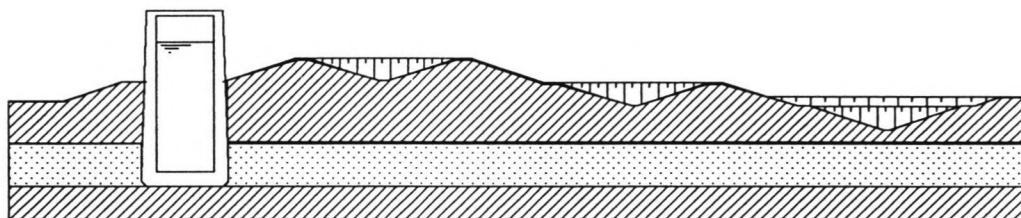


Sluis met Spaarbekkens



ontwerp door

R. Dalmeijer

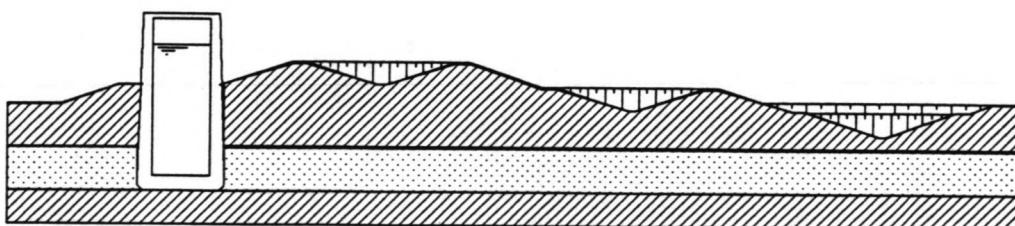


Sluis

met

Spaarbekkens

in het Twenthe-Mittelland kanaal



ontwerp door
R. Dalmeijer
Augustus 1994

Voorwoord

Dit is het afstudeerverslag ter voltooiing van mijn opleiding tot civiel ingenieur. Het afstuderen is gedaan aan de Technische Universiteit Delft, faculteit Civiele Techniek, vakgroep Waterbouw, sectie Waterbouw.

De afstudeercommissie bestond uit:

prof. ir. A. Glerum

ir. K.G. Bezuyen

ir. B. Polen

Hierbij wil ik de leden van de afstudeercommissie bedanken voor de constructieve samenwerking tijdens het afstuderen.

Inhoud

| | |
|-----------------------------------|-----------|
| Voorwoord | 3 |
| Samenvatting | 9 |
| Conclusies | 15 |
| 1 Inleiding | 17 |
| 1.1 Probleemstelling | 17 |
| 1.2 Doelstelling | 18 |
| 1.3 Uitgangspunten | 18 |
| 1.4 Project aanpak | 19 |
| 2 Inpassing kanaal | 21 |
| 2.1 Beschrijving tracés | 21 |
| 2.1.1 Algemeen | 21 |
| 2.1.2 Tracé 1 | 21 |
| 2.1.3 Tracé 2 | 23 |
| 2.1.4 Tracé 3 | 24 |
| 2.2 Keuze tracé | 25 |
| 2.3 Lokatie keuze | 28 |
| 3 Ruimtelijk ontwerp | 35 |
| 3.1 Algemeen | 35 |
| 3.2 Alternatieven | 35 |
| 3.2.1 Algemeen | 35 |
| 3.2.2 Sluis constructie | 35 |
| 3.2.3 Spaarbekken groep | 37 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------|-----------|
| 4 Ontwerp spaarbekkens | 41 |
| 4.1 Theorie vul- en ledigingsproces | 41 |
| 4.1.1 Principe oplossing | 41 |
| 4.1.2 Volledige nivelleren waterspiegel | 41 |
| 4.1.3 Onvolledige nivelleren waterspiegel | 42 |
| 4.1.4 Mogelijke water besparing | 44 |
| 4.1.5 Benodigde vul- en ledigtijden | 44 |
| 4.2 Dimensioneren spaarbekkens | 48 |
| 4.2.1 Uitgangspunten | 48 |
| 4.2.2 Berekening waterhoogte in spaarbekken | 49 |
| 4.2.3 Berekening water besparing | 49 |
| 4.2.4 Berekening vultijden | 50 |
| 5 Bepaling afvoercoëfficiënt van hydraulisch systeem | 51 |
| 5.1 Algemeen | 51 |
| 5.2 Vullen vanuit en legen in de spaarbekkens | 51 |
| 5.3 Vullen vanuit het bovenpand | 58 |
| 5.4 Opmerkingen en conclusie | 61 |
| 6 Troskrachten in sluiskolk en voorhavens | 63 |
| 6.1 Algemeen | 63 |
| 6.2 Troskrachten in sluiskolk | 63 |
| 6.3 Troskrachten in voorhavens | 65 |
| 7 Herziening vultijden | 67 |
| 7.1 Inleiding | 67 |
| 7.2 Uitwerking gekozen alternatief | 67 |
| 7.2.1 Aannamen en overige gegevens | 67 |
| 7.2.2 Vullen vanuit de spaarbekkens | 68 |
| 7.2.3 Vullen vanuit het bovenpand, eerste benadering | 68 |
| 7.2.4 Vullen vanuit het bovenpand, verfijnde berekening | 71 |
| 7.2.5 Totale vultijd | 73 |

| | |
|--------------------------------------------------------|-----|
| 8 Scheepvaart capaciteit sluis complex | 75 |
| 8.1 Inleiding | 75 |
| 8.2 Bepaling capaciteit | 75 |
| 8.2.1 Gegevens van passerende schepen | 75 |
| 8.2.2 Invaar-, uitvaar- en lustijden | 77 |
| 8.2.3 Bedieningstijd | 82 |
| 8.2.4 Maximaal aantal schepen in de kolk per schutting | 83 |
| 8.2.5 Bepaling cyclustijd | 83 |
| 8.2.6 Conclusie | 84 |
| 8.3 Bestaande kanalen | 84 |
| 9 Globale dimensionering alternatieven | 85 |
| 9.1 Sluiskolk | 85 |
| 9.1.1 Dimensionering | 85 |
| 9.1.2 Keuze uit de alternatieven | 94 |
| 9.2 Spaarbekken groep | 95 |
| 10 Uitwerking gekozen alternatief | 99 |
| 10.1 Sluis complex | 99 |
| 10.1.1 Dimensionering kolk | 99 |
| 10.1.2 Spaarbekkens | 103 |
| 10.1.3 Herziening hydraulisch systeem | 104 |
| 10.2 Een totaal overzicht | 107 |
| Literatuur | 113 |

Samenvatting

Door de veranderingen in Europa is een toename van de handel te verwachten tussen Oost-en West-Europa. Naar verwachting zal een deel van de goederen over water getransporteerd worden. Transport over water van Rotterdam naar het Oost-Europese achterland is reeds mogelijk via een omweg. Om in de toekomst over een snellere verbinding over water te beschikken is de haalbaarheid van een nieuw aan te leggen verbinding tussen het Twenthe kanaal en het Mittelland kanaal onderzocht.

In dit afstudeer ontwerp is gekeken naar de mogelijkheid om ongeveer 25 meter van het totale verval tussen de bestaande kanalen in één keer te overbruggen. Omdat het bovenpand geen voldoende natuurlijke water aanvoer heeft is het gewenst het waterverlies te beperken. Gekozen is in dit ontwerp deze water besparing te realiseren door middel van een sluis met spaarbekkens. Het voldoen van het ontwerp is afhankelijk van twee zaken die ieder onder te verdelen zijn in deelaspecten die ook nog een onderlinge samenhang hebben. Deze twee zaken zijn:

- de scheepvaart capaciteit van het sluiscomplex
- de sluis en de aansluitende kanaalpanden moeten redelijkerwijs te realiseren zijn

Capaciteit sluiscomplex

De capaciteit van het sluiscomplex wordt bepaald door het schutkolk oppervlak en de tijden die nodig zijn voor:

- het openen en sluiten van de sluisdeuren
- het in- en uitvaren van de schepen
- het vullen en legen van de kolk

Het schutkolk oppervlak is afhankelijk van de te verwachten scheepvaart. Het kanaal moet geschikt zijn voor klasse V (maximum afmetingen: $110 * 11,4 * 2,8$ m) scheepvaart. Er is van uitgegaan dat er hoogstens één maatgevend schip per schutting in de kolk is. Als kolk oppervlak is daarom $120 * 12$ m² aangehouden.

Voor het openen en sluiten van de deuren is een gemiddelde tijd, gebaseerd op een aantal bestaande sluizen, uit de literatuur overgenomen.

De tijd die nodig is voor het in- en uitvaren van de schepen is bepaald voor een standaard vloot (alleen beroepsvaart) waarbij het kanaal geschikt is voor klasse V (afmetingen: $110 * 11,4 * 2,8$ m, maximaal 3200 ton). Voor een optimale tijd wordt de voorhaven zodanig ontworpen dat moeilijke en tijdrovende manoeuvres niet nodig zijn. Tevens dient de voorhaven gelijk voor de sluis gelegen te zijn, eventuele verlenging van de nauwe toegang van de sluis zorgt voor langere in- en uitvaarttijden. Bij het schutten is ervan uitgegaan dat steeds slechts één schip per keer in de kolk aanwezig is.

Bij het bepalen van de tijd voor het vullen en legen van de kolk speelt een aantal tegenstrijdige dingen. Allereerst moet de kolk zo snel mogelijk gevuld of geleegd worden. Hierbij mag de veiligheid van de schepen in de kolk en in de voorhaven niet in het geding komen. Tevens is een redelijke water besparing gewenst.

Om een eerste indruk te krijgen is voor een aantal varianten de water besparing en vultijd bepaald. De varianten verschillen in aantal en breedte van de spaarbekkens. Tevens is gekeken naar de invloed van het rest niveauverschil tussen bekken en kolk. De overige waarden zijn overgenomen uit de literatuur (afvoercoëfficiënt, doorsnede leidingen en heftijden afsluiters). Vervolgens zijn voor het toegepaste leidingsysteem de verliescoëfficiënten bepaald. Aan de hand van deze verliescoëfficiënten en de traagheid van het leidingsysteem zijn nieuwe afvoercoëfficiënten vastgesteld. De nieuwe afvoercoëfficiënten verschillen met de in de literatuur gehanteerde waarden zodat de vultijden gecorrigeerd dienen te worden. Hierbij moet wel bedacht worden dat deze benadering nooit op kan tegen modelonderzoek. Echter in de begin fase van een ontwerp waarbij het om een eerste indruk gaat voldoet de handberekening. Bij een vervolg onderzoek zal ook gekeken moeten worden naar het al of niet optreden van cavitatie, wat gezien de optredende stroomsnelheden niet ondenkbaar is.

De veiligheid van schepen in de kolk en voorhaven wordt bedreigd door het optreden van translatiegolven. Deze translatiegolven wordt veroorzaakt door het toenemen van het vuldebiet. Voor de vulling van de sluiskolk kan een zodanig leidingsysteem gekozen worden dat het water op meerdere punten tegelijkertijd in de kolk komt. Hierdoor wordt voorkomen dat de waterspiegel in de kolk een te grote helling krijgt. In de voorhaven wordt het water ontrokken of geloosd in de nabijheid van de sluis. Hierdoor zakt het waterpeil in de omgeving van het innamepunt en gaat het water uit het kanaal toestromen. De translatiegolf plant zich voort vanaf de sluis het kanaal in. Bij elke nieuwe debiettoename ontstaat een nieuwe translatiegolf. Doordat het debiet steeds toeneemt volgen de translatiegolven elkaar snel op hierdoor ontstaat een waterlijn die enigszins onder een helling ligt. Door deze helling zal het schip een versnelling ondergaan. Bij een te grote versnelling zullen de trossen breken en gaan het schip een eigen leven leiden. Uit de maximum toelaatbare troskrachten is een maximum debiet toename vastgesteld. Deze maximum debiet toename zal de restvulling en daarmee de totale vultijd beïnvloeden. Bij de herziening van de vultijd wordt ook deze maximum debiet toename meegenomen.

Bij de herberekening is gekozen voor een variant met 3 bekkens ($b = 12 \text{ m}$) en onvolledige nivellering (rest verval 0.25 m). Deze keuze is een compromis tussen waterbesparing, ruimtegebruik en vultijd, waarbij het te bebouwen oppervlak (kolk en de drie bekkens) vrij zwaar heeft gewogen. De herberekening wordt uitgevoerd met de nieuwe afvoercoëfficiënten. Bij de restvulling wordt tevens rekening gehouden met de maximaal toelaatbare debiet toename. De afmetingen van de leiding en de heftijden van de afsluiters zijn overgenomen van de sluis te Leerstetten. Met deze gegevens zijn voor de restvulling twee hefprogramma's doorgerekend:

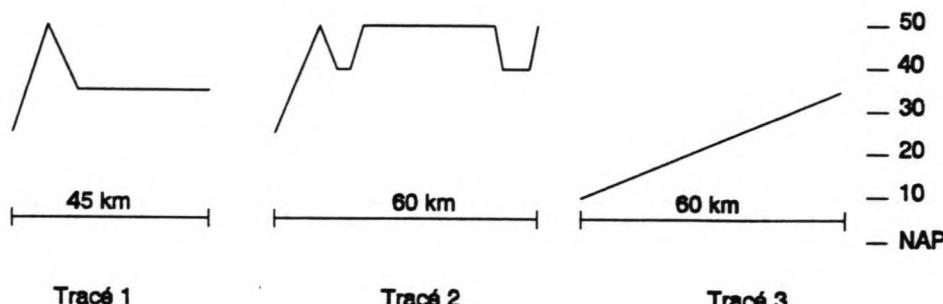
- constante hefsnelheid: de afsluiter wordt met constante snelheid geheven waarbij de maximum debiet toename en het maximum debiet niet overschreden wordt
- niet constante hefsnelheid: de hefsnelheid van de afsluiter wordt zodanig geregeld dat met de maximum debiet toename het maximum debiet zo snel mogelijk bereikt wordt. Vervolgens wordt de hefsnelheid zodanig geregeld dat het maximum debiet gehandhaafd blijft.

Het optredend verschil in vultijd is minimaal. Dit komt doordat de maximum debiet toename beperkt is. Bij een grotere maximum debiet toename zal het verschil tussen de beide hefprogramma's toenemen.

Met de tijden die zijn verkregen is de capaciteit berekend. Bij het vergelijken van de berekende capaciteit met de opgestelde prognose blijkt dat bij een lage prognose één sluis in 2030 net niet meer voldoet. Bij een hoge prognose voldoet één sluis in 2015 al niet meer. Omdat deze prognoses indicatief zijn is gekozen voor de bouw van één sluiskolk waarbij de mogelijkheid van een tweede kolk er naast wordt opengehouden totdat de toekomstige ontwikkelingen zich meer uitkristalliseren.

Sluis, boven en benedenpand

Voor het toekomstige tracé is uitgegaan van een aantal in eerder onderzoek (van anderen) vastgestelde tracés. Bepalend bij de tracé keuze is het minimum peilverschil (van 25 m) tussen de bestaande aansluitende kanaalpanden geweest, zodat voldaan is aan de doelstelling van dit ontwerp. Tevens is gewenst dat de helling van het terrein ter plaatse van het sluiscosplex zo steil mogelijk is.



Figuur 1: Maaiveld verloop voor de drie hoofdtracés.

Bij de keuze uit de diverse deeltracés is uitgegaan van:

- beschikbare ruimte voor het kanaal en of het sluiscosplex
- het vermijden van grote hoogteverschillen in het terrein waar doorsnijding hiervan niet noodzakelijk is

Gekozen is voor tracé 2 met de subvarianten a,b,d. Het nieuwe kanaal krijgt drie verschillende kanaalpeilen:

- twee kanaalpeilen zijn gelijk aan die in de bestaande aansluitende kanalen
- een tussen gelegen kanaalpeil.

