \text{ dg}$

De standaard-afwijking voor I1 op zich is groter door de invloed van de deelactiviteiten a, h en i: 2,47 dgn.

Ad L1: Aanbrengen nieuwe geleidewerken in bovenvoorhaven.

Deze activiteit is niet direct essentieel voor het ontwerp, maar de periode, waarin de uitvoering van de geleidewerken het best kan vallen, ligt in de tijdspanne, dat de sluis voor het scheepvaartverkeer gesloten is.

De nieuwe geleidewerken hebben in tegenstelling tot de bestaande damwanden geen grondkerende functie, zodat de geleidewerken als open constructie kunnen worden uitgevoerd. In het hoofdontwerp is hierop niet verder ingegaan, zodat er geen optimale ontwerp voor deze geleidewerken aanwezig is. Het ontwerp wordt daarom verondersteld te berusten op het gebruik van ongeveer 20 stalen palen, welke worden voorzien van een drijfrahmen en een loopbrug. Het slaan van de palen moet geschieden tijdens het buiten bedrijf zijn van de sluis, de overige handelingen kunnen tussen het schutbedrijf door uitgevoerd worden.

De deelactiviteiten zijn dan als volgt:

deelactiviteiten	duur	$\sigma_{x_i}$
a. slaan stalen paal	0,5 dag	0,5 dag
b. aanbrengen loopbrug	3,0 dgn	1,0 dag
c. aanbrengen drijfrahmen	3,0 dgn	1,0 dag

De tijd, benodigd voor het uitvoeren van activiteit L1, wordt dan: (groot onderhoud 15%)

$$Z = -(20.a + 19.(b+c)).1,15 + C \text{ dgn}$$
$$=-142,6 + C \text{ dgn.}$$

De werkelijkheid zal anders zijn. Er kan immers aan meerdere bruggen tegelijkertijd gewerkt worden. Hetzelfde geldt voor de drijframens. Maatgevend wordt dan de duur voor het inhangen van de bruggen en de drijframens. Dit wordt geschat op 1,0 dag zonder  $\sigma_{x_i}$ .

Dan wordt Z: (drie bruggen tegelijkertijd in behandeling)

$$Z = -(20 \cdot a + 14 \cdot (1,0) + b + c) \cdot 1,15 + C \text{ dgn}$$
$$= -30,0 + C \text{ dgn}$$

De bijbehorende standaard-afwijking:

$x_i$	$dZ/dx_i$	$((dZ/dx_i) \cdot \sigma_{x_i})^2$
a	$20 \cdot 1,15 = 23,0$	$132,25 \text{ dgn}^2$
b	$1 \cdot 1,15 = 1,15$	$1,32$
c	$1 \cdot 1,15 = 1,15$	$1,32$
$\sigma_z^2 = 134,90 \text{ dgn}^2$		

Met andere woorden:  $\sigma_z = \sigma_{L1} = 11,6 \text{ dgn}$ .

#### Ad J1: Slopen van het dek van de bestaande woonkelder

Het maatgevende criterium bij deze activiteit is de snelheid, waarmee de sloopwerkzaamheden kunnen worden uitgevoerd. De volgende activiteiten zijn uit te voeren:

deelactiviteiten	duur	$\sigma_{x_i}$
a. Aanbrengen stempelraam	1,0 dg	-
b. Plaatsen sloopwerktuigen	1,0 dg	-
c. Slopen dek en wanden	13,0 dg	-

Het ontbreken van standaard-afwijkingen komt voort uit het absolute karakter van de toegestane werktijden. Bij moeilijk werk moeten extra werkkrachten ingeschakeld worden tegen meerkosten of overwerk geleverd worden eveneens tegen meerkosten.

De totale duur is derhalve 15,0 dagen.

Ad J2: Aanbrengen vloer 2 en afwerken van de wanden van het bestaande bovenhoofd

Voor activiteit J2 geldt dezelfde snelheidseis als voor activiteit J1. Het aantal handelingen is echter groter.

deelactiviteiten	duur
a. boren ± 700 gaten 1500 mm	2,0 dgn
b. wapening vloer onder	1,5 dgn
c. wapening vloer boven (ingieten)	1,0 dg
d. verharden	1,0 dg
e. voltooien wapening boven	0,5 dg
f. wapening wand vlechten	3,0 dgn
g. stort vloer	1,0 dg
h. verharden vloer	2,0 dgn
i. bekisting en stelling wanden	2,0 dgn
j. spuiten wanden	4,0 dgn

De totale duur wordt hierdoor (halve dagen leveren tijdwinst, maar start andere activiteit pas volgende dag): tijd = 19,0 dagen.

Ook nu worden aanpassingsmoeilijkheden binnen de planning opgevangen door het inzetten van extra materieel en mensen of door overwerk.

Ad K1: Afwerken mootvoegen en plaatsen bolders

Deze activiteit loopt gelijk met de activiteiten J1 en J2 en moet uiterlijk op hetzelfde moment eindigen als J2. De tijdsduur van J1 en J2 tesaamen bedraagt 34,0 dagen. Het afwerken van een mootvoeg vraagt ongeveer twee dagen; het aanbrengen van de rails voor de drijvende bolders eveneens twee dagen. Voor vier voegen zijn 16,0 dagen derhalve voldoende. De rails zijn nu ingemeten, waarna het pas maken van de bolders mogelijk is geworden. Het pas maken van de acht bolders kan nu in 14 dagen geschieden, zodat 4,0 dagen overblijven

voor het plaatsen van deze bolders. Het plaatsen van de bolders kan in geval van nood ook geschieden nadat de kolk weer onder water staat.

Ad M1: Afwerken nieuwe bovenhoofd en het opstorten van de bovenrand van de moten

Het storten van de bedieningsvloeren en het afwerken van het omloopriool kan vrijwel onmiddelijk na het plaatsen van de moten aanvangen. Het volledig afwerken van het hoofd vraagt veel tijd, maar dit kan plaatsvinden na het in gebruik stellen van de verlengde sluis. Wel moeten voor het eindigen van activiteit J2 alle voor de normale werking van de sluisdeuren benodigde apparatuur zijn geïnstalleerd. Dit lijkt geen probleem. Alle werkzaamheden moeten toch wel binnen ongeveer 10 weken (50 dgn) af te ronden zijn. (aangenomen standaard-afwijking 10 dgn).

Ad N1: Volzetten kolk

Het volzetten van de kolk betekent het herstel van de scheepvaart-verbinding door de sluis. Alleen de naaldkering moet dan nog verwijderd worden. Dit is binnen een dag te realiseren. In feite is dan het einde van de uitvoering van de sluisverlenging bereikt, alhoewel er mogelijk nog verschillende werkzaamheden verricht moeten worden. Het is onwaarschijnlijk, dat er direct al duweenheden geschut moeten worden. De conventionele vaart kan in het begin nog als eenrichtings-verkeer door de sluis heen.

### II-3. Samenneming van alle activiteiten.

Voor alle activiteiten, welke moeten leiden tot de voltooiing van de sluisverlenging, is een globale tijdsduur vastgesteld. In aansluiting hierop zijn de bij deze tijden behorende standaard-afwijkingen per activiteit berekend. Met behulp van deze gegevens kan nu de totale bouwtijd worden berekend. Hier toe wordt het kritieke pad (zie fig. II-2.) gevuld:

C<sub>1</sub>; C<sub>2</sub>; C<sub>3</sub>; D<sub>2</sub>; D<sub>3</sub>; E<sub>1</sub>; E<sub>2</sub>; E<sub>3</sub>; E<sub>4</sub>; I<sub>1</sub>;  
J<sub>1</sub>; J<sub>2</sub>; N<sub>1</sub>.

Het invullen van de gemiddelde tijden levert:

Totale bouwtijd = 248,3 dagen.

Bij een aantal werkbare dagen van 200 per jaar komt dit neer op ongeveer 15 maanden.

Doordat de standaard-afwijkingen van alle activiteiten bekend zijn, is via een probabilistische beschouwing de standaard-afwijking voor de totale bouwtijd te bepalen.

$$\sigma_{\text{tot}} = \sqrt{\sigma_{c1}^2 + \sigma_{c2}^2 + \sigma_{d2}^2 + \sigma_{e2}^2 + \sigma_{e4}^2 + \sigma_{i1}^2}$$
$$= 14,47 \text{ dagen.}$$

De betrouwbaarheidsfunctie Z voor de totale bouwtijd is te schrijven als:

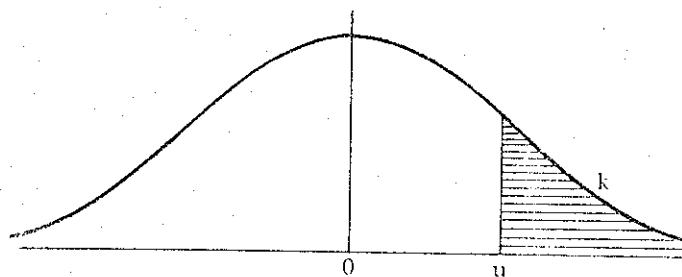
$$Z = -248,3 + C \text{ dagen. (als gemiddelde geschreven)}$$

Het gemiddelde van Z is nu afhankelijk van de keuze van C.

Het is nu interessant om te weten binnen welke tijd de sluisverlening met 95% zekerheid te voltooien is.

Uit figuur II-3 is af te lezen, dat voor een overschrijdingenkans van 5% de betrouwbaarheidsindex gelijk is aan 1,645. Er geldt:  $\beta = \mu_z / \sigma_z = \mu_z / 14,47$ .