De kanaalpeilen die toegepast zijn volgen uit het verloop van het maaiveld en de eis van ongeveer 25 m verval over één sluis. De mogelijke vorm van het kanaalpand en de te gebruiken materialen leiden tot de volgende varianten:

- ingraving: - talud
- verticale wanden

- ophoging:
 - grondlichaam en kanaal begrensd door taluds
 - grondlichaam begrensd door taluds en het kanaal door verticale wanden
 - aquaduct

Gekozen wordt voor toepassing van taluds voor ophoging en ingraving omdat deze oplossing eenvoudig en goedkoop te realiseren is (als voldoende grond vrij komt bij ingraving voor maken ophoging). De lokatie van de sluis volgt uit de grondbalans. Voor het gekozen tracé is de grondbalans van zestal varianten opgesteld. Deze varianten verschillen onderling in lokatie voor de te bouwen sluis. De lokatie is uiteindelijk zo gekozen dat de grondbalans vrijwel in evenwicht is. Dit resulteert over de eerste 12,4 km van het totale tracé in een kanaal in ingraving over 6,2 km en een kanaal in ophoging over 6,2 km. Het kanaal in ingraving doorsnijdt over een zekere lengte een zandlaag, om ongewenste toestroming van grondwater te voorkomen zal een grondwaterkerend scherm aangebracht worden. Het kanaal in ophoging komt in een klei laag te liggen zodat het wegstromen van water uit het kanaal de ondergrond niet zal plaatsvinden.

Voor het sluiscomplex zijn een aantal ruimtelijke ontwerpen gegenereerd. De verschillende sluis varianten zijn:

- een bakprofiel met volle wanden
- een bakprofiel met steunberen
- een bakprofiel met aan de bovenzijde van de wand een randbalk
- een vloer met los daar op verankerde wanden

Tevens is gekeken naar een koppeling aan de bovenzijde van de wanden (alleen als dit perspectieven goed).

Voor de bekkens is gekeken naar:

- aantal
- constructie wijze:
 - betonnen bak met verticale wanden
 - grondlichaam met taluds
 - bak met damwand en grond
- groepering:
 - boven elkaar
 - naast elkaar:
 - aan één zijde van de sluis
 - aan weerszijde van de sluis

Doordat de lokatie op grond van de grondbalans vast ligt kan de belasting op de sluisconstructie alleen nog beïnvloed worden door het maaiveld ter plaatse te verhogen of verlagen. Alle alternatieven voor de kolk constructie, behalve die met verankerde wanden, hebben een variabele gronddruk als belasting gekregen waarbij het grondniveau varieerde van gelijk aan de bovenkant van de sluis vloer tot aan de bovenzijde van de wand. Per alternatief is voor elke aanvulhoogte de benodigde betondoorsnede en daarmee het volume beton per meter wand berekend. Uit dit geheel is per alternatief een optimale aanvulhoogte met een minimaal beton volume bepaald. Voor de verankerde wanden is eerst gekeken naar de mogelijk beschikbare ankerkrachten. Deze bleken zo tegen te vallen dat dit alternatief geen reële oplossing is. De variant met randbalk bleek ook geen reële oplossing (randbalk wordt zeer zwaar). De overige varianten zijn onderling vergeleken waarbij de verschillen klein zijn. Uiteindelijk is gekozen voor een vlakke wand met een bovenkoppeling van de wanden. Het betonvolume hiervan is het kleinst (hierbij wordt geen dwarskrachtwapening toegepast).

De toepassing van steunberen met dwarskrachtwapening geeft een kleiner betonvolume maar ook een relatief groter wand oppervlak waardoor meer bekisting nodig is. Ook de wapening is niet overal gelijk (steunbeer of dunne wand tussen de steunberen) en extra dwarskrachtwapening. Door beide factoren zijn per meter wand meer manuren en materiaal nodig wat kosten verhogend werkt. Bij de spaarbekkens is gekozen voor een drietal bekkens (water besparing) die aan één zijde van de sluis naast elkaar gebouwd worden. De bekkens worden uit klei met een eventuele bekledingslaag opgebouwd. Doordat voldoende klei beschikbaar is, kan met ter plaatse aanwezig materiaal gebouwd worden.

Uiteindelijk is het gekozen alternatief uitgewerkt waarbij met name gekeken is of de aannamen in constructief opzicht ook daadwerkelijk te realiseren zijn. Dit leidde bij de vloer tot problemen met de op te nemen dwarskracht en de verwerkte riolen voor het vul- en ledigsysteem in de vloer. Een mogelijkheid is de vloer voldoende dik te maken zodat ondanks de aanwezigheid van de riolen de dwarskrachten op te nemen zijn. Een andere mogelijkheid is de leidingen onder de vloer aan te brengen, dit leidt tot halvering van de vloer. De doorvoer van de leidingen naar de kolk worden in het midden van de kolk gesitueerd, onder een hoek naar de wanden gericht. Hierdoor wordt de vloer verzwakt op de meest gunstige plaats (geringe dwarskracht), doordat de doorvoer kleine leidingen betreft kunnen in de wapening kleine sparingen aangebracht worden. Door de vulstroom naar de wanden te richten wordt een rustige ligging van de schepen in de kolk bereikt. Een afschatting van de afvoercoëfficiënten van dit leidingstelsel geeft waarden die iets beter zijn dan de eerder gebruikte waarden, zodat nader onderzoek naar dit leidingstelsel de moeite waard is.

Conclusies

In het begin van dit verslag zijn uitgangspunten gekozen, een van de uitgangspunten was een sluis te ontwerpen met een verval van ongeveer 25 m. Dit uitgangspunt heeft een groot deel van dit afstudeer ontwerp beïnvloed.

Na toepassing van de doelstelling (verval over één sluis ongeveer 25 m) bleef slechts één tracé over die hier redelijkerwijs aan kon voldoen. Nadeel van het verval over één sluis is dat de keuze tot één tracé beperkt blijft. Wellicht zijn hierdoor goede tracé alternatieven (ten opzichte van andere criteria) afgevallen.

In zijn algemeenheid kan gezegd worden dat de sluis uitgaande van de doelstelling en de uitgangspunten te realiseren is. Het is echter nog maar de vraag of deze oplossing aantrekkelijk is. Door de grote hoeveelheid materiaal dat nodig is zullen de kosten behoorlijk oplopen. Tevens wordt het landschap beïnvloed door de ingraving, constructie en ophoging die niet onaanzienlijk zijn.

Een misschien landschappelijk aantrekkelijk alternatief is het hoogte verschil niet is één maar in twee stappen te overwinnen. Dit leidt tot minder grote ingravingen en ophogingen. Tevens zullen de sluizen minder boven het maaiveld zal uitsteken en kan de boven koppeling van de wanden vervallen. Bijkomend voordeel is dat dan de doorvaarthoogte geen beperkingen kent. Hierdoor zijn aanpassingen aan de sluis bij vergroting van de doorvaarthoogte niet nodig.

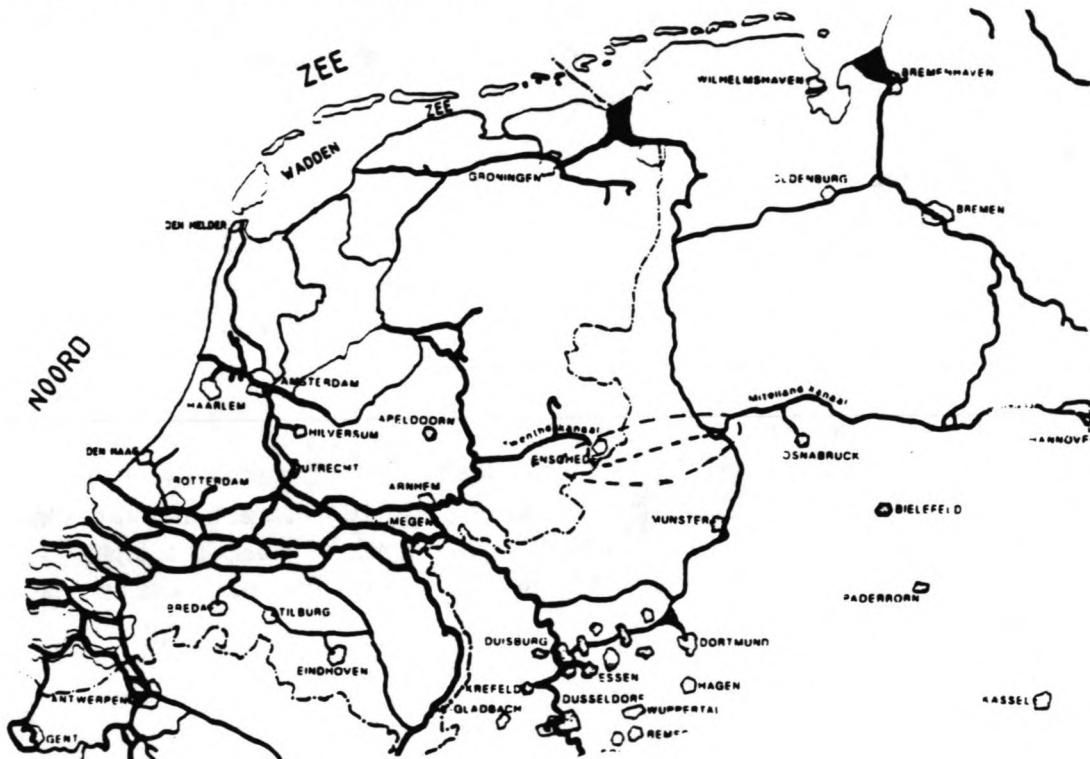
Nader onderzoek is aan te bevelen op de volgende terreinen:

- inpassing van de sluis in de omgeving, vooral wat de mogelijkheden betreft om het verval in twee stappen te overwinnen.
- bodemgesteldheid en grondwater.
- fundatie van sluiskolk en bekkens.
- het hydraulisch vul- en ledigsysteem, modelonderzoek zal zeker tot meer realistische afvoercoëfficiënten leiden.

1 Inleiding

1.1 Probleemstelling

In Europa waar de barrière tussen oost en west opgeheven is, zal zeker nu men het communistische systeem heeft verlaten de handel tussen beide delen toenemen. Een deel van deze goederen zal via het water getransporteerd worden (lage kosten en milieu vriendelijk). Bekijken we de bestaande vaarwegen in Nederland en Duitsland dan zien we dat een echte doorgaande oost-west verbinding ontbreekt.



Figuur 1.1: Waterwegen in noord-west Europa [1].

Uit de bovenstaande figuur blijkt dat slechts een relatief klein stuk vaarweg ontbreekt om een oost-west verbinding te creëren, namelijk de aansluiting tussen het Twenthe kanaal en het Mittelland kanaal. Het aanleggen van een nieuwe waterweg tussen de twee bestaande kanalen is dus een voor de hand liggende oplossing voor het probleem. Om dit te realiseren zijn kunstwerken nodig, met kunstwerken worden constructies bedoeld voor bijvoorbeeld:

- het kruisen van bestaande waterlopen met het kanaal
- het kruisen van wegen met het kanaal
- het peil verschil tussen het Twenthe kanaal en het Mittelland kanaal te overbruggen

De constructies die nodig zijn voor de verschillende kruisingen worden in dit ontwerp buiten beschouwing gelaten.

Het peil verschil tussen het Twenthe kanaal en het Mittelland kanaal is minimaal 25.30 m en maximaal 35.30 m. Om dit verschil te overbruggen zijn een of meerdere constructies nodig. Een bijkomend probleem is dat het toekomstige kanaal verstoken is van een voldoende (natuurlijke) aanvoer van water. Dit houdt in dat in principe al het water dat verloren gaat uit het kanaalpand door bijvoorbeeld verdamping, kwel en schutverliezen kunstmatig weer aangevuld moet worden. Om de aan te vullen hoeveelheden zo klein mogelijk te houden is het zeker gewenst de schutverliezen te beperken. Verder wordt de voorkeur gegeven aan een kanaal met een minimaal aantal constructies daarom wordt gekeken naar de mogelijkheid het verval in enkele grote stappen te overwinnen. Met deze studie wordt gekeken of het mogelijk is om het grootste deel van dit verval te overbruggen met een schutsluis met spaarbekkens.

1.2 Doelstelling

De doelstelling van deze studie is onderzoeken of het technisch haalbaar is om een schutsluis met spaarbekkens te gebruiken voor het overwinnen van een groot deel van het totale verval tussen het Twenthe kanaal en het Mittelland kanaal. Deze haalbaarheid heeft betrekking op de bouw van de constructie en de constructie in de gebruiksfase.

Nadrukkelijk moet gesteld worden dat de oplossing van dit verslag niet de beste of meest gewenste oplossing voor het geschatte probleem hoeft te zijn. Dit omdat de tijd die nodig is voor een totaal en afgewogen ontwerp veel langer is dan voor het afstuderen beschikbaar is. In verband met de beschikbare tijd is gekozen voor een aantal gekozen uitgangspunten welke achteraf misschien minder geschikt blijken te zijn tevens worden niet alle deelproblemen uitgewerkt.

1.3 Uitgangspunten

Bouwlokatie

In het eerder genoemde rapport van Rijkswaterstaat is onderzoek gedaan naar de mogelijkheden van een aantal verschillende tracés met een aantal sub varianten. Deze tracés worden ook in dit rapport gebruikt. De lokatie van de te bouwen sluis zal globaal bepaald worden met behulp van de grondbalans. Op de bouwlokatie wordt slechts bekeken of er voldoende ruimte beschikbaar is voor de te bouwen sluis en kanaalpand in relatie met bestaande bebouwing en infrastructuur.

Constructie type

Ter overbrugging van het verval zijn in principe verschillende constructie typen mogelijk daarbij kan gedacht worden aan:

- gewone schutsluis
- schutsluis met spaarbekken

- scheepslift
- hellend vlak
- pente d'eau

Uit het onderzoek van J. van den Berg kwamen als meest reële mogelijkheden de gewone schutsluis, de scheepslift en de schutsluis met spaarbekkens naar voren. In verband met de afwezigheid van water aanvoer naar het Twenthe-Mittellandkanaal (verder afgekort als TMK) ligt de gewone schutsluis niet voor de hand. In de buurlanden Duitsland en België zijn scheepsliften gebouwd, zij het niet probleemloos, het bouwen van de scheepslift (civiel-technische deel) is geen probleem maar het afregelen van deze constructies schijnt niet probleemloos te zijn. Omdat het afregelen meer een werktuigbouwkundige aangelegenheid is wordt ook deze mogelijkheid niet nader onderzocht. Deze zaken overziende is in overleg met de afstudeer commissie gekozen voor een schutsluis met spaarbekkens.

Afmetingen sluis

De Twenthe kanalen worden gereed gemaakt voor scheepvaart klasse V (lengte 110 m, breedte 11.4 m, diepgang 2.8 m). De Duitse kanalen zijn of worden gereed gemaakt voor klasse V scheepvaart en 2-baks duwvaart. De Twenthe kanalen geschikt maken voor 2-baks duwvaart wordt een dure aangelegenheid daar dan de nodige verbeteringswerken uitgevoerd moeten worden, daarom is besloten het TMK bevaarbaar te maken voor scheepvaart klasse V (maximum laadvermogen 2300 ton), de maximum scheepsafmetingen zijn dan:

- lengte: 110 m
- breedte: 11.4 m
- diepgang: 2.8 m
- kruiphoogte: 5.25 m

Voor de kolk afmetingen van de bouwen sluizen wordt aangehouden $120 * 12 \text{ m}^2$.

Door een sluis met een groot verval toe te passen (met eventueel een tweede sluis met een kleiner verval) wordt het totaal aantal sluizen verkleint dit kan voordeel opleveren. Voor de scheepvaart betekend dat minder schuttingen bij gelijke vaarafstand zodat er waarschijnlijk tijd winst optreedt. Voor de overheid die de aanleg financiert minder te bouwen constructies zodat waarschijnlijk ook met een kleinere investering volstaan kan worden. Voor het verval van de groot verval sluis wordt ongeveer 25 m aangehouden.