TABEL VAN DE STANDAARD-NORMALE VERDELING



overschrijdingskansen:  
waarden van  $k \cdot 10^4$  voor  
 $u = 0,00(0,01)3,49$   
met  $\int_u^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}x^2} dx = k$

u	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	5000	4960	4920	4880	4840	4801	4761	4721	4681	4641
0,1	4602	4562	4522	4483	4443	4404	4364	4325	4286	4247
0,2	4207	4168	4129	4090	4052	4013	3974	3936	3897	3859
0,3	3821	3783	3745	3707	3669	3632	3594	3557	3520	3485
0,4	3446	3409	3372	3336	3300	3264	3228	3192	3156	3121
0,5	3085	3050	3015	2981	2946	2912	2877	2843	2810	2776
0,6	2743	2709	2676	2643	2611	2578	2546	2514	2483	2451
0,7	2420	2389	2358	2327	2296	2266	2236	2206	2177	2148
0,8	2119	2090	2061	2033	2005	1977	1949	1922	1894	1867
0,9	1841	1814	1788	1762	1736	1711	1685	1660	1635	1611
1,0	1587	1562	1539	1515	1492	1469	1446	1423	1401	1379
1,1	1357	1335	1314	1292	1271	1251	1230	1210	1190	1170
1,2	1151	1131	1112	1093	1075	1056	1038	1020	1003	0985
1,3	0968	0951	0934	0918	0901	0885	0869	0853	0838	0823
1,4	0808	0793	0778	0764	0749	0735	0721	0708	0694	0681
1,5	0668	0655	0643	0630	0618	0606	0594	0582	0571	0559
1,6	0548	0537	0526	0516	0505	0495	0485	0475	0465	0455
1,7	0446	0436	0427	0418	0409	0401	0392	0384	0375	0367
1,8	0359	0351	0344	0336	0329	0322	0314	0307	0301	0294
1,9	0287	0281	0274	0268	0262	0256	0250	0244	0239	0233
2,0	0228	0222	0217	0212	0207	0202	0197	0192	0188	0183
2,1	0179	0174	0170	0166	0162	0158	0154	0150	0146	0143
2,2	0139	0136	0132	0129	0125	0122	0119	0116	0113	0110
2,3	0107	0104	0102	0099	0096	0094	0091	0089	0087	0084
2,4	0082	0080	0078	0075	0073	0071	0069	0068	0066	0064
2,5	0062	0060	0059	0057	0055	0054	0052	0051	0049	0048
2,6	0047	0045	0044	0043	0041	0040	0039	0038	0037	0036
2,7	0035	0034	0033	0032	0031	0030	0029	0028	0027	0026
2,8	0026	0025	0024	0023	0023	0022	0021	0021	0020	0019
2,9	0019	0018	0018	0017	0016	0016	0015	0015	0014	0014
3,0	0013	0013	0013	0012	0012	0011	0011	0011	0010	0010
3,1	0010	0009	0009	0009	0008	0008	0008	0008	0007	0007
3,2	0007	0007	0006	0006	0006	0006	0006	0005	0005	0005
3,3	0005	0005	0005	0004	0004	0004	0004	0004	0004	0003
3,4	0003	0003	0003	0003	0003	0003	0003	0003	0003	0002

Fig. II-3. Tabel van de standaard-normale verdeling.

Het gemiddelde van de betrouwbaarheidsfunctie  $Z$  moet dan zijn:  $1,645 \cdot 14,47 = 23,80$  dgn.

Wordt deze waarde ingevuld in de formule voor  $Z$ , dan blijkt  $C$  gelijk te zijn aan 272,2 dagen. In de betrouwbaarheidsfunctie fungert  $C$  als de totale bouwtijd met een bepaalde overschrijdingskans (hier 5%). Onderstaand zijn voor enkele overschrijdingskansen de bijbehorende bouwtijd gegeven:

- |      |                   |
|------|-------------------|
| 1 %  | $C = 282,2$ dagen |
| 5 %  | $C = 272,1$ dagen |
| 10 % | $C = 266,9$ dagen |
| 15 % | $C = 263,3$ dagen |

Door de betrouwbaarheidsfunctie een tegengesteld teken te geven kan op exact dezelfde wijze de onderschrijdingskans berekend worden.

#### II-4. Nabeschouwing.

Met het oog op het vervolg van deze studie is het zinvol om even stil te staan bij de tot nu toe bereikte resultaten. De berekende bouwtijd is gebaseerd op schattingen, welke gedaan zijn voor de afzonderlijke activiteiten. Andere normen voor de uit te voeren werkzaamheden en een mogelijk geheel andere aanpak van uitvoering hebben grote invloed op de totale bouwtijd. Om een voorbeeld hiervan te noemen; bij de prefabricage van de sluismotoren wordt gewerkt met twee volledige bekistingen. Eén van deze bekistingen wordt gebruikt voor de drie kolkmoten, de andere voor de twee hoofdmotoren. Dit leidt tot een relatief korte bouwtijd, maar tot het gebruik van bijzonder veel bekistingsdelen, hetgeen bij de berekening van de kostprijs zeker merkbaar zal zijn. Dan zal tevens moeten worden beslist of een andere werkwijze niet zinvoller is.

Teneinde de planning meer in overeenstemming te brengen met de in de praktijk geldende normen, alsmede ook om de aan de verlenging gekoppelde kosten te kunnen berekenen, is contact opgenomen met de firma Van Splunder's Aanneming Mij B.V. In samenwerking met deze firma is de eerder opgestelde planning doorgelopen, welke door andere inzichten en praktijkervaringen bijgesteld moest worden. In het navolgende hoofdstuk zal daarom de gehele planning volgens de normen van de firma Van Splunder opnieuw worden opgezet. De verschillen met de voorgaande planning zullen worden toegelicht. De navolgende planning wordt niet voorzien van een probabilistische beschouwing, aangezien de gehanteerde normen hier toe weinig ingang boden.

De berekening van de kosten loopt parallel aan de opstelling van de planning. Zowel de planning als de kostprijsberekening kan per activiteit verschillen in

gedetailleerdheid. Dit is een gevolg van het feit, dat in samenwerking met de firma Van Splunder voor vrij veel activiteiten voor zowel de kostprijs als voor het aantal manuren normen zijn bepaald, maar dat gezien de tijd niet alle activiteiten - mede door hun afwijkende karakter - genormeerd konden worden. Voor deze activiteiten is in aansluiting op de voorgaande planning een goede schatting gemaakt van de kosten.

### HOOFDSTUK III.PLANNING EN KOSTPRIJS VAN DE UITVOERING

#### III-1. Uitwerking activiteiten.

Bij deze uitwerking wordt volledig de eerder opgestelde lijst van activiteiten gevolgd.

##### ad A1: Heien van de damplanken in de bovenvoorhaven

Gezien de zware grond van zand- en grindlagen, waarbij 'gestaffeld' gehied moet worden, is er hier uitgegaan van een gemiddeld aantal te heien planken per dag van vier. Dit is beduidend minder dan de ruim acht planken, welke bij de voorgaande planning zijn gehanteerd. De totale werktijd zal derhalve beduidend langer worden. Het aantal heidagen wordt namelijk:  
 $2 \times 70 \text{ planken} / 4 \text{ planken} = 36 \text{ dagen}$ .

Voor het verstellen van de heistelling van vleugel 1 naar vleugel 2 moet worden gerekend op twee dagen.

De prijs van de hei-equipment is als volgt af te leiden:

Huur:	- grote kraan	f 8400,-/wk
	- diesel heiblok D46	f 3200,-/wk
	- lange makelaar	f 1250,-/wk
	- heimuts	f 600,-/wk
	- bediening (4 man)	f 6000,-/wk
	- brandstof/smering	f 750,-/wk
	Totaal	<hr/> f20200,-/wk

Dit komt neer op f 4040,-/dag

Post diversen f 7500,- (hulpgordingen, hulpklossen)

Mobilisatie heistelling f10000,-

Demobilisatie " f10000,-

Stellen hulpwerk具igen + kraan f 5000,-

De ankers van de bestaande damwand moeten worden opgegraven en worden overgezet op de nieuwe damwand. Hier toe is de aanwezigheid van een kleine hydraulische graafmachine nodig: kosten all-in f 65,-/uur. Teneinde de heistelling en al het overige werk-materieel en materiaal tussen de sluizen II en III (sluis III is de te verlengen sluis) te kunnen brengen, is ter plaatse van de brug over het benedenhoofd een oprit vereist, waarbij de betonrand op de kabelkoker moet worden gesloopt:

sloop betonrand f 800,-  
kosten oprit  $125 \text{ m}^2$  à f 600,-/ $\text{m}^2$ : f 75000,-

Aankoop heiplanken:

637 ton à f 1,20/kg : f 764400,-

Lossen van de planken:

Hier voor is een mobiele kraan vereist gedurende 2 dagen:  $2 \times f 1250,-/\text{d} = f 2500,-$

Hierbij komt nog het transport op het werk:  
637 ton à f 20,-/ton = f 12740,-

Hierbij komt dan nog het bedrag benodigd voor het overzetten van de ankers en de tijdelijke verankering van de oude damwand: stel f 250,-/anker

Er zijn ongeveer 80 ankers: f 20000,-

Totaal aantal dagen voor heistelling:

heidagen	36
stellen	2
verstellen	<u>2</u>

40 dagen à f 4040,-/d = f 161600,-

Gedurende deze tijd is ook de hydraulische graaf-machine op het werk aanwezig:  $40 \times 8 \times f 65,- = f 20800,-$

De totale kosten van activiteit A1 worden nu:

heistelling:	f 161600,-
mob/demob :	f 20000,-
stellen :	f 5000,-
oprit :	f 75800,-
aankoop planken:	f 764400,-
lossen :	f 12500,-
transport :	f 12740,-
ankers :	f 20000,-
graafmachine:	f 20800,-
	<hr/>
	f 1082840,-

De totale tijd, welke benodigd is voor het uitvoeren van activiteit A1, is:

oprit: 4 dagen

heien: 40 dagen

totaal: 44 dagen.

### Ad A2: Het trekken van de bestaande damwand

Alvorens de bestaande damwand getrokken kan worden moet de betonnen bovenrand van de wand gesloopt worden. Deze deelactiviteit ligt buiten de rest van de planning, daar dit op elk moment kan geschieden. Voor het slopen van deze rand wordt gerekend met f150,-/m<sup>2</sup>. Voor 140 meter damwand komt dit neer op f 21000,-.

Op het moment, dat de eerste damplanken getrokken worden, is de waterdichtheid van het kanaalpand verbroken. Om het waterverlies van het kanaal te beperken tot een aanvaardbare grootte is snelheid van uitvoeren een vereiste; dit betekent continu doorwerken aan beide zijden van de bovenvoorhaven.