1.4 Project aanpak

Allereerst is het eindrapport van de projectgroep Twenthe-Mittelland kanaal (Rijkswaterstaat) bestudeerd, vervolgens het afstudeerwerk van J. van den Berg over capaciteiten van kunstwerken in het TMK.

In het tweede hoofdstuk wordt ingegaan op de bouwlokatie. Aan de hand van een aantal criteria wordt gekozen uit een aantal tracés en een aantal deel tracés.

Vervolgens wordt de plaats van het kunstwerk in het betreffende tracé bepaald.

Vervolgens wordt in hoofdstuk drie globaal ingegaan op de mogelijke ruimtelijke ontwerpen voor de gekozen doelstelling.

In het eerste deel van hoofdstuk vier wordt ingegaan op de principe werking van een schutsluis met spaarbekkens. Met de hier afgeleide formules worden in het tweede deel van een aantal varianten de vultijd en de waterbesparing bepaald. De configuraties verschillen in aantal spaarbekkens, afmetingen van de spaarbekkens en rest verval tussen de sluiskolk en de spaarbekkens.

In het vijfde hoofdstuk wordt het hydraulisch systeem nader bekeken. Het systeem van leidingen wordt opgesplitst in verschillende delen en voor deze afzonderlijke onderdelen worden deel verlies coëfficiënten bepaald. Met deze deel verliezen wordt de afvoer coëfficiënt voor het gehele systeem bepaald.

In hoofdstuk zes wordt gekeken naar de optredende troskrachten en de beperkingen die deze opleggen aan het schutproces. Met deze nieuwe gegevens (H5 en H6) wordt in hoofdstuk zeven opnieuw de vultijd bepaald nu echter voor één configuratie. Aan de hand van deze gegevens wordt in hoofdstuk acht de capaciteit van de sluis bepaald.

In hoofdstuk negen worden de alternatieven die in hoofdstuk drie gegeven zijn globaal gedimensioneerd om vervolgens het meest gunstige alternatief te kiezen.

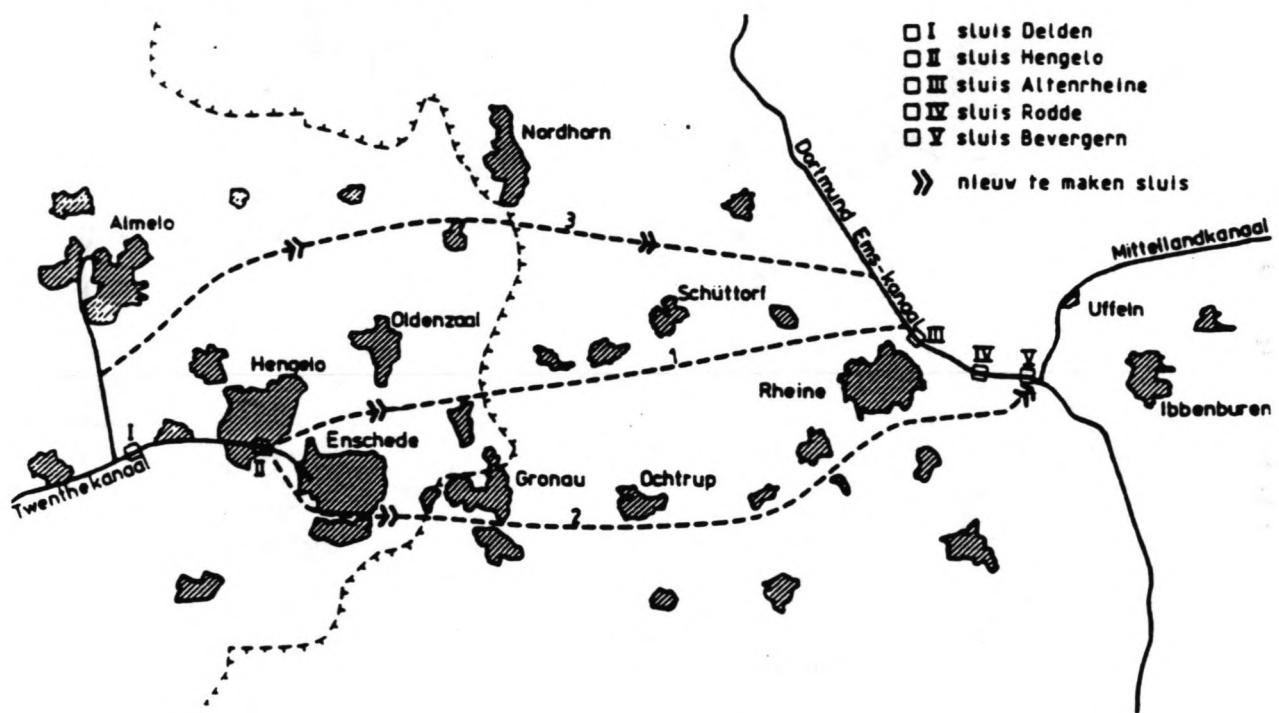
In hoofdstuk tien wordt het gekozen alternatief in het totaal plaatje geplaatst waarbij alle zaken van de andere hoofdstukken betrokken worden. Waar nodig zal aangegeven worden wat er verandert of aangepast moet worden.

2 Inpassing kanaal

2.1 Beschrijving tracés

2.1.1 Algemeen

In de verkennende studie uitgevoerd door Rijkswaterstaat worden drie tracés met ieder weer verschillende varianten onderzocht. In deze studie worden die tracés gebruikt bij de bepaling van de lokatie van de schutsluis. In deze paragraaf wordt verder een beschrijving gegeven van de verschillende tracés (zie ook bijlage 1).



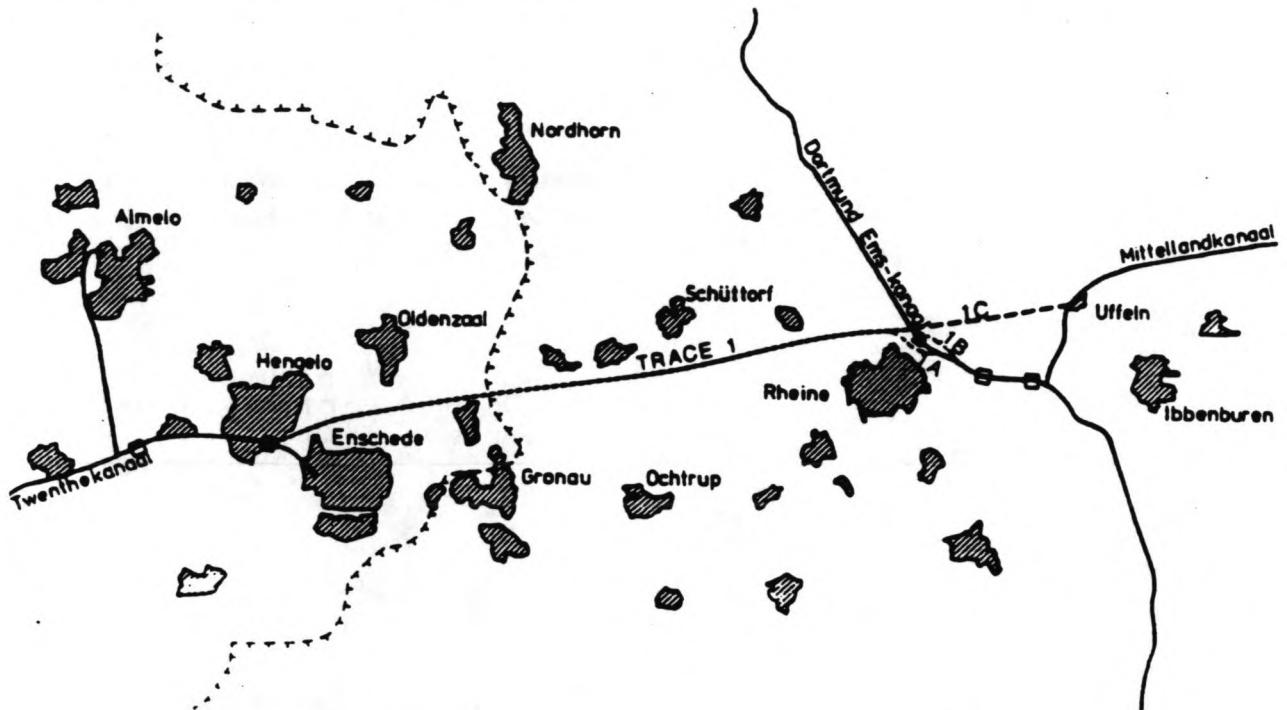
Figuur 2.1: Tracé hoofdvarianten Twenthe-Mittelland kanaal [1].

2.1.2 Tracé 1

Bij tracé 1 is gestreefd naar een zo kort mogelijke verbinding tussen de Twenthe kanalen en het Mittelland kanaal. Het tracé begint oostelijk van de sluis Hengelo, gaat aan de noordzijde langs Enschede om aan te sluiten op het Dortmund-Ems kanaal. De kanaalpeilen van de bestaande kanalen zijn respectievelijk NAP +25.00 m en NAP +34.80 m.

Vanaf het zijkanaal naar Almelo bevinden zich 6 sluizen in de vaarroute (5 bestaande en 1 nieuwe), de lengte van het nieuwe kanaalpand bedraagt ongeveer 45 km.

Naast de hoofdvariant zijn er nog 3 sub-varianten, deze sub-varianten verschillen slechts op een klein onderdeel van de hoofdvariant.



Figuur 2.2: Tracé 1 met subvarianten [1].

Tracé 1a

Het verschil met tracé 1 is dat het aansluitend bovenpand een hoger kanaalpeil heeft (NAP + 38.40 m), dit maakt het mogelijk om zuidelijk van de sluis Altenrheine op het Dortmund-Ems kanaal aan te sluiten. Ten opzichte van tracé 1 is in de vaarroute 1 sluis minder opgenomen.

Tracé 1b

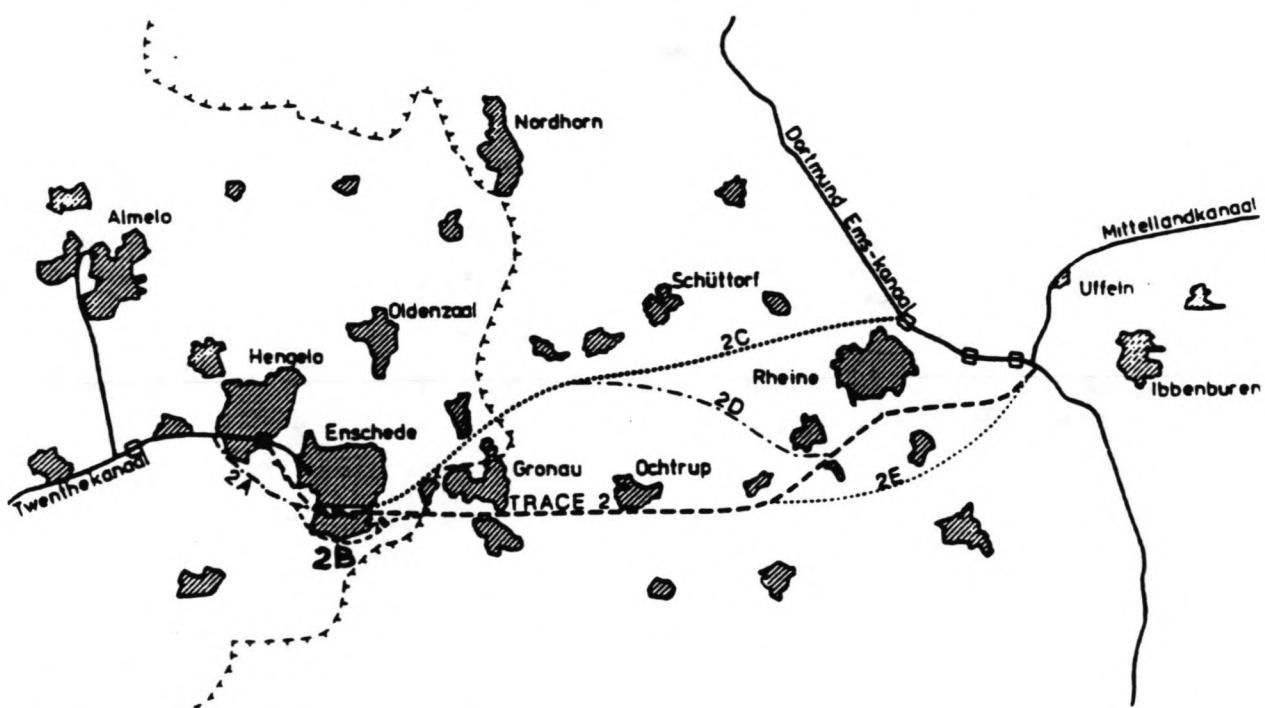
Bij deze variant wordt het Dortmund-Ems kanaal op gelijk niveau gekruist (NAP + 34.80 m), vervolgens wordt oostelijk van de sluis Altenrheine een nieuwe sluis gebouwd om het resterend hoogte verschil te overbruggen (3.60 m) om daarna op het Dortmund-Ems kanaal aan te sluiten met een kanaalpeil van NAP +38.40 m. Het aantal sluizen is hier gelijk aan tracé 1 maar biedt de mogelijkheid om de sluis Altenrheine te ontlopen bij onvoldoende capaciteit van deze sluis.

Tracé 1c

Dit tracé is een verlengde van tracé 1, hierbij wordt ook het Dortmund-Ems kanaal op gelijk niveau gekruist om vervolgens in oostelijke richting verder te gaan om na een sluis passage aan te sluiten op het Mittelland kanaal (kanaalpeil NAP + 50.30 m). Het nieuwe kanaal wordt hierdoor wel langer maar de totale lengte van de vaarroute is kleiner. Als verbinding naar het Mittelland kanaal zijn 2 sluizen minder nodig dan via tracé 1 gevuld door het Dortmund-Ems kanaal.

2.1.3 Tracé 2

Tracé 2 verbindt de Twenthe kanalen rechtstreeks met het Mittelland kanaal.



Figuur 2.3: Tracé 2 met subvarianten [1].

Het kanaal begint oostelijk van de sluis Hengelo en gaat in zuidelijke richting door Enschede om uiteindelijk aan te sluiten op de bestaande kanalen in Duitsland, deze aansluiting vindt plaats op het punt waar het Dortmund-Ems kanaal en het Mittelland kanaal op elkaar aansluiten. De kanaalpeilen van de aansluitende panden zijn respectievelijk NAP + 25.00 m en NAP + 50.30 m. Gerekend vanaf het zijkanaal naar Almelo heeft deze vaarroute 3 of 4 sluizen (2 bestaande en 1 of 2 nieuwe), het nieuwe kanaalpand krijgt een lengte van ongeveer 60 km.

Tracé 2a

In tegenstelling tot tracé 2 begint dit tracé net westelijk van Hengelo. Het benedenpand heeft een peil van NAP + 16.00 m. Vervolgens wordt westelijk van Enschede weer aan gesloten op tracé 2. Door vergroting van de kanaalpeil verschillen zou een extra sluis nodig kunnen zijn.

Tracé 2b

In plaats van een tweede deling van Enschede door het kanaal is hier gekozen voor een omweg aan de zuidzijde van Enschede. Het voordeel van deze variant is dat meer ruimte beschikbaar is dan bij tracé 2 en de stad blijft een geheel.

Tracé 2c

Dit tracé gaat na Enschede in noord-oostelijke richting en vermeidt grote hoogte verschillen. Aangesloten wordt op het Dortmund-Ems kanaal (kanaalpeil NAP + 34.80 m). Ten opzichte van tracé 2 zijn 2 extra sluizen in de vaarroute opgenomen.