Een enkele kraan trekt 6 planken per 8 uur ofwel 18 planken per dag. Per kant moeten er 78 planken getrokken worden, hetgeen 4,33 kraandagen vereist. Het gebruik van een dergelijke kraan met toebehoren kost per werkbare dag:

kraan 100-ton	f 7000,-/wk
vibrator+ aandrijving	f 7250,-/wk
+ aggregaat	
+ damwandklem	
brandstof + smering	f 2250,-/wk
Bediening (4 plgn à 3 man)	f 20000,-/wk
	f 36500,-/wk, ofwel
	f 7300,-/dag

Voor 4,33 heidagen geldt nu: f 31633,-/kraan  
Hierna wordt immers onmiddellijk aangevangen met activiteit A3.

Als overige posten zijn dan nog te noemen:

mobilisatie/demobilisatie	f 5000,-/keer : 4x -- f 20000,-
diversen	f 4000,-
Laden en vervoeren planken	f 20,-/ton
	275 ton: f 5500,-

Gebruik mobiele kraan voor 2 dagen à f1250,-/d: f 2500,-

Hiermee volgt: Totale duur activiteit A2 = 6,33 dagen

Totalen kosten:

kraan :	f 63266,-
mob./demob :	f 20000,-
diversen :	f 4000,-
laden planken:	f 5500,-
mob. kraan :	f 2500,-
slopen :	f 21000,-
	<hr/>
	f 116266,-

ad A3: Ontgraven funderingsbed van de sluismoten.

De ontgraving van de bovenvoorhaven tot op het funderingsbed van de te plaatsen sluismoten sluit onmiddellijk aan op het trekken van de oude damplanken. Ook deze activiteit gaat 24 uur per dag door in verband met het doorbroken zijn van de waterafsluitende laag op de bodem van het kanaalpand. De kranen, welke werden gebruikt bij het trekken van de damwand, worden nu tevens gebruikt voor de ontgraving. Dit houdt in, dat nu geen Aanvoer en afvoerkosten hoeven te worden berekend. Er wordt gewerkt met 3000 liter bakken, welche ongeveer  $2150 \text{ m}^3$  per 24 uur per kraan om kunnen zetten. De kosten per kraan-dag komen neer op f 4800,- .

Er moet ongeveer  $22000 \text{ m}^3$  ontgraven worden, zodat hiervoor met twee kranen 5,1 dagen nodig zijn. Er wordt gerekend op 6 kraandagen per kraan, omdat het ontvangstbed ( betonplaten) nog gelicht moet worden. Hierbij is de hulp van twee duikers benodigd. De kosten voor deze duikers wordt gesteld op f 2000,-

De  $2 \times 6$  kraandagen à f 4800,- komen neer op f 57600,-.

Voor de afvoer van de grond zijn er vier vrachtwagens per kraan benodigd à f 80,-/uur, ofwel f 1920,-/d. Het totaal van acht wagens gedurende 6 dagen komt dan neer op een totale post van f 92160,-

De totale tijdsduur is nu: 6 dagen

De totale kosten zijn:

kranen : : :	f 57600,-
zandauto's : : :	f 92160,-
duikers : : :	<u>f 2000,-</u>
	+ f151760,-

ad A4: Stort onderwaterbeton

De planning van deze activiteit is volledig overeenkomstig de eerder opgestelde werkplanning.

Als materieel is nodig:

- ponton f 360,-/dag
- rail + kubel f 500,-/wk
- stortkoker f 5000,-
- betonpomp f 5000,-/dag

De ponton en de rail zijn gedurende circa 4 dagen benodigd, daar het een en ander gemonteerd moet worden. Deze werkzaamheden omvatten voornamelijk het vastlassen van de rail, waarover de stortkoker heen en weer kan bewegen. De kosten hiervan bedragen ongeveer 3 mandagen à f 35,-/uur = f 840,-

Het huren van het materieel gedurende vier dagen:

ponton  $4 \times f 360,- = f 1440,-$

rail  $0,8 \times f 500,- = f 400,-$

Er wordt bij het stort ongeveer 500 m<sup>3</sup> beton à f 110,-/m<sup>3</sup> verwerkt: f 55000,-

Totale kosten:

- ponton	:	f 1440,-
- rail/kubel	:	f 400,-
- stortkoker	:	f 5000,-
- beton	:	f 55000,-
- betonpomp	:	<u>f 5000,-</u>
		<u>f 66940,-</u>
- loon	:	<u>f 840,-</u>
		<u>f 67780,-</u>

### ad B1: Constructie opleggpunten

Ook voor deze activiteit komt de planning geheel overeen met de eerder gemaakte. Hier wordt dan ook alleen naar de kosten gekeken.

Benodigd:

- hydraulische graafmachine voor 1 dag à f520,-
- slopen tot op wapening in 2,5 dagen à f750,-/dag
- aankoop en aanbrengen wapening: f 500,-
- gebruik en stellen bekisting : f 500,-
- stort en aankoop beton : f1000,-

De totale kosten worden dan:

- hydr. graafmach. : f 520,-
  - slopen : f1875,-
  - wapening : f 500,-
  - bekisting : f 500,-
  - beton : f1000,-
- +  
f4395,-

### ad C1: Ontgraven van oude kolk

De hoeveelheid te ontgraven grond bedraagt voor deze activiteit circa  $28000\text{ m}^3$ . Na het verwijderen van ongeveer  $10000\text{ m}^3$  kan een start worden gemaakt met de werkzaamheden, welke vallen onder activiteit C2 (prefabricage moten). Bij het gebruik van een hydraulische graafmachine met een 1000 liter-bak kan per 8 uur (normale werkdag) ongeveer  $900\text{ m}^3$  grond ontgraven worden. De start van C2 ligt derhalve 11 dagen na de start van C1. De totale ontgraving duurt 31 dagen à f 650,-/dag, ofwel f 20150,-.

Er zijn twee vrachtwagens benodigd à f 560,-/d: f 34720,-

De totale kosten zijn nu:

- hydr. graafmach. : f 20150,-
  - zandauto's : f 34720,-
- +  
f 54870,-

ad C2: De prefabricage van de sluismotoren.

Deze activiteit is een van de meest essentiële van de hele uitvoering van de verlenging. Bij de eerder gemaakte planning is al benadrukt, dat andere inzichten met betrekking tot het gebruik het aantal bekistingen, een belangrijke invloed heeft op zowel de duur van de uitvoering als op de kosten ervan. In de eerder gemaakte planning is een zuivere scheiding aangebracht tussen de werkzaamheden, welke aan de kolkmotoren uitgevoerd zullen worden, en die gericht op de hoofdmotoren. Deze opzet levert vrij veel pieken op in de personeelsbehoefte, hetgeen ongunstig is. Tevens zijn twee afzonderlijke bekistingen nodig, wat neerkomt op een forse investering.

Mede in verband met de kosten is nu gekozen voor een geïntegreerde uitvoering van alle motoren. Voor de stort van de vloeren wordt slechts een bekisting gebruikt. Hetzelfde geldt voor de constructie van het onderste deel van de kolkwanden, alhoewel de hoofdmotoren iets meer bekistingsdelen vragen.

De woelkelderbekistingen voor beide hoofdmotoren verschillen in vormgeving beduidend, maar de ondersteuning van de bekisting komt in beide gevallen redelijk overeen. Ook hier worden de constructies van de woelkelderdekken na elkaar uitgevoerd om op materieel te besparen.

De vormgeving van het bovenste deel van de moottwanden vertoont grote verschillen tussen de kolkmotoren en de hoofdmotoren in verband met de deurkassen. Hier is wel gebruik gemaakt van aparte bekistingen.

De bij deze werkwijze behorende planning kan eerst worden opgesteld als is nagegaan hoeveel manuren er in het stellen van de bekisting, etc. gaan zitten. Dit zal eerst worden uitgewerkt.

## VLOER

### Kolkmoet:

Hoeveelheden: beton = 500 m<sup>3</sup>  
wapening = 100 ton  
bekisting = 124 m<sup>2</sup>

### Gehanteerde normen:

stellen randkist	= 1,50 mu/m <sup>2</sup>
wapenen	= 12,00 mu/ton (voor zware wapening)
stortvoorbereiding	= 0,15 mu/m <sup>3</sup>
stort	= 0,30 mu/m <sup>3</sup>

### Hiermee wordt gevonden:

Stellen bekisting:	186 mu	-- 6 dgn met 4 man
wapenen	: 1200 mu	-- 13 dgn met 12 man
stortvoorbereiding:	75 mu	-- 3 dgn met 4 man
stort	: 150 mu	-- 1 dag met 12 man
verharden		3 dgn
ontkisten (omzetten kist)		1 dg met 4 man

### Hoofdmoet:

Hoeveelheden: beton = 612 m<sup>3</sup>  
wapening = 125 ton  
bekisting = 143 m<sup>2</sup>

### Er wordt nu gevonden:

Stellen bekisting:	215 mu	-- 7 dgn met 4 man
wapenen	: 1500 mu	-- 16 dgn met 12 man
stortvoorbereiding:	92 mu	-- 3 dgn met 4 man
storten	: 184 mu	-- 1 dg met 16 man

## WAND ONDER

Kolkmoot:

Hoeveelheden: beton - 300 m<sup>3</sup>  
 wapening - 35 ton  
 bekisting - 1125 m<sup>2</sup>

Gehanteerde normen:

samenstellen bekisting (voor hoofdmoot)	- 1,00 mu/m <sup>2</sup>
stellen buitenbekisting	- 0,50 mu/m <sup>2</sup>
wapenen	- 16,00 mu/ton
sluiten bekisting	- 0,60 mu/m <sup>2</sup>
stortvoorbereiding	- 0,15 mu/m <sup>3</sup>
stort	- 0,40 mu/m <sup>3</sup>

Hiermee wordt gevonden:

Stellen buitenbekisting:	280 mu	-- 9 dgn met 4 man
wapenen	: 560 mu	-- 6 dgn met 12 man
sluiten bekisting	: 336 mu	-- 11 dgn met 4 man
stortvoorbereiding	: 45 mu	-- 2 dgn met 4 man
stort	: 120 mu	-- 1 dag met 12 man
verharden		5 dgn

Hoofdmoot:

Hoeveelheden: beton - 395 m<sup>3</sup>  
 wapening - 50 ton  
 bekisting - 1669 m<sup>2</sup>

Dan wordt gevonden:

samenstellen bekisting:	1669 mu	-- 30 dgn met 8 man
stellen buitenbek.	: 418 mu	-- 8 dgn met 8 man
wapenen	: 800 mu	-- 10 dgn met 12 man
sluiten bek.	: 500 mu	-- 9 dgn met 8 man
stortvoorbereiding	: 60 mu	-- 2 dgn met 4 man
stort	: 158 mu	-- 1 dag met 16 man
verharden	:	5 dgn