Tracé 2d

Dit tracé maakt na Enschede een boog om de hoog gelegen gebieden in Duitsland om daarna weer aan te sluiten op tracé 2. Voordeel is dat er geen grote ingravingen nodig zijn in het duitse landschap. Deze vaarroute krijgt een totaal van 4 sluizen.

Tracé 2e

Het enige verschil met tracé 2 is dat Rheine een stuk zuiderlijker gepasseerd wordt. Het aantal sluizen is in beide gevallen gelijk.

2.1.4 Tracé 3

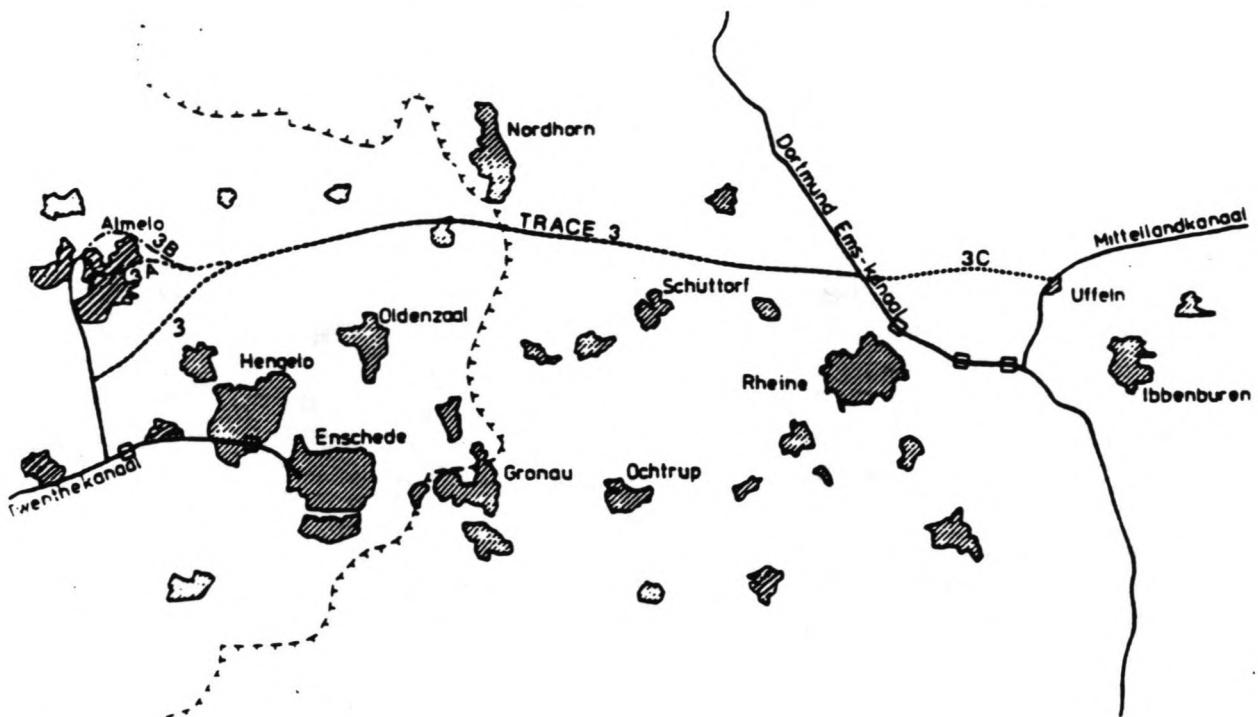
Het Tracé 3 loopt vanaf het zijkanaal naar Almelo naar het Dortmund-Ems kanaal, hierbij wordt grotendeels bestaande infrastructuur gevuld. Het kanaalpeil varieert van NAP + 10.00 m tot NAP + 34.80 m. Het tracé krijgt een lengte van ongeveer 58 km en het aantal sluizen in de vaarroute bedraagt 5.

Tracé 3a

De aansluiting met het bestaande zijkanaal vindt plaats aan het einde van dit zijkanaal en volgt dan het bestaande kanaal van Almelo naar Nordhorn. Dit bestaande kanaal is smal (20 m) en doordat de bebouwing dicht op het kanaal staat is verbreding van het kanaal zonder sloop van de bestaande bebouwing naast het kanaal onmogelijk. Het aantal sluizen is gelijk aan tracé 3.

Tracé 3b

Deze variant gaat ten noorden van Almelo langs waardoor de bebouwing gespaard wordt. Nadeel van deze variant dat een recent gebouwde sluis in het kanaal Almelo-De Haandrik verplaatst zal moeten worden.



Figuur 2.4: Tracé 3 met subvarianten [1].

Tracé 3c

Evenals bij tracé 1c wordt hier het aantal sluizen in de vaarroute verminderd door het TMK door te trekken naar het Mittelland kanaal, ook hier zal dan het Dortmund-Ems kanaal op gelijk niveau gekruist worden. Bij deze variant zou met drie sluis passages volstaan kunnen worden.

2.2 Keuze tracé

Een tracé studie met inachtneming van alle selectie criteria neemt veel tijd. Omdat bij dit afstudeerontwerp gekozen is voor het uitwerken van een spaarbekkensluis in meer constructief opzicht worden de tracés slechts globaal bekeken. Deze keuze leidt er toe dat het gekozen tracé niet per definitie het beste tracé is. Een van de belangrijkste overwegingen bij de tracé keuze is dat het in de uitgangspunten gestelde verval over de sluis van ongeveer 25 m mogelijk is.

Tracé 1

Tracé 1 heeft een te gering verval om te kunnen voldoen aan het gestelde doel. Hierdoor komt dit tracé te vervallen en daarmee ook de sub-varianten.

Tracé 2

Tracé 2 heeft een voldoende groot verval. Het maaiveld stijgt over een relatief korte afstand om vervolgens over het resterende deel van het tracé ongeveer op dat niveau te blijven.

Tracé 3

Ook tracé 3 heeft een voldoende groot verval, maar hier stijgt het maaiveld over de gehele lengte van het tracé zodat over het gehele tracé een ophoging of ingraving noodzakelijk zou zijn. Daar dit niet wenselijk is komt ook deze variant te vervallen.

Gezien het maaiveld verloop wordt gekozen voor tracé 2. Bij dit tracé is ook sprake van de kleinste aantal sluizen in de vaarroute. In het nu volgende deel van de paragraaf wordt nader bekeken welke sub-varianten van tracé 2 in aanmerking komen.

Tracé 2

Tracé 2 begint met de aansluiting op het Twenthe kanaal (kanaalpeil van NAP + 25 m), met een schut hoogte van ongeveer 25 m gaat het kanaalpeil naar NAP + 50.30 m. Dit houdt in dat één sluis voldoende is voor het hele kanaal maar dit kanaal ligt dan over een afstand van 32 km in ophoging.

Verder ontstaan problemen met de inpassing wanneer Enschede-zuid wordt doorsneden. Afgezien van de aantasting van de omgeving en het moeten verplaatsen van bestaande infrastructuur, blijft er tussen de bestaande bebouwing en de A35 een strook grond over ter breedte van 80 m. Dit smalle gedeelte heeft een lengte van ongeveer 700 m.

Voor de meest gunstige situatie wordt de sluis zo gesitueerd dat de ingraving aan de ene zijde en de ophoging aan de andere zijde even groot zijn, dit houdt in dat gesproken wordt over ongeveer 12.50 m ophoging of ingraving. Wordt nu bij de doorsnijding van Enschede een rechthoekig kanaalprofiel aangehouden met een breedte van 43 m dan blijft er aan weerszijde van het kanaal een strook van ongeveer 18 m over. Nemen we dan als maximale taludhelling 1:2 dan wordt de maximale ingraving of ophoging 9 m.

De benodigde ruimte is groter dan de beschikbare ruimte zodat bij deze variant of het verval verkleind moet worden of er zijn aanvullende constructies nodig om toch met de beschikbare ruimte uit te komen.

Tracé 2a

Tracé 2a begint met een kanaalpeil van NAP + 16 m, met een schut hoogte van ongeveer 25 m gaat het kanaalpeil naar NAP + 41 m zodat een tweede sluis met een schut hoogte van ongeveer 9 m nodig is om de aansluiting met het Mittelland kanaal te kunnen maken. Het overgrote deel van dit tracé ligt in ingraving.

Om een te grote ingraving in Enschede-zuid te voorkomen (te weinig ruimte beschikbaar) moet de sluis aan de zuidwest kant van Enschede gebouwd worden. Een gevolg hiervan is dat een deel van het kanaal door Enschede-zuid in ophoging moet worden aangelegd.

Tracé 2b

Tracé 2b heeft wat kanaalpeilen betreft een zelfde verloop als tracé 2 of 2a maar heeft meer ruimte voor het te bouwen kanaal met sluizen complex. Daar van de drie tracé varianten tracé 2b de grootste lengte heeft zal deze slechts gekozen worden indien de overige tracés grote problemen met zich mee brengen.

Tracé 2c

Tracé 2c is voor de scheepvaart niet interessant omdat aangesloten wordt op het Dortmund-Ems kanaal waardoor er minimaal 2 sluizen extra in de vaarroute komen.

Tracé 2d

Het tracé 2d maakt na de passage van Enschede een boog naar het noorden om zo de wat hoger gelegen gebieden in Duitsland te mijden. Het maaiveld heeft over het grootste deel van het tracé een hoogte tussen NAP + 35 m en NAP 40 m. Tracé 2d is alleen interessant wanneer een kanaalpeil van ongeveer 40 m aangehouden wordt.

Tracé 2e

Tracé 2e maakt een boog naar het zuiden ter hoogte van Rheine. Het maaiveld verloop komt redelijk overeen met tracé 2.

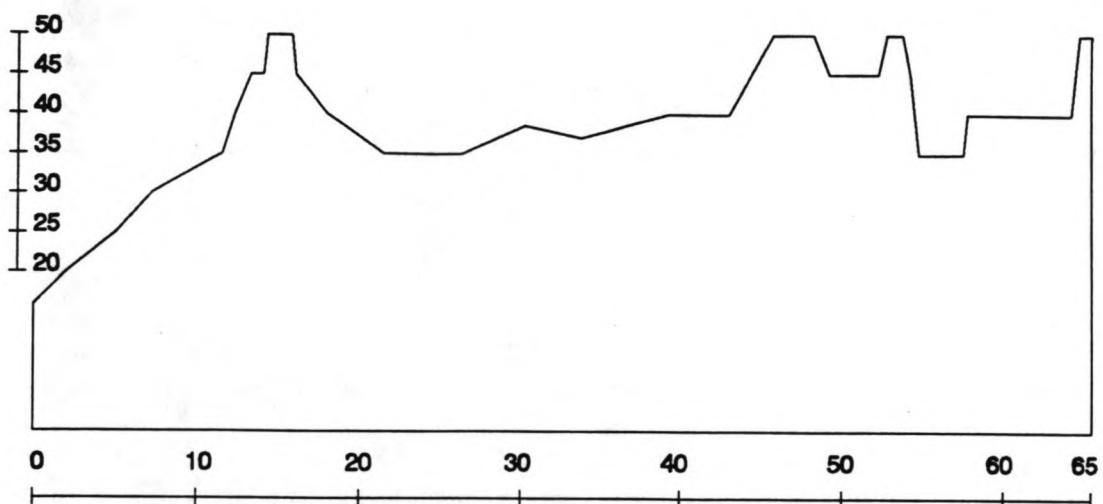
Op grond van de bovenstaande gegevens valt tracé 2 ter plaatse van Enschede af, dit in verband met de krappe ruimte ter plaatse van Enschede-zuid en de opvallende plaats in het landschap ten gevolge van de ophogingen bij het resterende deel van het tracé (ophogingen van 10 tot 15 m).

Tracé 2a met aansluiting op tracé 2 zal op zich zeker uitgevoerd kunnen worden echter de vraag is of de vrij grote ophoging (zo'n 6 m) in de stad wel wenselijk is. Ook kan gekozen worden voor het doorvoeren van het beneden pand door de stad, de diepe ligging van het kanaal maakt het dan noodzakelijk om een beton constructie toe te passen (ruimte gebrek voor toepassing talud). Deze oplossing maakt de aanleg van het kanaal een stuk duurder en ligt daardoor niet voor de hand. Een andere oplossing zou zijn het te overwinnen verval niet in één stap maar in meerdere stappen te splitsen, maar dit valt buiten dit ontwerp. Daarbij komt dat er vrij veel bestaande infrastructuur moet verdwijnen of verplaatst worden, door dit alles worden de twee stadsdelen van elkaar gescheiden.

Een betere oplossing is eerst tracé 2a te volgen vervolgens met tracé 2b langs de zuid kant van Enschede om na Enschede via tracé 2d verder te gaan om uiteindelijk via tracé 2 aan te sluiten op het Mittelland kanaal. Deze oplossing heeft wel een grotere lengte maar laat de stad Enschede links liggen (van west naar oost) zodat de stad minder versnipperd wordt. Ook worden de hogere gebieden in Duitsland gemeden zodat minder grote ophogingen en ingravingen noodzakelijk zijn.

2.3 Lokatie keuze

Door het uitgangspunt van ongeveer 25 m verval over de sluis liggen de kanaalpeilen binnen zekere grenzen vast. De bestaande kanalen hebben respectievelijke peilen van NAP + 16.00 m (Twenthe kanaal) en NAP + 50.30 m. Tevens heeft ongeveer 40 km tracé een gemiddelde maaiveldhoogte van NAP + 40 m (zie figuur 2.5). Deze beide gegevens leiden tot de voor de hand liggende conclusie dat over ongeveer 40 km een kanaalpeil van NAP + 40.00 m wordt aangehouden. Tevens zullen twee sluizen in het tracé opgenomen worden. De eerste krijgt een verval van 24 m en de tweede een verval van 10.30 m. Deze tweede sluis (verval 10.30 m) zal in dit afstudeer ontwerp niet nader bekeken worden.



Figuur 2.5: Hoogte maaiveld langs gekozen tracé (x-as: lengte tracé [km], y-as: hoogte maaiveld t.o.v. NAP [m]).

De lokatie van de eerste sluis (verval 24.00 m) wordt bepaald aan de hand van:

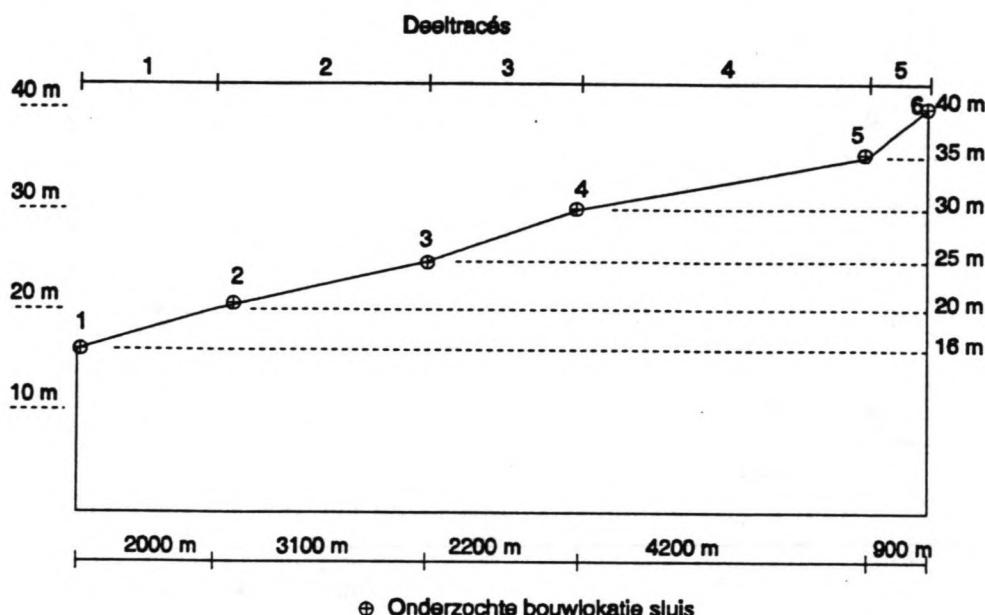
- Haalbaarheid van de te bouwen sluis
- Haalbaarheid van de aansluitende kanaalpanden

Bouwlokatie varianten

Om een uitspraak te kunnen doen over de haalbaarheid van sluis en kanaalpanden is de eerste 12,4 km tracé opgesplitst in 5 deeltracés. De mogelijke bouwlocaties die nader bekeken worden liggen op de aansluitpunten van de diverse deeltracés (zie figuur 2.6).