## WOELKELDER

### Hoofdmoat 4:

Hoeveelheden: beton - 150 m<sup>3</sup>  
wapening - 25 ton  
bekisting - 400 m<sup>2</sup>

#### Gehanteerde normen:

Stellen PAL-ondersteuning	- vloer	- 2,5 mu/m <sup>2</sup>
	balk	- 2,0 mu/m <sup>2</sup>
Stellen balkkist		- 0,7 mu/m <sup>2</sup>
wapenen		- 16,0 mu/ton
sluiten balkbekisting		- 0,8 mu/m <sup>2</sup>
stortvoorbereiding		- 0,15mu/m <sup>3</sup>
stort		- 0,4 mu/m <sup>3</sup>

#### Hiermee wordt gevonden:

Stellen Pal-ondersteuning vloer 3 x 133 mu -- 3 x 6 dgn met 3 man  
Stellen Pal-ondersteuning balk 3 x 24 mu -- 3 x 1 dg met 3 man  
Stellen balkkist : in stellen Pal-ondersteuning  
Wapenen: 3 x minder dan 1 dag.  
Sluiten bekisting: 3 x 38 mu -- 3 x 2 dgn met 3 man  
Wapenen vloer : 192 mu -- 3 dgn met 8 man  
Stortvoorb : 23 mu -- 2 dgn met 2 man  
Stort : 60 mu -- 1 dag met 12 man  
Verharden : 28 dagen  
Ontkisten : 300 mu -- 10 dgn met 4 man.

### Hoofdmoat 5:

Hoeveelheden: beton - 196 m<sup>3</sup>  
wapening - 20 ton  
bekisting - 150 m<sup>2</sup>

#### Hiermee wordt dan gevonden:

Stellen Pal-ondersteuning vloer : 325 mu -- 12 dgn met 4 man  
Wapenen vloer : 320 mu -- 2 dgn met 12 man  
Stortvoorb : 2 dgn met 4 man  
stort : 108 mu -- 1 dg met 12 man  
Verharden : 28 dgn  
Ontkisten : 200 mu -- 6 dgn met 4 man

Voor hoofdstuk 4 komen dan nog daarbij de werkzaamheden ten behoeve van de voorwand van de woelkelder:

bekisting 256 m<sup>2</sup> : samenstellen 256 mu

stellen . . . 282 mu

beton 64 m<sup>3</sup> : stort 35 mu

wapening 8 t : vlechten 133 mu

De tijd in de planning is meegenomen bij de samenstelling van de onderwand.

Voor hoofdmoet 5 komt er nog de constructie van zeven stroombalken bij. Deze worden in groepen van twee gesloten:

bekisting: 20 m<sup>2</sup> (7x)

beton = : 20 m<sup>3</sup>

wapening : 3 t

Per twee balken zijn 4 man drie dagen bezig: 336 mu

## WÂND BOVEN

### Kolkmoten:

Hoeveelheden: beton - 145 m<sup>3</sup>  
wapening - 20 ton  
bekisting - 662 m<sup>2</sup>

### Gehanteerde normen:

samenstellen bekisting	= 1,00 mu/m <sup>2</sup>
stellen buitenkist	= 0,80 mu/m <sup>2</sup>
wapenen	= 16,00 mu/ton (+ 2 dgn steigerwerk)
sluiten bekisting	= 0,60 mu/m <sup>2</sup>
stortvoorbereiding	= 0,15 mu/m <sup>3</sup>
stort	= 0,40 mu/m <sup>3</sup>

### Hiermee wordt gevonden:

Samenstellen bekisting:	662 mu -- 14 dgn met 6 man
Stellen buitenkist	: 266 mu -- 9 dgn met 4 man
wapenen	: 320 mu -- 6 dgn met 12 man
sluiten bekisting	: 200 mu -- 7 dgn met 4 man
stortvoorbereiding	: 22 mu -- 2 dgn met 2 man
stort	: 58 mu -- 1 dg met 12 man
verharden	: 5 dgn
ontkisten	: 64 mu -- 2 dgn met 4 man

### Hoofdmoten:

Hoeveelheden: beton - 200 m<sup>3</sup>  
wapening - 26 ton  
bekisting - 1206 m<sup>2</sup>

### Er wordt nu gevonden:

Samenstellen bekisting:	1206 mu -- 19 dgn met 8 man
Stellen buitenkist	: 483 mu -- 8 dgn met 8 man
wapenen	: 416 mu -- 7 dgn met 12 man
sluiten bekisting	: 362 mu -- 6 dgn met 8 man
stortvoorbereiding	: 30 mu -- 2 dgn met 2 man
stort	: 80 mu -- 1 dg met 12 man
verharden	: 5 dgn
ontkisten	: 64 mu -- 2 dgn met 4 man

Met behulp van voorgaande gegevens kan nu een planning voor activiteit C2 worden opgesteld. Hierbij is gestreefd naar een continue inzet van een vrijwel onveranderlijk aantal mensen. Het resultaat van een en ander is weergegeven in figuur III-1 (zie bijbehorende tekenmap). Het totale aantal werkdagen, dat benodigd is om de prefabricage van de moten te voltooien, komt daarbij op 359. Nu de totale planning voor C2 bekend is kan een kostenraming opgesteld worden. Ook de kostenraming zal per moottonderdeel berekend worden.

## VLOER

De vloerbekisting wordt 5 x gebruikt.

### Bekisting

Koop: plaatmateriaal	nieuwwaarde f30,-/m <sup>2</sup>
	restwaarde f 8,-/m <sup>2</sup>
	afschrijving f22,-/m <sup>2</sup>
baddinghout	nieuwwaarde f 5,5/m <sup>1</sup>
	restwaarde f 2,5/m <sup>1</sup>
	afschrijving f 3,0/m <sup>1</sup>
Huur: gordingen	f 0,70,-/wk.stuk
staanders	f 1,80,-/wk.stuk
centerpennen	f 3,50 /wk.m <sup>2</sup>
schroefstempels	f 0,35/wk.stuk
schoorstempels	f 1,35/wk.stuk

### Wapening

Aankoop orde Ø40	f950,-/ton
orde Ø25	f900,-/ton
wapeningsrek	f2,-/kg

### Beton

Koop f110,-/m <sup>3</sup>
f120,-/m <sup>3</sup> voor het geval van stort m.b.v. betonpomp.

Loonkosten f35,-/uur

Zandlaag + folie f 10,-/m<sup>2</sup>

Wandvoorziening oud kolk i.v.m. stempels f 800,-/m<sup>1</sup> wandhoogte

De vloerbekisting wordt vijfmaal toegepast in een periode van 25,2 werkbare weken, zoals valt af te lezen uit figuur III-1. De totale gebruikstijd is van belang voor de berekening van de totale huurbedragen, welke over de vijf moottvloeren uitgemiddeld zullen worden. Per moott komen daarbij dan nog de aparte materiaal- en loonkosten.

Koop plaatmateriaal 143 m <sup>2</sup> x f 22,- :	f 3146,-
baddinghout 476 m <sup>1</sup> x f 3,- :	f 1428,-
Huur gordingen 25,2 x 56 stuks x f 0,70 :	f 988,-
centerpennen 25,2 x 143 x f 3,50 :	f 12613,-
staanders 25,2 x 84 stuks x f 1,80 :	f 3810,-
schroefstempels 25,2 x 84 x f 1,70 :	f 3599,-
loon 987 mu x f 35,- :	<u>f 34545,-</u>

Bekistingskosten voor 5 moten : f 60129,-

Hieruit volgt dat de bekistingskosten per moot

neerkomen op f 12026,-

#### Kolkmoot:

wapening 70 ton Ø40 x f950,- :	f 66500,-
30 ton Ø25 x f900,- :	f 27000,-
loon 1200 mu x f35,- :	f 42000,-
beton 500 m <sup>3</sup> x f120,- :	f 60000,-
loon 225 mu x f35,- :	f 7875,-
Wapeningsrekken 533 m <sup>1</sup> == 2008 kg x f2,- :	f 4016,-
Zandlaag + folie 292,8 m <sup>2</sup> x f 10,- :	f 2928,-
Wandvoorziening oude kolk 1,7 x f800,- :	<u>f 1360,-</u>
Totaal per kolkmootvloer :	f 223705,-

#### Hoofdmoot:

Wapening 90 ton Ø40 x f950,- :	f 85500,-
35 ton Ø25 x f900,- :	f 31500,-
loon 1500 mu x f35,- :	f 52500,-
beton 612 m <sup>3</sup> x f120,- :	f 73440,-
loon 184 mu x f35,- :	f 6440,-

gelaste rekken	:	f 4016,-
zandlaag + folie 360 m <sup>2</sup> x f10,-	:	f 3600,-
Wandvoorziening kolk	:	f 1360,-
Totaal per hoofdmoottvloer		f 270382,-

## WAND ONDER

Ook de bekisting voor de onderwand wordt vijfmaal toegepast. Er worden weer dezelfde normen gehanteerd als voor de vloer.

Bekisting plaatmateriaal  $1669 \text{ m}^2$  x f22,- : f 36718,-  
baddinghout  $5563 \text{ m}^1$  x f 3,- : f 16690,-

De huur van het materiaal beslaat een periode van 28,2 weken:

huur:, gordingen  $28,2 \times 180$  stuks x f0,70: f 3553,-  
staanders  $28,2 \times 134$  stuks x f3,50: f 13265,-  
+ schoorstaven

Centerpennen  $28,2 \times 1669$  x f3,50 : f164730,-

Schroefstempels  $28,2 \times 134$  stuks x f3,50:  
: f 13265,-

voorziening kolkwand  $8,1 \times f800,-$  : f 6480,-/moot  
5x : f 32400,-

loon: 9054 mu x f35,- : f316890,-

Totaal voor vijf moten bekisting: f597512,-

Per moot komen de bekistingskosten dan op : f 119502,-

### Kolkmoet:

wapening 15 ton Ø40 x f950,- : f 14250,-  
20 ton Ø25 x f900,- : f 18000,-  
loon 560 mu x f35,- : f 19600,-  
beton  $300 \text{ m}^3$  x f120,- : f 36000,-  
loon 165 mu x f35,- : f 5775,-

Totaal wand onder kolkmoet : f 213127,-

Hoofdmoot:

wapening	20 ton $\varnothing 40 \times f950,-$	: f 19000,-
	30 ton $\varnothing 25 \times f900,-$	: f 27000,-
loon	800 mu $\times f35,-$	: f 28000,-
beton	$395 \text{ m}^3 \times f120,-$	: f 47400,-
loon	217 mu $\times f35,-$	: f 7604,-
		<hr/>
Totaal wand onder hoofdmoot		: f 248506,-

## WOELKELDER

### Hoofdmoot 4:

Als normen worden voor de woelkelderbekisting nog toegevoegd:

PAL-toren-eenheid:	f0,30/wk.stuk
diagonaal :	f0,15/wk.stuk
spindel :	f0,15/wk.stuk
liggers IPE 4,5 m:	f0,68/wk.stuk

Berekening kosten voor een werkperiode van 14 weken:

Bekisting plaatmateriaal 423 m <sup>2</sup> à f22,-	:	f 9293,-
badding 1408 m <sup>1</sup> x f3,-	:	f 4224,-

(met dit materiaal wordt ook de voorwand van de woelkelder gestort, maar is hier in rekening gebracht)

huur PAL-eenheden 300 eenh x 14 x f0,30	:	f 1260,-
150 diagonalen x 14 x f0,15	:	f 210,-
spindels 240 stuks x 14 x f0,15	:	f 504,-
liggers IPE 4,5 m 45 x 14 x f0,68	:	f 425,-
centerpennen voor 231 m <sup>2</sup> x 14 x f3,5:	f 11319,-	

loon 614 mu x f35,-	:	f 21490,-
---------------------	---	-----------

wapening 20 ton Ø40 x f950,-	:	f 19000,-
------------------------------	---	-----------

loon 320 mu x f35,-	:	f 11200,-
---------------------	---	-----------

beton 150 m <sup>3</sup> x f110,-	:	f 16500,-
-----------------------------------	---	-----------

loon 83 mu x f35,-	:	f 2905,-
--------------------	---	----------

### Voorwand:

loon - stellen bekisting	141 mu x f35,-	:	f 4935,-
- maken bek. delen	128 mu x f35,-	:	f 4480,-
- stort	35 mu x f35,-	:	f 7040,-
- wapenen	134 mu x f35,-	:	f 4690,-

aankoop - wapening	8,3 ton x f950,-	: f 7470,-
- beton	64 m <sup>3</sup> x f110,-	: f 7040,-
		<hr/>

Totaal woelkelder hoofdmoet 4: f 127680,-

#### Hoofdmoet 5:

##### Werkperiode 11 weken:

Bekisting plaatmateriaal 150 m <sup>2</sup> x f22,-	: f 3300,-
baddinghout 500 m' x f3,-	: f 1500,-
huur PAL-eenheden 250 eenh x 11 x f0,30:	f 825,-
diagonalen 125 stuks x 11 x f0,15	: f 138,-
liggers IPE 40 stuks x f0,68 x 11	: f 297,-
spindels 200 stuks x 11 x f0,15	: f 330,-
loon 325 mu x f 35,-	: f11375,-
wapening 20 ton Ø25 x f900,-	: f18000,-
loon 320 mu x f 35,-	: f11200,-
beton 196 m <sup>3</sup> x f110,-	: f21560,-
loon 108 mu x f 35,-	: f 3773,-

#### 7 stroombalken:

maken kolomschotten - 47 mu per 2 kolommen ofwel 47 mu x f35,-	: f 1645,-
---	------------

maken kolomkorven van 3 ton x 25 mu/ton ofwel 525 mu x f35,-	: f18375,-
---	------------

beton 28 m <sup>3</sup> x f110;	: f 3080,-
---------------------------------	------------

loon 16 mu	: f 560,-
------------	-----------

wapening 21 ton x f950,-	: f19950,-
--------------------------	------------

loon stellen bekisting 128 mu x f35,-	: f 4480,-
---------------------------------------	------------

Totaal woelkelder hoofdmoet 5: f 120388,-

## WAND BOVEN

Kolkmoet:

Gehanteerde normen:

In plaats van de eerder gebruikte afschrijving voor de posten plaatmateriaal en baddinghout wordt nu gewerkt met de navolgende prijzen:

plaatmateriaal f 18,-/m<sup>2</sup>

baddinghout f 2,-/m<sup>3</sup>

Dit in verband met het minder vaak gebruiken van deze bekistingsdelen.

De totale werkperiode is 20 weken:

bekisting:

koop plaatmateriaal 662 m <sup>2</sup> x f18,-	: f 11916,-
baddinghout 2207 m <sup>3</sup> x f 2,5	: f 5517,-
huur gordingen 265 stuks x f 0,70 x 20	: f 3710,-
staanders 397 stuks x f 1,80 x 20	: f 14292,-
centerpennen 662 x f3,5 x 20	: f 46340,-
schroefstempels 397 x f1,70 x 20	: f 13498,-
loon 2780 mu x f35,-	: f 97300,-

Totale bekistingskosten voor drie kolkmoten

: f 192573,-

Dit komt per kolkmoet neer op

: f 64191,-

Hierbij komt per moot:

wapening 20 ton x f900,-

: f 18000,-

loon 320 mu x f35,-

: f 11200,-

beton 145 m<sup>3</sup> x f110,-

: f 15950,-

loon 80 mu x f35,-

: f 2800,-

Totaal per kolkmoet wand boven

: f 112141,-

Hoofdmoot:

De bekistingskosten van de wand boven van een hoofdmoot is in goede benadering af te leiden van de bekistingskosten van de kolkmoten:

Bekistingsoppervlakte hoofdmoot = 1206 m<sup>2</sup>

Bekistingsoppervlakte kolkmoet = 662 m<sup>2</sup>

Bekistingskosten kolkmoten = f 192573,-

Hieruit volgt dan voor de beide hoofdmotoren:

Bekistingskosten = 1206/662 x f192573,- = f350820,-

Per hoofdmoot betekent dit: f 175410,-

Hierbij komt dan nog:

wapening 26 ton x f900,- : f 23400,-

lopn 416 mu x f 35,- : f 14560,-

beton 200 m<sup>3</sup> x f110,- : f 22000,-

loon 110 mu x f 35,- : f 3850,-

Totaal wand boven van een hoofdmoot : f 239220,-

SUPERTOTALEN VOOR ACTIVITEIT C2

Kolkmoten

Per moot:

vloer	f 223705,-
wand onder	f 213127,-
boven	f 112141,- +
	f 548973,-

Voor 3 kolkmoten: f 1646919,-

Hoofdmoot 4

vloer	f 270382,-
wand onder	f 248506,-
woelkelder	f 127680,-
wand boven	f 239220,- +
	f 885786,-
	f 885786,-

Hoofdmoot 5

vloer	f 270382,-
wand onder	f 248506,-
woelkelder	f 120388,-
wand boven	f 239220,- +
	f 878496,-
	f 878496,-
	+ -----

TOTAAL VOOR ACTIVITEIT C2 : f 3.411.203,-

ad C3: De drijfschotten

Deze activiteit behoort in feite tot de afzink-procedure en de kosten ervan worden dan ook meegenomen bij activiteit E1. De planning van activiteit C3 is opgenomen in het schema voor activiteit C2 (zie fig III-1.).

ad D1: De aanleg van de dijk rond het bouwdok

In aansluiting op de eerder gemaakte planning wordt uitgegaan van een werkperiode van 60 dagen. In deze tijd wordt er gewerkt met een dragline en een bulldozer. De kosten laten zich dan als volgt berekenen:

Dragline - 60 dagen x f520,-	f 31200,-
- aanvoer	f 1000,-
Bulldozer - 60 dagen x f500,-	f 30000,-
- aanvoer	f 1500,-
Taludbekleding - (folie) f1,50/m <sup>2</sup> ± 5500 m <sup>2</sup>	f 8250,-
totaal	<hr/> f 70950,-

ad D2: Doorgraven van de kanaaldijk naar het bouwdok

In verhouding tot de eerder gemaakte planning voor deze activiteit zijn de inzichten en opvattingen betreffende de wijze waarop de werkzaamheden moeten worden uitgevoerd, nogal veranderd. Ten eerste is de hoeveelheid te ontgraven grond veel groter dan eerst werd aangenomen, namelijk  $10000\text{ m}^3$  in plaats van  $4000\text{ m}^3$ . Ten tweede is de aanvoer van twee kranen nu kostbaar, omdat door de langere bouwtijd van de geprefabriceerde moten deze kranen niet meer op het werk zijn. Om deze reden zal met behulp van een enkele kraan de doorgraving tot stand worden gebracht.

Tevens is de wijze van opdrijven van de moten herzien. Eerst wordt alleen de oude sluiskolk gevuld, waarna alle moten worden opgedreven en gestabiliseerd. In deze periode wordt een gedeelte van de kanaaldijk in den droge ontgraven. Daarna wordt het gehele bouwdok verder volgezet. Na de volledige innundatie wordt - continu - de rest van de kanaaldijk weggegraven. Het tijdschema wordt daarmee:

Innundatie kolk	- 1 dag
opdrijven en stabiliseren moten	- 5 dagen
In deze tijd wordt met de kraan $750\text{ m}^3/\text{dag}$ verzet, ofwel $3750\text{ m}^3$	
Innundatie bouwdok	- 2 dagen
Afgraven kanaaldijk (continu)	- 3 dagen
Ruim $6000\text{ m}^3$ bij $2150\text{ m}^3/\text{dag}$	

Total duur : 11 dagen

De totale kosten bedragen:

Aanvoer kraan	: f 2000,-
Werkuren kraan à f 200,-	
7 dagen à 8 uren x f 200,-	: f 11200,-
3 dagen à 24 uren xf 200,-	: f 14400,-

Bulldozer - deze is reeds op het werk in verband met de aanleg van de dijk rond het bouwdok (activiteit D1). De aanvoerkosten hoeven derhalve nu niet in rekening te worden gebracht.