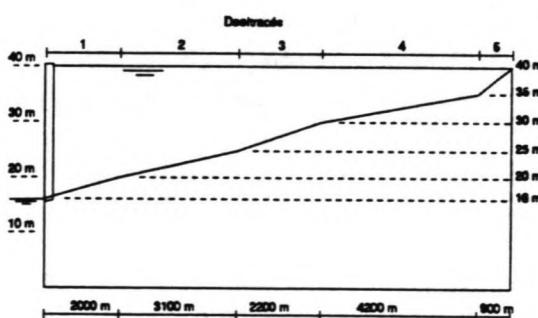
Op de tracé lengte van 12,4 km heeft de sluis een te verwaarlozen lengte hierdoor wordt eerst gekeken naar de consequenties van de diverse bouwlocaties voor de aansluitende panden. Dit houdt in dat voor iedere situatie een grondbalans wordt opgesteld.

Op dit moment ontbreken voldoende grondmechanische gegevens, zodat aan het eigenlijke ontwerp grondmechanisch onderzoek vooraf zal gaan ter verkrijging van de nodige gegevens. Bij dit ontwerp wordt uitgegaan van een beschikbare boring en wordt de laag verdeling ten opzichte van het maaiveld voor het gehele tracé gelijk gehouden. Bij de lokatie keuze wordt slechts globaal naar de aanwezigheid van een watervoerende laag op globaal 10 tot 18 m onder het maaiveld gekeken, deze laag verdient echter meer aandacht om aanzienlijk verlies van water uit het kanaalpand of toestroming van grondwater te voorkomen.

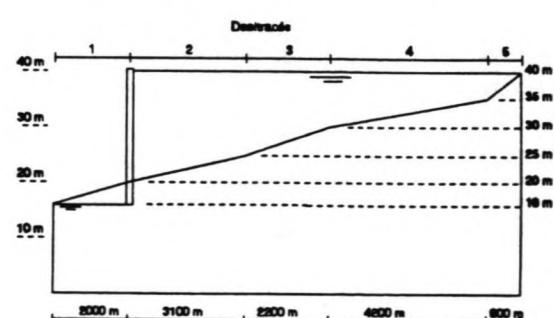


Figuur 2.6: Overzicht deeltracés aansluitend op Twenthekanaal met 6 onderzochte bouwlokaties.

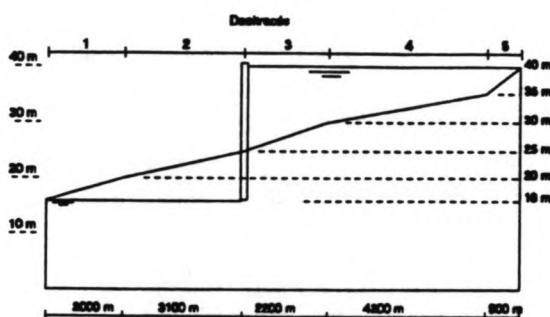
Voor de 6 verschillende lokaties wordt in de volgende figuren het verloop van het kanaalpeil ten opzichte van het maaiveld weergegeven.



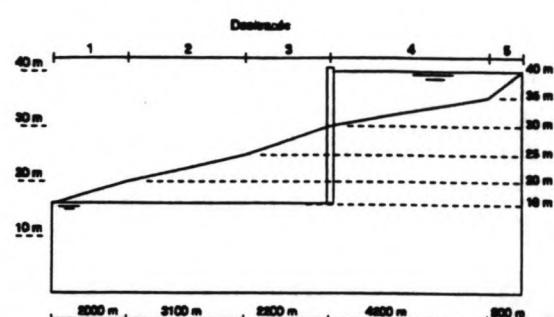
Figuur 2.7: Bouwlokatie 1, verloop maaiveld / kanaalpeil.



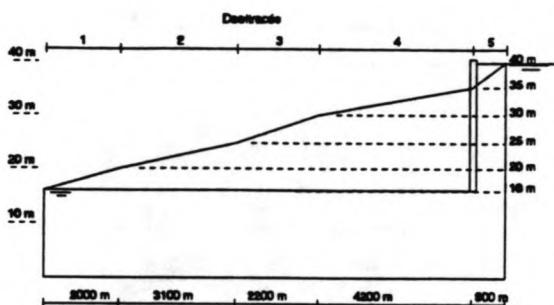
Figuur 2.8: Bouwlokatie 2, verloop maaiveld / kanaalpeil.



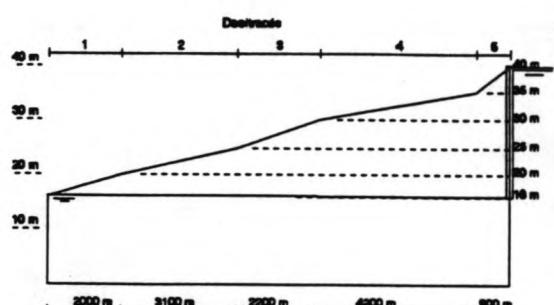
Figuur 2.9: Bouwlocatie 3, verloop maaiveld / kanaalpeil.



Figuur 2.10: Bouwlocatie 4, verloop maaiveld / kanaalpeil.



Figuur 2.11: Bouwlocatie 5, verloop maaiveld / kanaalpeil.



Figuur 2.12: bouwlocatie 6, verloop maaiveld / kanaalpeil.

Kanaalpand varianten

De ingravingen kunnen op twee manieren begrensd worden:

- talud
- verticale wanden

De voordelen van taluds is dat deze eenvoudig zijn te realiseren, lage kosten en het vrijkomend materiaal kan worden gebruikt voor realisatie van het kanaal in ophoging. De nadelen zijn dat de onderste 5 m bekleed moet worden in verband met scheepvaart golven, zodra de watervoerende laag doorsneden wordt moeten kwelschermen aangebracht worden. De lengte waarover die aangebracht moeten worden varieert van enkele kilometers tot een tiental kilometers, afhankelijk van de gekozen lokatie.

De voordelen van verticale wanden dat er minder ruimte nodig is voor het kanaal en dus ook minder grondverzet, geen invloed van golven op een goede damwand. De nadelen zijn hoge kosten door de grote kerende hoogte hierdoor zijn lange en redelijk zware profielen nodig tevens worden de kosten verder verhoogd door het toepassen van verankering. De verankering is gewenst omdat dan minder zware profielen toegepast kunnen worden, de kerende hoogte groter kan zijn en de vervormingen verminderen.

Ook dient rekening gehouden te worden met een onvoldoende water afdichting door de damwand door mogelijk uit het slot lopen van planken zodat ook hier achteraf maatregelen genomen moeten worden.

Uit de literatuur [9] blijkt dat het maken van een grondwaterkerend scherm in het verleden reeds met succes is toegepast. Ook de kosten ontwikkeling van dunne schermwanden en damwanden is in het voordeel van de eerste uitgevallen. Hieruit kan de conclusie getrokken worden dat verticale wanden duurder zullen uitvallen dan alleen grondwaterkerende damwanden, dit alles overwegende zal indien de ruimte het toelaat een kanaal in ingraving begrensd door taluds goedkoper uitvallen dan begrensd door verticale wanden. Daarom wordt alleen de variant met taluds nader bekeken.

Voor het kanaal in ophoging zijn verschillende oplossingen denkbaar:

- grondlichaam en kanaal begrensd door taluds
- grondlichaam begrensd door taluds en het kanaal door verticale wanden
- Het kanaal wordt door een troglijker gevoerd die op portalen rust (aquaduct)

De voordelen van taluds zijn:

- eenvoudig te realiseren
- lage kosten
- het materiaal dat bij de ingravingen vrijkomt kan gebruikt worden voor de ophoging, waarbij de klei gebruikt kan worden als afsluitende laag ter voorkoming van lekkage uit het kanaal.

De nadelen van taluds zijn:

- bekleding nodig in verband met scheepvaart golven
- de benodigde breedte is redelijk fors.

Indien bij de ingraving niet voldoende materiaal vrijkomt zullen grote hoeveelheden grond ten behoeve van de ophoging aangevoerd moeten worden wat sterk kosten verhogend werkt.

Het kanaal van verticale wanden voorzien werkt kosten verhogend terwijl het daarmee beoogde voordeel, ruimte besparing slechts gering is. De waterafdichting werkt alleen verticaal zodat voor de horizontale afdichting aanvullende maatregelen gewenst zijn, zodat het geheel duurder zal uitvallen dan bij toepassing van klei op een talud.

Het kanaal door een troglijker voeren leidt tot een kostbare constructie over grote afstand (meerdere kilometers). Verder zal de fundatie van de troglijker gezien het grote gewicht dat geconcentreerd op de ondergrond wordt overgedragen problemen opleveren. Gezien de dure constructie en de fundatie problemen wat leidt tot een dure fundering is deze oplossing geen reële oplossing.

Voor een ieder van de 6 eerder genoemde varianten wordt een grondbalans opgesteld. Waarbij de meest voor de hand liggende oplossingen van de hier boven genoemde varianten bekeken worden. Bij deze oplossing wordt zowel voor de ingraving als voor de ophoging van een kanaal met taluds uitgegaan.

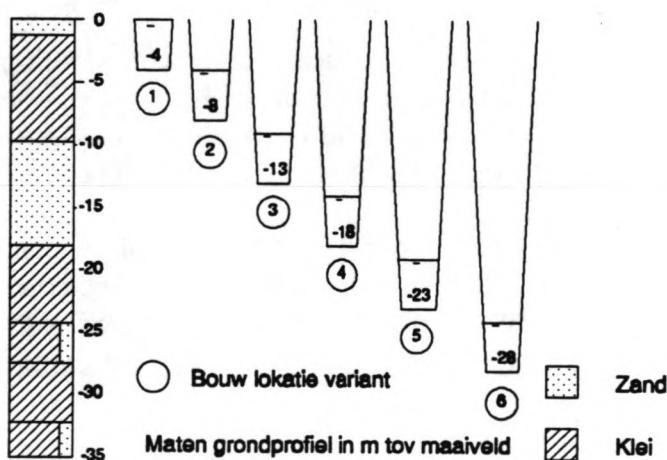
Uitgangspunten voor de grond balans zijn:

- talud 1:2,75
- bodembreedte kanaal 29 m
- kruinbreedte dijk 3 m
- hoogte verschil wateroppervlak kruin: 1 m

| Lokatie variant | Ingraving deeltracé | Ophoging deeltracé | Volume ingraving [$*10^6 \text{ m}^3$] | Volume ophoging [$*10^6 \text{ m}^3$] | Totaal volume [$*10^6 \text{ m}^3$] |
|-----------------|---------------------|--------------------|------------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | --- | 1,2,3,4,5 | ---- | -15,95 | -15,95 |
| 2 | 1 | 2,3,4,5 | 0,55 | -10,59 | -10,04 |
| 3 | 1,2 | 3,4,5 | 2,45 | -4,73 | -2,28 |
| 4 | 1,2,3 | 4,5 | 4,91 | -2,23 | +2,68 |
| 5 | 1,2,3,4 | 5 | 12,28 | -0,04 | +12,24 |
| 6 | 1,2,3,4,5 | --- | 14,56 | ----- | +14,56 |

Tabel 2.2: Overzicht grondbalans voor de verschillende varianten.

Wordt nu het grondprofiel naast de ingravingen voor de diverse bouwlokatie varianten geschatst bij dan blijkt dat als de sluis in deeltracé 2 t/m 5 wordt gebouwd dat de watervoerende laag op 10 tot 18 m onder maaiveld wordt doorsneden.



Figuur 2.13: Variatie bodempeilen kanaal op diepste punt bij de diverse lokatie varianten.

Dit kan leiden tot ongewenst verlies van water uit het kanaal of van grondwater. Om dat verlies tegen te gaan zijn grondwaterkerende schermen nodig.

Uit oogpunt van de grondbalans blijkt duidelijk de voorkeur voor een lokatie tussen variant 3 en 4, waarbij naar een iets positieve grondbalans wordt gestreefd. Hiervoor is echter een grondwaterkerend scherm nodig van ongeveer 3 tot 5 km. De kosten hiervan zullen waarschijnlijk lager zijn dan een andere lokatie te kiezen waarbij grond aangevoerd moet worden. Daarom wordt in dit stadium gekozen voor de bouwlocatie halverwege lokatie variant 3 en 4. Bij deze gekozen lokatie is de grondbalans in evenwicht.

3 Ruimtelijk ontwerp

3.1 Algemeen

In hoofdstuk 1 is vermeldt dat ter overbrugging van het verval in dit rapport alleen een schutsluis met spaarbekkens bekeken zal worden. In dit hoofdstuk zullen globaal een aantal ruimtelijke ontwerpen behandeld worden. In eerste instantie zal één sluis gebouwd worden, mocht in de toekomst blijken dat de capaciteit onvoldoende is dan zal een tweede sluis naast gebouwd moeten kunnen worden.

3.2 Alternatieven

3.2.1 Algemeen

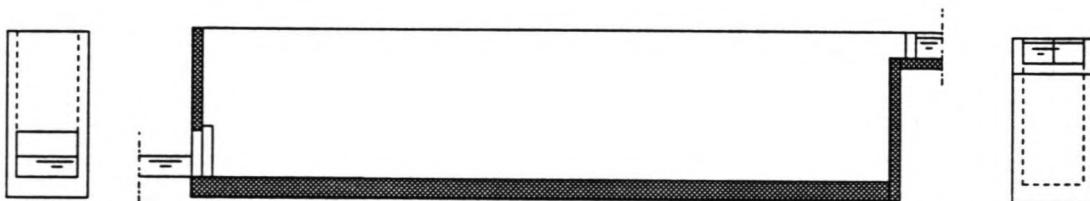
Het ontwikkelen van alternatieve ruimtelijke ontwerpen is gesplitst in:

- sluis constructie
- spaarbekken groep

Door het ontbreken van een natuurlijke water aanvoer vanuit hoger gelegen panden is water besparing bij het schutten zeer gewenst, omdat het waterverlies gecompenseerd moet worden met oppompen.

3.2.2 Sluis constructie

De sluis constructie wordt gekenmerkt door hoge wanden (binnenzijde sluis 29 m), een zware vloer en twee kopse wanden die de beide sluiswanden over 24 m (benedenhoofd) en 19,75 m (bovenhoofd) van de hoogte koppelen.



Figuur 3.1: Globale vormgeving sluis konstruktie.

In figuur 3.1 is de globale sluis constructie aangegeven, deze dient slechts ter oriëntatie van de lezer. Voor de uiteindelijk te bouwen constructie zijn een aantal alternatieven ontwikkeld waarbij in hoofdzaak de wand constructies verschillen:

- een vlakke en volle wand ingeklemd in de vloer
- een dunne vlakke wand in combinatie met steunberen ingeklemd in de vloer
- een relatief dunne wand ingeklemd in de vloer en opgelegd op een randbalk aan de bovenzijde van de wand
- een vlakke wand verankerd met groutankers
- de boven vermelde alternatieven waarbij de bovenzijde van de wanden gekoppeld wordt

In de volgende figuren zijn de verschillende varianten getekend in hoofdstuk 9 zullen ze verder uitgewerkt worden, om vervolgens het meest belovende alternatief te kiezen.



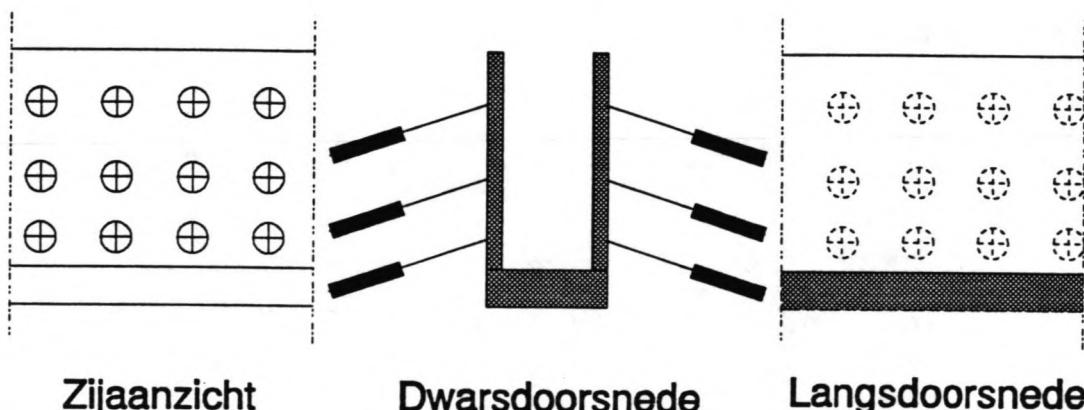
Figuur 3.2: Alternatief 1, een vlakke volle wand.



Figuur 3.3: Alternatief 2, een dunne vlakke wand in combinatie met steunberen.



Figuur 3.4: Alternatief 3, een relatief dunne wand met aan de bovenzijde een randbalk.



Figuur 3.5: Alternatief 4, een relatief dunne wand verankerd met groutankers.

3.2.3 Spaarbekken groep

De mogelijke alternatieven voor spaarbekkens zijn legio. Het aantal kan gevarieerd worden van geen tot 8, de wijze van groepering biedt verschillende mogelijkheden en ook kunnen de bekken op diverse manieren geconstrueerd worden.

Aantal

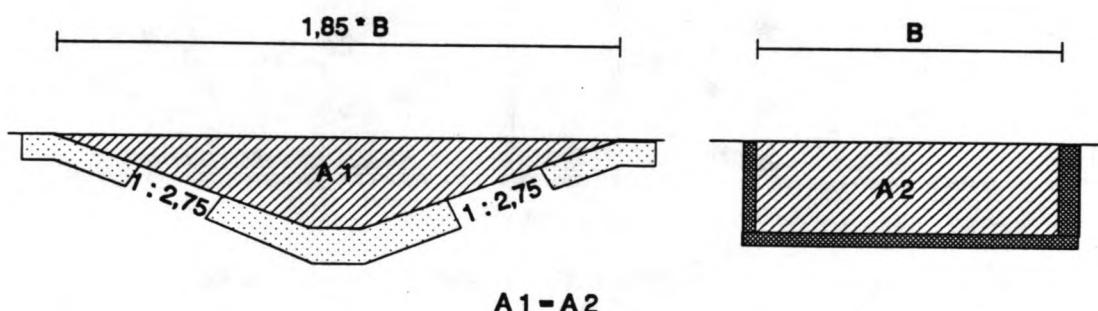
Het aantal toegepaste bekken wordt beperkt tot maximaal 3. Dit wordt gedaan omdat ieder volgend bekken slechts een geringe extra waterbesparing oplevert terwijl de kosten per bekken haast lineair zullen toenemen.

Worden geen spaarbekkens toegepast, dan is het mogelijk door twee sluizen onderling te koppelen een water besparing te krijgen van 50 % bij volledige nivellering. Nadelen van deze oplossing zijn dat beide sluizen gelijktijdig gebouwd moeten worden en dat de sluizen niet onafhankelijk van elkaar kunnen functioneren. Dit laatste kan de capaciteit beperken en zelfs reduceren tot 0 bij stremming van één van beide sluizen. Wordt de niet gestremde sluis wel gebruikt dan zal er geen waterbesparing zijn.

Bij het toepassen van één bekken wordt maximaal een besparing bereikt van 33,3 % (zie formules hoofdstuk 4), het overige water zal dus opgepompt moeten worden. Om een wat groter besparing te krijgen zullen er minimaal 2 en maximaal 3 bekvens toegepast worden met een maximum besparing van respectievelijk 50 en 60 %.

Constructie wijze

Bij de constructie wijze wordt onderscheid gemaakt naar de gebruikte bouwmateriaal. Allereerst is er de mogelijkheid om de bekvens op te bouwen uit grond (taluds). Ook bestaat de mogelijkheid de bekvens te begrenzen met verticale wanden. Deze kunnen van beton of staal gemaakt worden. De eerste variant biedt de mogelijkheid om goedkoop van de aanwezige materialen ter plaatse gebruik te maken. De tweede variant neemt echter minder ruimte in beslag, waarbij bij gebruik van damwand zorg besteed moet worden aan de uitvoering in verband met de waterdichtheid.



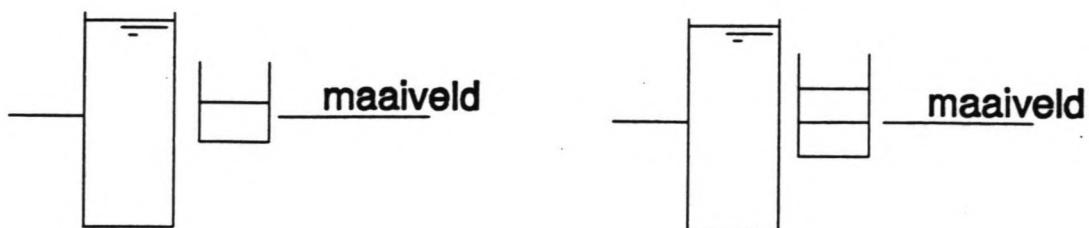
Figuur 3.6: Vergelijk Dwarsdoorsnede bekvens opgebouwd uit grond (talud) en beton (rechthoek).

Groepering

De groepering van de bekvens is grofweg in twee delen te splitsen:

- boven elkaar
- naast elkaar

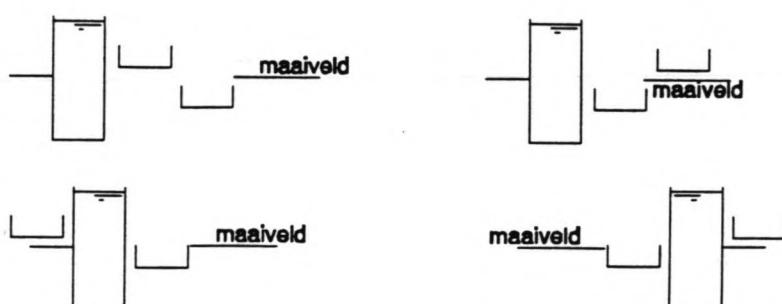
De oplossing waar de bekkens boven elkaar geplaatst worden kan alleen in beton uitgevoerd worden.



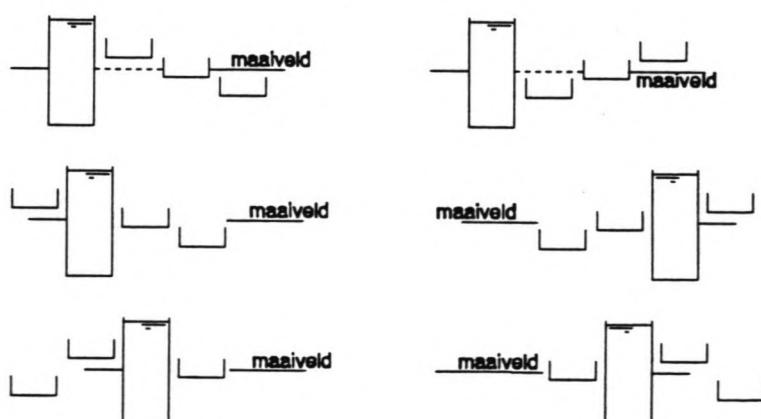
Figuur 3.7: Varianten met spaarbekkens boven elkaar.

De oplossing waar de bekkens naast elkaar gesitueerd zijn kan in beton of met damwand en grond of volledig in grond uitgevoerd worden. Verder kunnen alle bekkens aan één zijde of aan weerszijde van de sluis gesitueerd worden.

In de volgende figuren zullen de diverse mogelijkheden getoond worden waarbij steeds rechthoekige bekkens getekend zijn, worden zij in grond uitgevoerd dan wordt de dwarsdoorsnede trapeziumvormig. De keuze tussen de oplossingen wordt in hoofdstuk 9 gemaakt.



Figuur 3.8: Mogelijke varianten bij toepassen 2 spaarbekkens.



Figuur 3.9: Mogelijke variaties bij toepassen van 3 spaarbekkens.

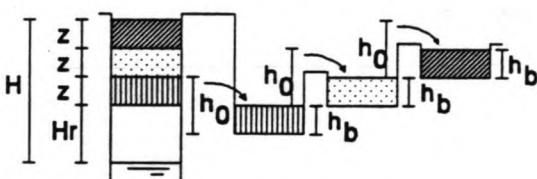
4 Ontwerp spaarbekkens

4.1 Theorie vul- en ledigingsproces

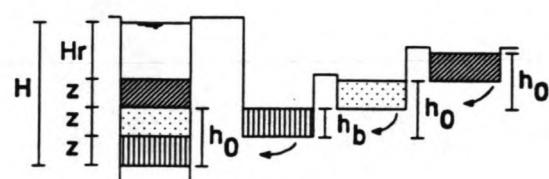
4.1.1 Principe oplossing

Bij het schutten van het boven- naar het benedenpand wordt, om de hoeveelheid water die naar het benedenpand gaat te beperken, gebruik gemaakt van spaarbekkens. De hoogte ligging van deze spaarbekkens is zodanig gekozen dat het water vanuit de sluis onder vrij verval naar de spaarbekkens stroomt, waardoor het waterpeil in de sluiskolk zakt en een deel van het water tijdelijk wordt opgeslagen in de spaarbekkens. Het overige water wordt op het lage kanaalpand gespuid. Bij het schutten van het beneden- naar het bovenpand stroomt eerst de inhoud van de spaarbekkens naar de sluiskolk terug en wordt vervolgens de rest van de kolk gevuld met water uit het bovenpand.

In de volgende paragrafen worden formules gegeven afgeleid voor waterhoogte in het bekken, de water besparing en de vultijd. De gebruikte formules zijn overgenomen uit Binnenverkehrwasserbau Schleusenanlagen van H.W. Partenscky.



Figuur 4.1: Principe kolk legen.



Figuur 4.2: Principe kolk vullen.

4.1.2 Volledige nivellering waterspiegel

Indien er vanuit wordt gegaan dat de waterspiegels in de sluiskolk en de spaarbekkens volkommen genivelleerd worden tijdens de schutcyclus zijn er een aantal formules af te leiden.

De gebruikte symbolen zijn:

- A_b : oppervlak bekken [m^2].
- A_s : oppervlak sluis [m^2].
- m : aantal spaarbekkens [-].
- h_0 : begin verval tussen sluis en bekken waterspiegel [m].
- h_b : waterhoogte in spaarbekken [m].
- H : totaal te overbruggen hoogte verschil [m].
- H_r : rest verval tussen kolk en boven- respectievelijk benedenpand [m].
- z : dikte van de waterschijf die naar een spaarbekken stroomt [m].

Wordt de totale hoeveelheid water in sluis en spaarbekken constant gehouden dan is dat te schrijven als:

$$A_s \cdot H = m \cdot A_b \cdot h_b + A_s \cdot H_r = m \cdot A_b \cdot h_b + A_b \cdot h_b + A_s \cdot h_b \quad (4.1)$$

Hieruit volgt de benodigde diepte van het spaarbekken:

$$h_b = \frac{H}{\kappa(m+1)+1} \quad (4.2)$$

met:

$$\kappa = \frac{A_b}{A_s} \quad (4.3)$$

De dikte van de waterschijf (z) in de sluis is dan te berekenen met:

$$z = \frac{A_b}{A_s} h_b = \frac{\kappa \cdot H}{\kappa(m+1)+1} = \kappa \cdot h_b \quad (4.4)$$

De benodigde begin verval is dan:

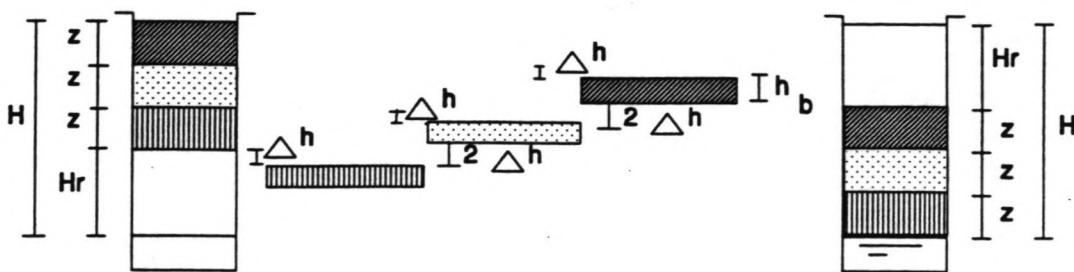
$$h_0 = h_b + z = h_b(1 + \kappa) = \frac{H(1 + \kappa)}{\kappa(m+1)+1} \quad (4.5)$$

Het resterende verval is gelijk aan twee maal de hoogte van de waterschijf (z).

4.1.3 Onvolledige nivellering waterspiegel

Bij het schutten neemt het verval tussen sluiskolk en spaarbekken af, uiteindelijk zal het verval afnemen tot nul. Echter de snelheid waarmee het water stroomt bij een zo gering verval is klein wat resulteert in een toename van de benodigde vul- en ledigtijd, zeker indien er sprake is van meerdere spaarbekkens.

Om dit ongewenste verschijnsel te voorkomen kan men een zeker minimaal verval handhaven (Δh). Wil men dit met succes toepassen dan kunnen de schuiven van de riolen het beste automatisch bedient worden.



Figuur 4.3: Onvolledige nivellering tussen sluiskolk en spaarbekkens.

Wordt de totale hoeveelheid water in sluis en spaarbekken constant gehouden dan is dat te schrijven als:

$$A_s \cdot H = m \cdot A_b \cdot h_b + A_s \cdot H_r \quad (4.6)$$

met:

$$H_r = z + h_b + 2\Delta h = 2z \quad (4.7)$$

en:

$$z = \frac{A_b}{A_s} h_b = \kappa \cdot h_b \quad (4.8)$$

Hieruit volgt de benodigde diepte van het spaarbekken:

$$h_b = \frac{H - 2\Delta h}{\kappa(m+1) + 1} \quad (4.9)$$

De dikte van de waterschijf (z) in de sluiskolk is dan te berekenen met:

$$z = \frac{\kappa(H - 2\Delta h)}{\kappa(m+1) + 1} = \kappa \cdot h_b \quad (4.10)$$

Het benodigde begin verval is dan:

$$h_0 = h_b + z + \Delta h = h_b(1 + \kappa) + \Delta h = \frac{(H - 2\Delta h)(1 + \kappa)}{\kappa(m+1) + 1} + \Delta h \quad (4.11)$$

4.1.4 Mogelijke water besparing

De grootte van de water besparing per schutting kan worden uitgedrukt in een percentage van de totale hoeveelheid te verplaatsen water per schutting. Verder kan onderscheid worden gemaakt tussen volledige of onvolledige nivelleren van de waterspiegels in sluiskolk en spaarbekkens.