huren bulldozer:

werkuren bulldozer à f65,-

7 dagen à 8 uren x f 65,- : f 3640,-  
3 dagen à 24 uren x f 65,- : f 4680,-

Aanleg innundatieleiding + huren materieel : f 5000,-

f 40920,-

Ad D3: Updrijven en uitvaren moten

Afhoeuwel de planning, zoals die eerder is opgesteld, voor deze activiteit ook het opdrijven van de moten omvat, verandert de planning nauwelijks nu deze deelactiviteit al heeft plaatsgevonden bij D2. Voor de eenvoud wordt daarom de bestaande planning aangehouden. De activiteit D3 behoort tot de afzinkprocedure en is voor de kostenberekening ondergebracht bij activiteit E2.

ad E1: Het parkeren van de moten

Ook deze activiteit behoort tot de afzinkprocedure en is ondergebracht bij activiteit E2, tenminste voor zover het de kosten betreft. De planning is gelijk aan de eerder opgestelde.

ad E2: Verslepen, afzinken en funderen van de moten

De planning, zoals die was opgesteld voor deze activiteit, wordt aangehouden. De afzinkprocedure omvat vrij veel sterk verschillende deelactiviteiten, welke ieder op zich sterk specialistisch zijn. Daarnaast worden de kosten mede bepaald door plaatselijke en daardoor unieke omstandigheden. Het bepalen van de kosten van de gehele afzinkprocedure kan daarom slechts globaal gebeuren. Een redelijke over-all schatting van de gehele procedure komt neer op:

afzinken kolkmoot :	f 100000,-	3x	: f 300000,-
afzinken hoofdmoot:	f 120000,-	2x	: f 240000,-
+			
Totale kosten afzinken			: f 540000,-

De kosten voor het afzinken van een hoofdmoot zijn hoger in verband met het gebruik van pontons en het grotere ondergroutingsoppervlak van de hoofdmoten.

ad E3: Overzetten waterdichte damwand naar nieuwe bovenhoofd.

Bij deze activiteit is de tijd, welke benodigd is voor het intrillen van de planken, te verwaarlozen ten opzichte van de tijd, welke verloren gaat met het omstellen van de kraan. De twee dagen, welke hiervoor in de eerder opgestelde planning zijn aangehouden, zijn te kort voor het uitvoeren van alle werkzaamheden. De nieuwe planning is nu als volgt:

Verstellen kraan vanaf benedenvoorhaven	1 dag à f 2500,-
Op stellen kraan en toebehoren + heien	1 dag à f 3900,-
Verstellen kraan van vleugel 1 naar	
vleugel 2	1 dag à f 2500,-
Opstellen kraan en toebehoren + heien	1 dag à f 3900,-
aanvoer oude damplanken 24 ton à f20,-	à f 480,-
	+
	totaal f13280,-

ad E4: Aanvullen grond achter de moten.

Het aanvullen van de grond achter de moten geschied gelijktijdig met het afgraven van de dijk rondom het bouwdok. Het afgraven van deze dijk geschieht met behulp van een dragline met een 600 literbak. Deze verzet per dag onder de geldende omstandigheden circa  $380 \text{ m}^3$ , hetgeen meer is dan bij de eerdere planning is aangenomen. Voor de  $10000 \text{ m}^3$ , welke benodigd zijn voor het aanvullen van de grond achter de moten, zijn dan 26 dagen nodig. De kosten zijn dan:

dragline 26 x f520,-	: f 13684,-
3 vrachtwagens 26 x 3 x f500,-	: f 39000,-
	+
	f 52684,-

Daar deze activiteit samenvalt met het afgraven van de dijk rondom het bouwdok (zijnde activiteit F2), zijn de kosten aldaar meegenomen.

### ad F1: Het herstellen van de kanaaldijk

Ook voor de dichting van het gat in de kanaaldijk geldt een andere planning dan de eerder opgestelde. In plaats van met twee kranen wordt er immers gewerkt met slechts een kraan. Ook ten aanzien van de afwerking van het talud hebben andere inzichten geleid tot een langere werktijd. De nieuwe planning is dan als volgt:

Sluiten gat kanaaldijk - 2 dagen continu

In profiel brengen dijk - 20 dagen

aanbrengen waterdichte bekleding - 10 dagen

De totale werktijd wordt daarmee 32 dagen.

Als kosten zijn te noteren:

kræan 3000 liter continu	24 x 2 x f200,-	: f 9600,-
dragline 600 liter	30 x f 520,-	: f 15600,-
bulldozer	20 x f 500,-	: f 10000,-
aanbrengen afdeklaag	300 m <sup>2</sup> x f 100,-	: f 30000,-
(incl. materiaalkosten)		
		f 65200,-

### ad F2: Herstellen oude sluis

Om dezelfde reden als bij activiteit E4 is ook voor activiteit F2 de werktijd korter dan eerder was aangenomen, namelijk slechts 63 dagen. De kosten zijn nu:

dragline 600 lier	63 x f520,-	: f 32760,-
bulldozer	63 x f500,-	: f 31500,-
2 wagens	2 x 63 x f500,-	: f 63000,-
		+
		f 125760,-
E4		f 52684,-
		+
		f 178444,-

ad G1: Aanbrengen van de trekankers aan het bestaande bovenhoofd.

\* De eerder planning wordt aangehouden. De volgende posten moeten dan bij de kostenberekening worden meegenomen:

heien 25 m<sup>2</sup> damwand (25 planken uit oude damwand):

dit komt neer op twee dagen heien à f3900,-/dag, zonder aanvoerkosten van de stelling, daar de kraan na het heien van de grondkerende damwand in de bovenvoorrhaven dit wand even meeneemt of omgekeerd.

Het doorbranden van de oude planken wordt berekend op 0,3 mu/plank, ofwel 1 mandag .

Voor het ontgraven is een mobiele hydraulisch graafmachientje 12 dagen bezig .

Het boren van de gaten door de sluiswand, in het totaal 54 stuks, kost per cm wanddikte f 3,0 inclusief het verstellen van de apparatuur.

Het aankopen en aanbrengen van de 18 ankers wordt gesteld op f1000,- per anker.

De kosten worden nu :

heistelling	2 x f3900,-	: f 7800,-
doorbranden planken	8 x f35,-	: f 280,-
ontgraven	12 x 8 x f65,-	: f 6240,-
boren	7020 cm x f 3,-	: f21060,-
ankers	18 x f1000,-	: f18000,-
		<hr/>
		f53380,-

ad H1: Heien geleidewand in benedenvoorhaven.

ook voor dit heiwerk geldt, dat de gehanteerde normen voor het slaan van de planken te optimistisch waren gezien de zware grondslag. Een meer realistischer schatting van het aantal planken, dat nu per dag geheid kan worden, is 6 planken. Het aantal planken, dat per dag getrokken kan worden bedraagt tien. Als werktijden wordt nu gevonden:

kraan 1: 280 planken /6 = 47 dagen

kraan 2: 280 planken/10 = 28 dagen

slaan ankerwand 280 planken met 15 planken/dag,  
ofwel 19 dagen.

De kosten bedragen nu:

slopen betonrand 250 m <sup>2</sup> x f150,-/m <sup>2</sup>	: f 37500,-
kraan 1 47 dagen x f3900,-	: f183300,-
kraan 2 47 dagen x f3900,-	: f183300,-
overnemen ankers 156 stuks x f250,-	: f 39000,-
storten betonrand + grondafwerking 250 m <sup>2</sup> x f200,-/m <sup>2</sup>	: f 50000,-
	<hr/>
	f493100,-

Het aanbrengen van de nieuwe betonrand vraagt 25 dagen waarvan er een aantal samenvallen met de heidagen. Stel dat er hierdoor 17 dagen extra op de planning komen, dus totaal 64 dagen.

ad I11: Het overzetten van de bovendeuren en het droogzetten van de verlengde kolk

De werkwijze sluit redelijk aan op de eerder beschreven methode, alleen wordt er nu gewerkt met een 100-tons kraan op een ponton in plaats van met een drijvende bok in verband met de wendbaarheid van de giek. Het tijdschema is dan als volgt:

Opstellen kraan op ponton = 1 daa (afvieren idem)

Verwijderen deuren = 1 daa

Aanbrengop naaldkering boven = 1 daa

Aanbrengend paalkering beneden = 1 daa

bemalen knolk = 2 daagen. totaal 6 daagen

De ponton en de kraan zijn nu 4 dagen medio op het werk

kraan - aanvoer/afvoer	: f 4000,-
- 4 x f200,- x 8	: f 6400,-
ponton - 4 x f360,-	: f 1440,-
aanbrengen naaldkeringen (aanwezig)	: f 1500,-
bemalen 2 x f 800,-	: f 1600,-
	<hr/>
	f14940,-

Een groot gedeelte van de deelactiviteiten ten behoeve van het overzetten van de deuren valt samen met de tijd benodigd voor andere activiteiten. Op de planning geeft activiteit I1 slechts 2 dagen extra.

ad J1: Slopen van het dek van de wolkelder van  
het bestaande bovenhoofd.

In de voorgaande planning was gesteld, dat de sloopwerkzaamheden na maximaal 15 dagen beëindigd moesten zijn. In de nu volgende uitwerking zal duidelijk worden, dat dit niet haalbaar is, gezien de beperkte werkruimte voor het sloopmaterieel:

aanbrengen stempelraam (van tevoren samengesteld) - 1 dag  
slopen dek; te slopen  $1282 \text{ m}^3$  beton

Een sloopmachine kan ongeveer  $1 \text{ m}^3$  per uur verwerken, ofwel  $24 \text{ m}^3$  per dag bij de veronderstelde constante werkgang.

De sloop van de bestaande wolkelder komt dan neer op 53,4 machine-dagen

Met enige moeite zijn er drie machines in te zetten, waardoor de sloop binnen 18 dagen voltooid kan worden.

De kosten worden nu:

stempelraam stelpost	: f 10000,-
slopen (incl afvoer puin) $3 \times 18 \times f 7000,-$	: f 37800,-
bemaling kolk $18 \times f 800,-$	: f 14400,-
	+
	f 402400,-

ad J2: Maken tweede vloer en wanden van het bestaande bovenhoofd

Voor het samenstellen van de bekisting voor de wanden kan gebruik gemaakt worden van oude bekistingsdelen. Voor de vloer is geen bekisting vereist. In de voorgaande planning is de totale werktijd uitgekomen op 19 dagen. In navolging van de werkwijze bij J1 zal ook nu de gehele methode van werken worden nagelopen om een nieuwe planning op te stellen.

Voor de vloer geldt dan het volgende:

(er wordt 24 uur per dag gewerkt)

gaten boren (700 stuks) + inlijmen stekken	- 2 dgn
wapenen	- 4,2 dgn
stort vloer	- 1 dg
verharden vloer	- 2 dgn

Vervolgens voor de wanden:

vlechten wanden	- 1,5 dgn
bekisting wanden 608 m <sup>2</sup>	- 4,3 dgn
stort	- 1 dg
verharden	- 28 dgn

Na de stort van de wanden wordt de kolk weer onder water gezet. Na het verwijderen van de naalkeringen kan de scheepvaart dan weer - voorzichtig - door de sluis. Na 28 dagen wordt dan de kolk tot op het benedenpeil afgelaten, zodat het grootste gedeelte van de bekisting weer boven water komt. Met de hulp van een duiker kan dan onderaan de bevestiging van de bekisting verwijderd worden, waarna de bekisting uit de kolk getild wordt door een mobiele kraan.

De verhardingstijd valt dus buiten de planning, terwijl het verwijderen van de bekisting valt onder activiteit X1. De tijd voor de planning bedraagt dan 16 dagen.

De kosten laten zich nu als volgt berekenen:

VLOER

geen bekisting

wapening - 100 ton Ø40 x f950,-	: f95000,-
loon 1200 mu x f35,-	: f42000,-
beton - 380 m <sup>3</sup> x f110,-	: f41800,-
loon 132 mu x f35,-	: f 4620,-

WANDEN

bekisting - huur onderdelen	: f 2000,-
- 608 mu x f35,-	: f21280,-
wapening - 30 ton Ø40 x f950,-	: f28500,-
loon 360 mu x f35,-	: f12600,-
beton - 152 m <sup>3</sup> x f120,-	: f18240,-
loon 84 mu x f35,-	: f 2926,-
Inboren gaten 700 stuks ; 1050 m <sup>2</sup> x f150,-	: f15750,-
	<hr/>
	f 284716,-

Gedurende de periode van 16 dagen moet ook de bemaling van de kolk voortgezet worden.

Kosten 16 x f800,-	: f12800,-
	<hr/>
	f 297516,-

ad X1: Verwijderen stempelraam en bekisting wanden

Zoals reeds beschreven is in de behandeling van activiteit 32 zal de bekisting van de wanden door een kraan en de hulp van een duiker verwijderd worden. Tevens wordt dan het stempelraam verwijderd. Duur van deze activiteit is 1 dag.

Kosten - kraan	f 560,-
- duiker	f1500,-
- verwijderen stempelraam	f1000,-
	<hr/>
	f3060,-

ad K1: Voegafwerking en plaatsen bolders.

De planning, zoals die voorgaand is gegeven, wordt aangehouden. Resteren de kosten:

Per voeg: 1 voeggrubber + 2 bolders : f6000,-

Voor vier voegen 4x f6000,- : f 24000,-

Afspannen hoofd stelpost : f 6000,-  
+  
f 30000,-

ad L1: Aanbrengen nieuwe geleidewerken in bovenvoorhaven

Na overleg met de firma Van Splunder is het aantal palen voor de geleide-werken in de bovenvoorhaven gehalveerd tot tien buispalen Ø1400 mm, 30 m h.o.h. Daartussen komen dezelfde buispalen als liggers met een lengte van 30 meter. De wanddikte is 20 mm. Het totale staalgewicht wordt daarmee 326882 kg.

De kosten van aanschaf f2,-/kg : f 653764,-

Conservering: 2111 m<sup>2</sup> x f 47,-/m<sup>2</sup> : f 99224,-

Kosten heimaterieel:

Aanvoer/afvoer bok:

mobilisatie/demobilisatie 6 dagen x f5000,- : f30000,-

sleeploon 6 x f1000,- : f 6000,-

motorvlet 6 x f 160,- : f 960,-  
+  
f36960,-

afvoer idem : f36960,-

Kosten voor opstellen en heien: 1 paal/dag:

Heiblok f5000,-/dag

ponton voor

palen f 300,-/dag

vlet f160,-/dag

sleepboot f 1000,-/dag

totaal per dag: f 6460,-

Tijdsduur voor heien per kant ( 5 palen)

Opstellen 1 dag

heien 5 dagen

plaatsen ligger 4 dagen

azobé plaatsen 5 dagen

---

totaal 15 dagen/kant x f6460,- : f96900,-

Andere geleidewerk idem : f96900,-

Maatvoering + uitzetten à f1000,-/dag : f30000,-

Kosten azobé: 69 m<sup>3</sup> x f2000,- : f78000,-

---

+  
f 1128708,-

ad M1: Afwerken nieuwe bovenhoofd en het opstorten  
van de bovenrand van de moten

Afwerking bovenhoofd:

Stort bedieningsvloeren

120 kg wapening per  $m^3$  beton

2 vloeren 60 cm dik/kant

3 vloeren 30 cm dik/kant

Totaal beton 120  $m^3$        $\times f110,-$  : f 13200,-  
                                loon 66 mu  $\times f35,-$  : f 22310,-

stellen bekisting 468 mu  $\times f35,-$  : f 16363,-

wapening 14,4 ton  $\times f900,-$  : f 12960,-  
                                loon 230 mu  $\times f35,-$  : f 8064,-

stalen onderdelen f2,5/kg  $\pm$  5 ton : f 12500,-

f 65397,-

Kosten opstort hoofdmoot (incl onderdelen) : f 25000,-

f 90397,-

Voor twee hoofdmoten : f 180794,-

Afwerking kolkmoten:

(6 opstorten van  $3 \times 12 m^2$ )

beton 249  $m^3$

wapening 30 ton

werkvloer  $6 \times 36 m^2$

bekisting  $28 m^2$

Bekisting - loon - buitenbek	28 mu	x f35,-	: f	980,-
- binnenbek	21 mu	x f35,-	: f	735,-
- werkvlloer	7 mu	x f35,-	: f	245,-
- stort	23 mu	x f35,-	: f	805,-
- wapenen	80 mu	x f35,-	: f	2800,-
				+
		totaal per opstort	: f	5565,-

Voor 6 opstorten : f 33390,-

beton - 249 m <sup>3</sup>	x f110,-	: f	27390,-
wapening - 30 ton	x f900,-	: f	27000,-
bolders, etc		: f	6000,-
werkvlloer 22 m <sup>3</sup>	x f110,-	: f	2420,-
			+
			f 62810,-

Totaal: f 180794,-

f 33390,-

f 62810,-

f 276994,-

De planning is overeenkomstig de eerder opgestelde.

#### ad N1: Volzetten kolk

Het volzetten van de kolk vraagt nauwelijks tijd. Alleen het opruimen van de naaldkeringen betekent een dag werk. De kosten bedragen f500,-

III-2. Berekening totale kosten en planning.

Alle kosten afgezien van de 'staart-kosten' zijn nu bepaald. Voor de berekening van de 'staart-kosten' is de juiste totale bouwtijd benodigd. Deze wordt hierna bepaald. De kostenbepaling is nu een sommatie:

activiteit	duur	kosten
A1	42 dgn *)	f 1.082.840,-
A2	4 dgn	f 116.266,-
A3	6 dgn	f 151.760,-
A4	1 dag	f 67.780,-
B1	14 dgn	f 4.395,-
C1	11 dgn	f 54.870,-
C2/C3	219 dgn	f 3.411.203,-
D1	60 dgn	f 70.950,-
D2	11 dgn	f 40.920,-
D3	2 dgn	
E1	1 dag	
E2	20 dgn	f 540.000,-
E3	4 dgn	f 13.280,-
E4	26 dgn	f 52.684,-
F1	32 dgn	f 65.200,-
F2	63 dgn	f 178.444,-
G1	29 dgn	f 53.380,-
H1	64 dgn	f 493.100,-
I1	2 dgn	f 14.940,-
J1	18 dgn	f 402.400,-
J2	16 dgn	f 297.516,-
X1	1 dag	f 3.060,-
K1	33 dgn	f 30.000,-
L1	30 dgn	f 1.128.708,-
M1	50 dgn	f 276.994,-
N1	1 dag	f 500,-
		<hr/>
		f 8.551.190,-

\*) De hier vermelde tijden komen overeen met die in de planning in fig III-2 staan. Deze tijden kunnen verschillen van die, welke voorgaand als zuivere werktijden zijn berekend.

Naast deze kosten moet er nog een bedrag in rekening worden gebracht in verband met het doortrekken van de elektrische bedrading naar het nieuwe bovenhoofd. Hiervoor wordt een stelpost van f 60.000,- in de berekening meegenomen. De totale kosten worden dan:

f 8.611.190,-

Met behulp van bovenstaande tabel is nu snel de planning in tekening te brengen; zie figuur III-2. De totale bouwtijd blijkt 359 werkdagen te zijn, ofwel 21,5 maanden bij 200 werkdagen per jaar.

Met behulp van deze bouwtijd kan nu de 'staart' berekend worden.