Water besparing bij volledige nivelleren waterspiegels:

$$W_b = \frac{m.z}{H} 100\% = \frac{\kappa.m}{\kappa(m+1)+1} 100\% \quad (4.12)$$

Water besparing bij onvolledige nivelleren waterspiegels:

$$W_b = \frac{\kappa.m(H - 2\Delta h)}{H(\kappa(m+1) + 1)} 100\% \quad (4.13)$$

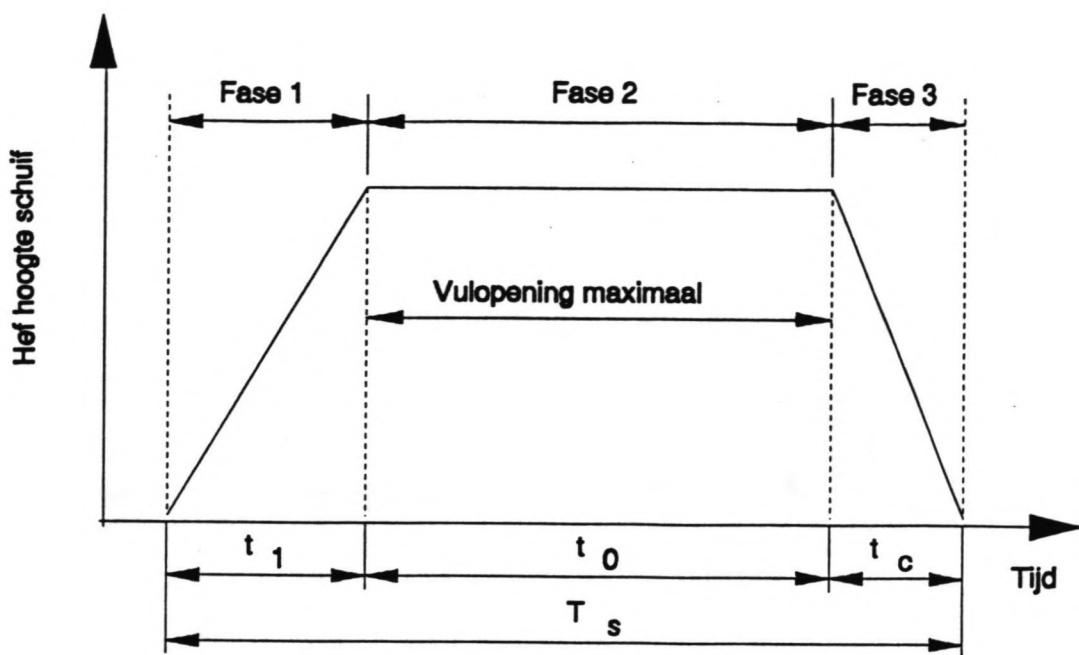
4.1.5 Benodigde vul- en ledigtijden

Bij het vullen van de sluiskolk kan men onderscheid maken tussen:

- vullen vanuit spaarbekkens.
- vullen vanuit het bovenpand.

Bij elk onderdeel van het vullen kunnen weer drie onderdelen onderscheiden worden:

- de schuif tussen spaarbekken (of bovenpand) en sluiskolk wordt met constante snelheid geheven. De beschikbare doorsnede wordt steeds groter en is aan het einde van deze fase maximaal.
- de beschikbare doorsnede blijft constant en is in deze fase maximaal.
- de schuif tussen spaarbekken (of bovenpand) en sluiskolk wordt met constante snelheid neergelaten. De beschikbare doorsnede wordt steeds kleiner en is aan het einde van deze fase gesloten. Dit wordt gedaan om een zeker eind verval te krijgen tussen kolk en bekken zodat een kortere vultijd verkregen wordt dan bij volledige nivelleren.



Figuur 4.4: Verschillende fasen van het vulproces.

Bij het vullen vanuit de spaarbekkens daalt de waterstand in de spaarbekkens terwijl de waterstand in het bovenpand nauwelijks verandert. Om het binnen stromend water gelijkmatig over de kolk te verdelen en de troskrachten te beperken worden langs kanalen of vulbatterijen toegepast.

Vullen vanuit een spaarbekken

De onderstaande formules hebben betrekking op één spaarbekken. De eerste fase ($0 \leq t \leq t_1$) kenmerkt zich door het vergroten van de vul opening en afnemend verval. Uit figuur 4.5 kan worden afgeleid dat geldt:

$$dV = A_b \cdot dh_b = A_s \cdot dz = Q \cdot dt \quad (4.14)$$

met:

$$Q = \mu \cdot a_t \sqrt{2g \cdot h_t} \quad (4.15)$$

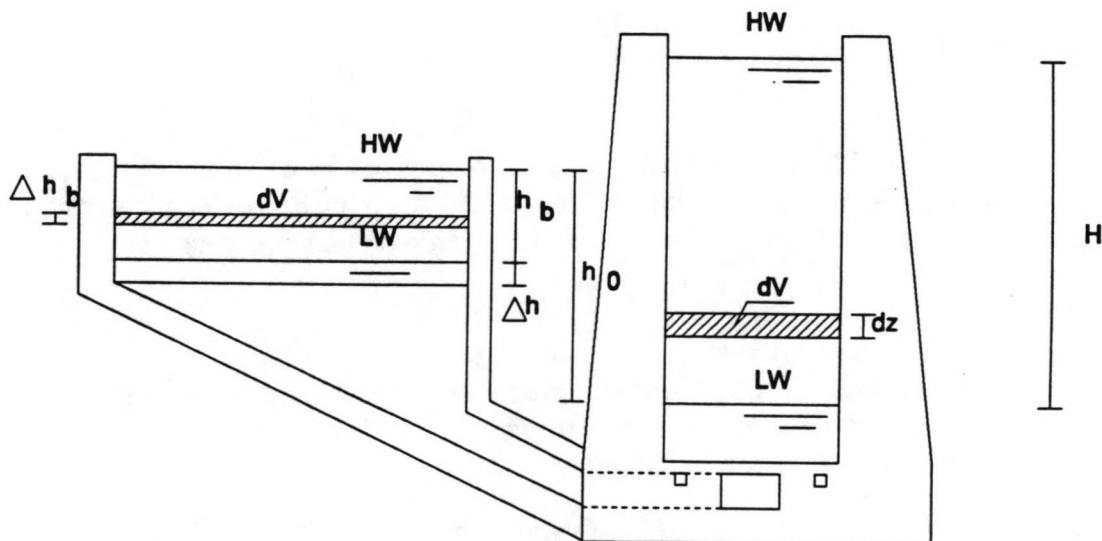
Met $-dh = dh_b + dz$ volgt uit vergelijking 4.14:

$$dh_b = -\frac{A_s}{A_b + A_s} dh \quad (4.16)$$

en uit vergelijking 4.15:

$$\frac{A_s A_b}{A_s + A_b} dh = \mu \cdot a_t \sqrt{2g \cdot h_t} dt \quad (4.17)$$

- met:
- h_t = aanwezig verval tussen spaarbekken en sluiskolk tijdens de eerste fase.
 - $a_t = n_1 \cdot t$: op tijdstip t aanwezig doorstroom oppervlak in leiding tussen spaarbekken en sluiskolk.
 - μ = afvoercoëfficiënt



Figuur 4.5: Schematisatie t.b.v. vultijd berekening.

Na scheiding van de variabelen en integratie en invulling van:

$$\begin{aligned}t &= t_1 \\n_1 t_1 &= a_1 \\h_t &= h_1\end{aligned}$$

volgt:

$$\sqrt{h_1} = \sqrt{h_0} - \frac{A_s + A_b}{A_s A_b} \cdot \frac{\mu \cdot n_1 \cdot \sqrt{2g}}{4} t_1 \quad (4.18)$$

De tweede fase ($0 \leq t \leq t_0$) kenmerkt zich door een vulopening met een constant oppervlak en een afnemend verval. Op gelijke wijze als bij de eerste fase kan met:

$$\begin{aligned}a_t &= a_1 \\t &= t_0\end{aligned}$$

gevonden worden aan het einde van de tweede fase:

$$\sqrt{h_t} = \sqrt{h_1} - \frac{A_s + A_b}{A_s A_b} \cdot \frac{\mu \cdot a_1 \sqrt{2g}}{2} t \quad (4.19)$$

De derde fase ($0 \leq t \leq t_c$) kenmerkt zich door een afnemende doorstroom opening en een verder afnemend verval. Op gelijke wijze als bij de eerste fase kan met:

$$\begin{aligned}a_t &= a_1 - n_3 \cdot t \\t &= t_c \\a_1 &= n_2 \cdot t \\h_t &= \Delta h\end{aligned}$$

gevonden worden aan het einde van de derde fase:

$$\sqrt{\Delta h} = \sqrt{h_2} - \frac{A_s + A_b}{4 \cdot A_s A_b} \cdot \mu \cdot a_1 \cdot t_c \cdot \sqrt{2g} \quad (4.20)$$

De vultijd T_s vanuit één spaarbekken wordt verkregen door de drie fasen te sommeren. Dit leidt tot de volgende vergelijking (uitgaande van de formules 4.18, 4.19 en 4.20):

$$T_s = \frac{2A_s A_b}{A_s + A_b} \cdot \frac{\sqrt{h_0} - \sqrt{\Delta h}}{\mu_s a_s \sqrt{2g}} + \frac{1}{2}(t_1 + t_c) \quad (4.21)$$

Vullen vanuit het bovenpand

Daar er langskanalen of vulbatterijen worden toegepast, is de kolk vulling hydraulisch gezien gelijk aan het vullen van een kolk met diep liggende drempel (het binnenstromend water bevindt zich op ieder moment onder de waterspiegel van de sluiskolk). In dit geval is de resterende vultijd als volgt te berekenen:

$$T_r = \frac{2A_r \sqrt{H_r}}{\mu_r a_r \sqrt{2g}} + \frac{t_r}{2} \quad (4.22)$$

Totalle kolkvulling

De vultijd voor het vullen van de hele kolk wordt berekend uit de vultijd vanuit 1 bekken te vermenigvuldigen met het aantal bekken en daarbij de vultijd vanuit het bovenpand te tellen.

$$T_{totaal} = m \cdot T_s + T_r \quad (4.23)$$

4.2 Dimensioneren spaarbekkens

4.2.1 Uitgangspunten

Bij het dimensioneren van de spaarbekkens wordt van de volgende uitgangspunten uitgegaan:

- Het verval over de sluis bedraagt 24 m
- In de berekening wordt in eerste instantie onderscheid gemaakt tussen 2 en 3 spaarbekkens
- De breedte van de spaarbekkens is variabel, in de berekening wordt respectievelijk gewerkt met 1, 2 en 3 keer de sluiskolk breedte (sluiskolk breedte 12 m)
- Het eind verval (onvolledige- of volledige nivellering) bedraagt respectievelijk 0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 m.

4.2.2 Berekening waterhoogte in spaarbekken

De berekening wordt uitgevoerd met gebruikmaking van de formules 4.2 en 4.9. De uitkomsten zijn weergegeven in onderstaande tabel.

| Niveau verschil [m] | Water hoogte in spaarbekken [m] | | | | | |
|---------------------|---------------------------------|--------|--------|----------------|---------|--------|
| | 2 spaarbekkens | | | 3 spaarbekkens | | |
| | b= 12m | b= 24m | b= 36m | b= 12m | b = 24m | b= 36m |
| 0.0 | 6.00 | 3.43 | 2.40 | 4.80 | 2.67 | 1.85 |
| 0.1 | 5.95 | 3.40 | 2.38 | 4.76 | 2.64 | 1.83 |
| 0.2 | 5.90 | 3.37 | 2.36 | 4.72 | 2.62 | 1.82 |
| 0.3 | 5.85 | 3.34 | 2.34 | 4.68 | 2.60 | 1.80 |
| 0.4 | 5.80 | 3.31 | 2.32 | 4.64 | 2.58 | 1.78 |
| 0.5 | 5.75 | 3.29 | 2.30 | 4.60 | 2.56 | 1.77 |

Tabel 4.1: Water hoogte in spaarbekken bij verschillende bekken breedten en eind vervallen.

4.2.3 Berekening water besparing

De berekening wordt uitgevoerd met gebruikmaking van de formules 4.12 en 4.13. De uitkomsten worden weergegeven in onderstaande tabel.

| Niveau verschil [m] | Water besparing per schutting [%] | | | | | |
|---------------------|-----------------------------------|--------|--------|----------------|---------|--------|
| | 2 spaarbekkens | | | 3 spaarbekkens | | |
| | b= 12m | b= 24m | b= 36m | b= 12m | b = 24m | b= 36m |
| 0.0 | 50.0 | 57.1 | 60.0 | 60.0 | 66.6 | 69.2 |
| 0.1 | 49.5 | 56.6 | 59.5 | 59.5 | 66.1 | 68.6 |
| 0.2 | 49.1 | 56.1 | 59.0 | 59.0 | 65.5 | 68.0 |
| 0.3 | 48.7 | 55.7 | 58.5 | 58.5 | 65.0 | 67.5 |
| 0.4 | 48.3 | 55.2 | 58.0 | 58.0 | 64.4 | 66.9 |
| 0.5 | 47.9 | 54.7 | 57.5 | 57.5 | 63.8 | 66.3 |

Tabel 4.2: Water besparing per schutting bij verschillende bekken breedten en eind vervallen.

4.2.4 Berekening vultijden

De berekening wordt uitgevoerd aan de hand van de formules 4.21 en 4.22. Hierbij worden de eerder genoemde uitgangspunten gebruikt aangevuld met de volgende waarden:

$$\mu = 0.60$$

$$\mu_r = 0.70$$

$$a_r = a_1 = 9 \text{ m}^2$$

Deze waarden zijn aannamen (als eerste aanzet overgenomen uit literatuur [2]) en zullen bij het optimaliseren van het hydraulische systeem nader bekijken worden. De hier berekende tijden hebben slechts een indicatief karakter en zullen bij de optimalisatie ongetwijfeld nog wijzigen. De uitkomsten zijn in onderstaande tabel weergegeven.

| Niveau verschil [m] | Vultijden [min] | | | | | |
|---------------------|-----------------|--------|--------|----------------|--------|--------|
| | 2 spaarbekkens | | | 3 spaarbekkens | | |
| | b= 12m | b= 24m | b= 36m | b= 12m | b= 24m | b= 36m |
| 0.0 | 15.7 | 11.7 | 9.9 | 18.2 | 12.9 | 10.6 |
| 0.1 | 14.9 | 11.2 | 9.5 | 17.0 | 12.1 | 10.0 |
| 0.2 | 14.5 | 11.0 | 9.4 | 16.5 | 11.8 | 9.8 |
| 0.3 | 14.3 | 10.8 | 9.3 | 16.2 | 11.6 | 9.7 |
| 0.4 | 14.1 | 10.7 | 9.2 | 15.9 | 11.4 | 9.5 |
| 0.5 | 13.9 | 10.6 | 9.2 | 15.6 | 11.3 | 9.4 |

Tabel 4.3: Vultijden sluiskolk bij verschillende bekken breedten en eind vervallen.

De tijden voor het ledigen van de sluiskolk zullen bij benadering gelijk zijn aan de vultijden.

5 Bepaling afvoercoëfficiënt van hydraulisch systeem

5.1 Algemeen

In het vorige hoofdstuk zijn voor een eerste benadering twee afvoercoëfficiënten aangenomen. In dit hoofdstuk zullen deze coëfficiënten bepaald worden aan de hand van een berekening, deze berekende coëfficiënten zullen bij de verdere uitwerking gebruikt worden.

De afvoercoëfficiënt van het hydraulisch systeem is een correctie coëfficiënt die gebruikt wordt bij de debiet bepaling ten behoeve van de te berekenen vul- en ledig tijden.

In de afvoercoëfficiënt zijn de optredende verliezen verwerkt alsmede de traagheid van het hydraulisch systeem. De verliezen zijn bepaald per gedeelte van het totale systeem en vervolgens gesommeerd.

Het hydraulisch systeem is op te splitsen in twee delen:

- Het hydraulisch systeem ten behoeve van het vullen/legen van de kolk vanuit/in de spaarbekkens;
- Het hydraulisch systeem ten behoeve van het vullen/legen van de kolk vanuit/in het boven- en benedenpand.