### III-3. Berekening 'staart'-kosten

De staartkosten-post omvat die kosten, welke niet rechtstreeks aan een bepaald werkonderdeel kunnen worden toegeschreven. Genoemd kunnen worden de keten, keetbediening, bouwkraan en stafpersoneel. Aan de hand van de totale bouwtijd zijn ook deze kosten te bepalen:

#### Personeleeskosten

hoofduitvoerder	71,8 wkn x f2800,-	: f 201.040,-
uitvoerder 1	71,8 wkn x f2200,-	: f 157.960,-
uitvoerder 2	48,0 wkn x f2200,-	: f 105.600,-
magazijnbediende	71,8 wkn x f 900,-	: f 64.620,-
monteur	71,8 wkn x f 900,-	: f 64.620,-
kraanmachinist	43,0 wkn x f1800,-	: f 77.400,-
administratiekosten		: f 30.000,-
werkvoorbereiding		: f 150.000,-
		+ f 851.240,-

#### Huur materieel

directiekeet huur	f120,-/wk x 71,8 wkn	: f 8.616,-
montage/demontage	80 m <sup>2</sup> x f70,-/m <sup>2</sup>	: f 5.600,-
uitvoerderskeet	f60,-/wk x 71,8	: f 4.380,-
montage/demontage	40 m <sup>2</sup> x f70,-/m <sup>2</sup>	: f 2.800,-
magazijn/werkplaats	f100/wk x f71,8	: f 7.180,-
toiletwagens	f120,-/wk x 71,8	: f 8.616,-
montage/demontage mag.	f70000	: f 70.000,-
overige keten	f50,-/wk x 71,8	: f 3.590,-
montage/demontage		: f 4.000,-
schaftlokaal	f120,-/wk x 71,8	: f 8.616,-
keetbediening	f600,- x 71,8	: f 43.080,-
schoonhouden keten	f125,-/wk x 71,8	: f 8.975,-
Verwarming	f50,-/wk x 71,8	: f 3.590,-

tractor + platte wagen	f150,- x 71,8	: f	10.770,-
directie-behoeften	f100,- x 71,8;	: f	7.180,-
meetgerei	post		
diverse gereedschappen	f50,- x 71,8	: f	3.590,-
hulpwegen	3000 m <sup>2</sup> x f 20,-/m <sup>2</sup>	: f	60.000,-
kraan + stroom	f1900,-/wk x 71,8	: f	81.700,-
kraanbaan	170 m <sup>1</sup> x f6,-/m <sup>1</sup> .wk	: f	1020,- x
		: f	43.860,-
			71,8
Montage/demontage:	80 mu x f35,-	: f	2.800,-
mob. kraan 2 dgn à			
	f800,-/dg	: f	1.600,-
kubels	60 wk x f40,-/wk	: f	2.400,-
trilnaalden	60 wk x f100,-/wk	: f	6.000,-
compressor	60 wk x f 40,-/wk	: f	2.400,-
buigmachine	43 wk x f 50,-/wk	: f	2.150,-
zaagmachine	70 wk x f 50,-/wk	: f	3.500,-
			<hr/>
		f	2343.993,-
			+

Totaal voor de 'staart'-kosten : f 851.240,-

f 343.993,-

---

f 1.195.233,-

De staart-kosten vormen ongeveer 14% van de directe kosten, te weten f8.611.190,-.

De totale bouwkosten bestaan uit de som van beide bedragen: f8.611.190,-

f1.195.233,-

---

f9.806.423,-

=====

### III-4. Beschouwing van beide planningen.

In het voorgaande is gewerkt met twee verschillende planningen; de eerste planning is opgesteld aan de hand van schattingen aangaande de werktijden; de tweede planning was meer gegrondvest op praktijkwaarden. Het kan interessant zijn na te gaan op welke punten de belangrijkste verschillen tussen beide planningen liggen en wat de oorzaken hiervan zijn.

De beste leidraad bij een dergelijke beschouwing is het naast elkaar leggen van de figuren II-2 en III-2. Als eerste opmerkelijke punt valt dan op te merken, dat de totale bouwtijd bij planning I slechts 248 dagen is tegen 359 dagen bij planning II. Dit kan slechts veroorzaakt worden door tijdvariaties in de activiteiten op het kritieke pad van de uitvoering. Dit kritieke pad omvat de volgende activiteiten: (zie ook blz. 43)

C1 ; C2 ; C3 ; D2 ; D3 ; E1 ; E2 ; E3 ; E4 ; I1 ;  
J1 ; J2 ; N1 (deze is in de tweede planning vervangen  
door X1).

Het nalopen van deze activiteiten brengt de grootste tijdsverschillen aan het licht:

C1: Planning I - 16 dagen

Planning II - 31 dagen

Dit verschil van 15 dagen wordt veroorzaakt door het inzetten van minder graafmaterieel in de tweede planning i.v.m. de kosten.

C2/C3: Planning I - 130 dagen

Planning II - 219 dagen

Het verschil in bouwtijd is in dit geval wel bijzonder groot. Bij planning I was echter uitgegaan van een volledige scheiding tussen de bouw van de kolkmoten en de hoofdmoten.

Deze opzet vereist veel kostbare bekistingsdelen en veel extra mensen. In verband met

de kosten is daarom in planning II gewerkt met minder bekisting door de bouw van alle moten zoveel mogelijk te combineren. Hierdoor kon met minder mensen worden volstaan. De bouwtijd neemt daardoor echter wel toe.

Daarnaast bestaan er nog verschillen in de gehanteerde normen voor met name het vlechtwerk, waarvoor in planning II meer tijd is meegenomen.

D2 : Planning I - 1 dag

Planning II - 11 dagen

Dit verschil wordt enerzijds veroorzaakt door een bijstelling van de hoeveelheid te ontgraven grond en anderzijds door de inzet van minder graafmachines.

N1/X1: Planning I - 1 dag

Planning II - 1 dag + 28 dagen verharden

De periode van verharden, welke in planning II buiten activiteit J2 is gehouden, is gesteld op de volle 28 dagen. Deze zijn rechtstreeks in de planning terug te vinden.

Naast alle verschillen in beide planningen is de opzet van beide schemas identiek, alsmede ook de samenstelling van het kritieke pad. De tweede planning is het meest realistisch van opzet doordat de hiervoor gehanteerde normen aan de praktijk ontleend zijn. De opstap naar deze planning is echter gegeven in de eerste planning. Door het handhaven van deze planning in dit verslag is de ontwikkeling van de uiteindelijke planning beter te doorzien. Een ander aspect, dat wel speelt bij planning I en niet bij planning II, is de probabilistische benadering. Het voordeel van een probabilistische benadering van een bouwplanning is naar onze mening

dat voor iedere opgestelde planning bij grove benadering kan worden aangegeven waar de risico's (in de tijd) gelegen zijn en wat het effect (zowel in absolute - als in relatieve zin) hiervan op de haalbaarheid van de planning is. Zo is voor planning I snel terug te vinden, dat activiteit C2/C3 de grootste bijdrage levert aan de totale standaardafwijking van de bouwtijd; namelijk in absolute zin 11,02 dagen en in relatieve zin 58% van de totale standaardafwijking. Op deze wijze kan bij het opstellen van een planning niet alleen gekeken worden naar de precieze bouwtijd, maar tevens naar het risico-dragend karakter van de planning, ofwel de kans om een zekere bouwtijd niet te overschrijden. De kortste planning (mogelijk ook qua kosten) met een sterk risico-dragend karakter met betrekking tot de haalbaarheid van de gedachte planning hoeft beslist niet beter te zijn dan een langere planning, die tevens duurder is, maar met een beperkter risico voor wat betreft de haalbaarheid.

Het zou zeker interessant zijn geweest ook op planning II een probabilistische beschouwing los te laten, maar dan moest van iedere activiteit de standaardafwijking bekend zijn. De mensen, welke de voor planning II gehanteerde normen hebben verschaft, spreken in dat opzicht een andere 'taal', omdat de invoering van de statistiek in de praktijk nog in een beginstadium verkeert. Het verkrijgen van de noodzakelijke gegevens zou meer tijd vragen dan het verzamelen van de - toch nog altijd belangrijkere - normen voor de gemiddelde werktijd. Aangezien het idee van een statistische uitwerking van een planning reeds bij planning I is toegelicht, leek het niet gerechtvaardigd voor de tweede planning een dergelijk groot beslag op de mensen, welke de praktijknormen verschaft hebben, te leggen.

### III-5. Sluitbeschouwing

In de sluitbeschouwing wordt uitsluitend gekeken naar planning II, aangezien aan de hand van deze planning de totale bouwkosten berekend zijn. De totale bouwkosten zijn uitgekomen op f 9.806.423,-. In de bouw van de sluisverlenging is ongeveer 6560 m<sup>3</sup> beton verwerkt. Wordt nu de kostprijs gerelateerd aan de hoeveelheid verwerkte beton, dan vinden we een bedrag van f 1495,-/m<sup>3</sup> beton. Dit bedrag stemt vrijwel overeen met de in het vooronderzoek van het hoofdontwerp aangenomen f 1500,-/m<sup>3</sup>. Daar was wel uitgegaan van 10000 m<sup>3</sup> beton, dus een totale kostprijs van f 15.000.000,-. Voor de bouw van een nieuwe duwvaartsluis was toen een bedrag genoemd (op grond van vele aannames) van f 35.000.000,- voor 250 m' sluis. Dit komt neer op f 140.000,-/m' sluis. Bij de sluisverlenging komt dit bedrag op f 163440,-/m'. Dit is circa 17% meer dan voor de nieuwbouw van een sluis. Ons inziens valt dit enorm mee.

Het feit, dat de bedragen elkaar niet zoveel ontlopen, is gelegen in de omstandigheid, dat voor de sluisverlenging geen nieuwe bewegende delen (deuren, etc.) behoeven te worden aangekocht. Ook is de hoeveelheid grondverzet bij de sluisverlenging belangrijk minder. Een ander niet onbelangrijk punt is dat de herindeling van de voorhavens bij de sluisverlenging minimaal is, hetgeen terug te vinden is in de kosten van het heiwerk.

Ten aanzien van de kosten bestaan er naar onze mening geen beletselen om niet te besluiten tot een sluisverlenging.

De bouwtijd van 359 werkdagen is niet bepalend voor een beoordeling over de uitvoerbaarheid van de verlenging, wel is de tijd van het droogzetten van de kolk bepalend.

De periode, waarin scheepvaart volstrekt niet mogelijk is, beslaat de activiteiten I1, J1, J2, en N1, ofwel 37 werkdagen. Dit betekent, dat de sluis ruim twee maanden uit de vaart is. Deze tijd moet voor een ieder acceptabel zijn. Buiten deze periode is ook tijdens de afzinkprocedures geen schutten mogelijk, maar aangezien dit in de (doorgaans stille) weekeinden gebeurt, zal dit geen problemen geven.

## LITERATUURLIJST

Onderstaande literatuurlijst refereert niet aan bepaalde verwijzingen in de tekst. De gebruikte gegevens en methoden uit de genoemde literatuur is in algemene zin door de gehele tekst verwerkt.

- (1) De Organisatie van het Bouwen, college BB20 -  
Prof.ir. H.J. Wagenmaker/ir. D.W. Greven
- (2) Uitvoering van Civieltechnische Projecten -  
- ir. A.R. Bonebakker  
- ir. K. Oterdoom  
- ir. J.C. Saul
- (3) Probabilistisch Ontwerpen, college B3 -  
- ir. A.C.W.M. Vrouwenveld  
- ir. J.K. Vrijling
- (4) Elementaire Statistiek - ir. J. van Soest
- (5) Kostennormen Firma van Splunder
- (6) Afstudeerhoofdontwerp: Sluisuitbreiding te Maasbracht - A.F. Pruijssers.