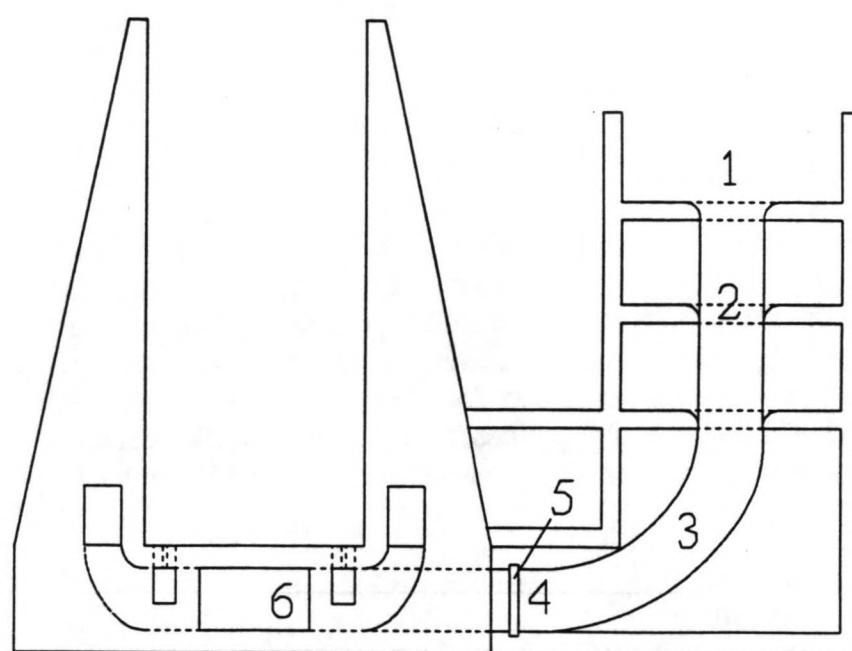
Het verschil tussen beide genoemde delen zit in het doorstroom oppervlak van de aanvoer/afvoer leiding. Het gedeelte van het hydraulisch systeem dat in de sluis vloer zit wordt voor beide vul mogelijkheden gebruikt.

In de volgende paragrafen zullen de afzonderlijke verliescoëfficiënten voor de twee systemen bepaald worden en zal bekijken worden wat de traagheid voor invloed uitoefent op het geheel. De verliescoëfficiënten zijn bepaald aan de hand van of overgenomen uit:

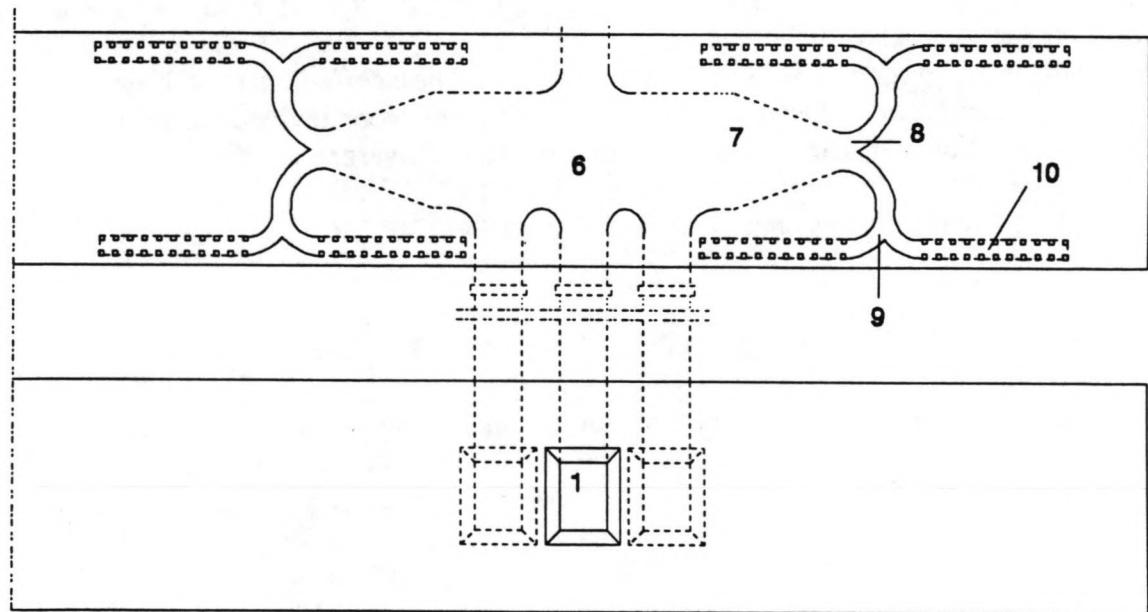
- Handbook of hydraulic resistance, door: I.E. Idelchik.
- Internal flow systems, door: D.S. Miller.

5.2 Vullen vanuit en legen in de spaarbekkens

Het hydraulisch systeem dat hiervoor gebruikt wordt bestaat uit twee delen die ieder de halve sluiskolk bedienen. De beide delen zijn volledig identiek zodat met de behandeling van één deel volstaan kan worden. Het splitsen van het systeem in twee sub- systemen is gedaan om het formaat van de toe te passen leidingen te reduceren en deze makkelijker in te passen zijn in de beton constructie. Verder hebben alle leidingen een recht- hoekige dwarsdoorsnede. Op de volgende bladzijde zijn in een dwarsdoorsnede en een boven aanzicht met cijfers de verschillende onderdelen aangegeven waarvoor de afzonderlijke verliescoëfficiënten bepaald zijn.



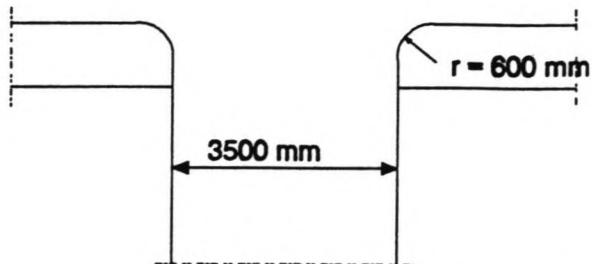
Figuur 5.1: Dwarsdoorsnede sluis met hydraulisch systeem.



Figuur 5.2: Boven aanzicht sluis met hydraulisch systeem.

1: Afronding vulopening

De vulopening van de leiding ($2.5 \times 3.5 \text{ m}^2$) is naar iedere zijde afggerond. De toegepaste afrondingstraal is 0.60 m.



Figuur 5.3: Dwarsdoorsnede instroomopening.

De verliescoëfficiënt is afhankelijk van de verhouding tussen de afrondingstraal en de hydraulische diameter.

$$D_{\text{hydr.}} = 4 \frac{A}{O} = 2.917 \text{ m}$$

met: $D_{\text{hydr.}}$ = hydraulische diameter
 A = natte doorsnede
 O = natte omtrek

$$\frac{R}{D_{\text{hydr.}}} = 0.20$$

Bij deze verhouding hoort een verliescoëfficiënt van:

$$\xi_1 = 0.030 \quad [8]$$

2: Rechte leiding

De verliescoëfficiënt behorende bij een rechte leiding is afhankelijk van de lengte van de leiding, de equivalente diameter, het Reynolds getal en de wandruwheid. Voor de lengte wordt een gemiddelde lengte van 5.75 m aangehouden (gemiddelde van de 3 spaarbekkens). Voor de equivalente diameter wordt 2.917 m aangehouden (zie ook onder 1). Het Reynolds getal is afhankelijk van de optredende stroomsnelheid in en het formaat van de leiding. Voor de wandruwheid wordt 2 mm aangehouden.

Nemen we als gemiddeld debiet $35 \text{ m}^3/\text{s}$ dan is het getal van Reynolds ongeveer 10^7 . De bijbehorende wrijvingscoëfficiënt wordt dan:

$$f = \frac{0.25}{\left(\log\left(\frac{k}{3,7.D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} = 0.018$$

De verliescoëfficiënt wordt dan:

$$\xi_2 = \frac{f.l}{D_{hydr.}} = 0.035 \quad [7]$$

3: Bocht

De bocht heeft een straal van 9.75 m en gaat over een hoek van 90°. De verhouding bocht straal/hoogte leiding is 2.78. De basis verliescoëfficiënt wordt dan:

$$\xi^*_3 = 0.150 \quad [8]$$

Wordt nu de basis coëfficiënt gecorrigeerd naar Reynolds getal, wandrughed en uitstrooppijp lengte dan wordt de verliescoëfficiënt kleiner. Echter voor de bocht bevindt zich de instroomopening, de afstand bocht-instroomopening varieert van 0 tot zo'n 10 m afhankelijk van het gekozen spaarbekken, zodat niet zonder meer van een ongestoorde stroming mag worden uitgegaan. Dit overwegende wordt in eerste instantie de boven genoemde coëfficiënt aangehouden.

4: Rechte leiding

De leiding heeft een lengte van 11.75 m. Voor de overige gegevens zie onder 2. De verliescoëfficiënt wordt dan:

$$\xi_4 = \frac{f.l}{D_{hydr.}} = 0.072 \quad [7]$$

5: Schuif

Voor de eenvoud wordt hier alleen gekeken naar de schuif in geheel geopende stand. Bij de berekening van de vultijd wordt gebruik gemaakt van een gemiddelde μ waarde en niet van de werkelijk optredende μ waarden. Uit onderzoek [5] is gebleken dat het verschil bij gebruik van de verschillende μ waarden (gemiddeld of per tijdstip) klein genoeg is om bij praktische berekeningen verwaarloosd te worden. Hierdoor is de gestelde vereenvoudiging geoorloofd. Aangenomen wordt dat bij geheel geopende schuif er geen profiel vernauwing op zal treden. Het optredend verlies komt dan voor rekening van de optredende turbulentie bij de uitsparingen in de wand. Deze uitsparingen dienen als geleiding voor de schuif.

Als verliescoëfficiënt wordt aangehouden:

$$\xi_5 = 0.100 \quad [7]$$

6: Eerst verdeelpunt

Bij de splitsing van de leiding wordt er vanuit gegaan dat het debiet zich gelijk matig verdeelt over beide takken. De hoeken van de uitstroomopening worden afgerond (afrondingstraal: $r = 1.25$ m)

Bij een verhouding $r/d = 0.5$ wordt de verliescoëfficiënt:

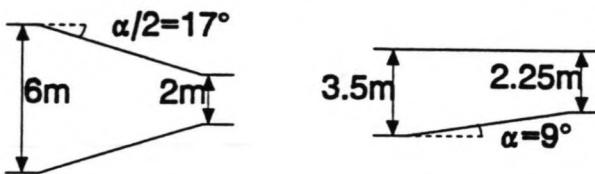
$$\xi_6 = 0.735 \quad [8]$$

De breedte gelijk na de splitsing is groter dan de breedte van de oorspronkelijke leiding. Dit is mijns inziens nodig omdat tegen over de uitstroomopening nog een uitstroomopening is (voor vullen vanuit bovenpand). Als de breedte kleiner is dan zal de stroming meer hinder (weerstand) van deze opening ondervinden.

Verlaging van de verliescoëfficiënt zou misschien bereikt kunnen worden door een betere stroom geleiding. Voor de mogelijkheden van de verlaging is model onderzoek nodig.

7: Vernauwing doorstroomprofiel

Na de splitsing vernauwd het doorstroomprofiel tot bijna de helft van het oorspronkelijke dwarsprofiel. Zodat na de vernauwing een doorsnede van 4.5 m^2 overblijft.



Boven aanzicht

Zij aanzicht

Figuur 5.4: Boven, zij aanzicht profiel-vernauwing

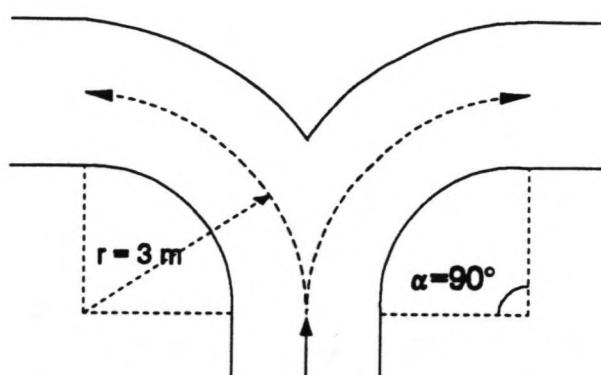
De bijbehorende verliescoëfficiënt is:

$$\xi_7 = 0.044 \quad [8]$$

8: Tweede verdeelpunt

In tegenstelling tot het eerste verdeelpunt kan hier gekozen worden voor een vorm waardoor de stroming beter geleid wordt (zie figuur 5.5). Wordt gekozen voor een halvering van het doorstroomprofiel (zijtak t.o.v. aanvoer leiding) met de aanname dat het debiet zich gelijk verdeeld over beide takken dan wordt de verliescoëfficiënt:

$$\xi_8 = 0.300 \quad [8]$$



Figuur 5.5: Principe oplossing verdeelpunt.

9: Derde verdeelpunt

Het derde verdeelpunt is wat vormgeving betreft gelijk aan de tweede. Het verschil is dat in dit geval de doorstroom profielen van de zijtakken ieder even groot zijn als dat van de aanvoer leiding. De verliescoëfficiënt wordt dan:

$$\xi_9 = 0.250 \quad [8]$$

10: Vulbatterij

De vulbatterij bestaat uit een recht kanaal met haaks daarop een aantal zijkanalen naar de sluiskolk toe. De verliezen die hier optreden zijn knikverliezen ter plaatse van de splitsingen, wrijving verliezen in de leidingen (vergeleken bij de knik verliezen te verwaarlozen) en uittree verliezen (geleidelijk verwijdende kanalen toepassen om uittree verliezen te beperken).

Voor het geheel wordt een verliescoëfficiënt in rekening gebracht van:

$$\xi_{10} = 1.00$$

Systeem verliescoëfficiënt

De totale verliescoëfficiënt van het systeem wordt verkregen door alle verliezen van de afzonderlijke onderdelen te sommeren.

De systeem verliescoëfficiënt wordt dan:

$$\xi_{systeem} = \sum_{i=1}^n \xi_i = 2.716$$

Invloed van de traagheid op de afvoercoëfficiënt

Om het water dat zich in de riolen bevindt in beweging te krijgen is een verval nodig. Dit verval wordt ten dele gebruikt om het water in de riolen te versnellen. Is de grootte van het hiervoor benodigde verval bekend dan kan daarmee de waarde van de afvoercoëfficiënt worden bij gesteld. Voor de berekening zijn een aantal aannamen gedaan:

- de inhoud van één spaarbekken is gelijk aan 20% van de totaal te verplaatsen hoeveelheid water bij het schutten.
 $V = 0.20 \cdot 12 \cdot 120 \cdot 24 = 6912 \text{ m}^3$
- de tijdsduur voor het legen van een spaarbekken is 100 s.
- het debiet neemt eerst gedurende 40 s lineair toe tot Q_{\max} en vervolgens in 60 s lineair af tot 0.
- uit een globale inhoud berekening volgt dat er zich ongeveer 1600 m^3 water in het riool bevindt.

Uitgaande van de bovenstaande aannamen treedt er ten tijde van Q_{\max} een stroomsnelheid op van 7.7 m/s ($A = 17.5 \text{ m}^2$). Om dit te bereiken is gedurende de eerste 40 s een versnelling nodig van 0.193 m/s^2 (het debiet neemt lineair toe dus versnelling is constant). De benodigde kracht wordt dan 309 kN ($F = \text{m.a.}$).

Het verval nodig om deze kracht te leveren is:

$$\Delta H = \frac{F}{\rho \cdot g \cdot A} = 1.766 \text{ m}$$

Het energieverlies ten gevolge van wrijving in het riool is:

$$\Delta H = \xi_{\text{systeem}} \cdot \frac{v_{\max}^2}{2 \cdot g} = 8.191 \text{ m}$$

Het totale energieverlies komt daarmee op 9.957 m .

Rekenen we dit terug naar een verliescoëfficiënt, dan levert dit de volgende waarde op:

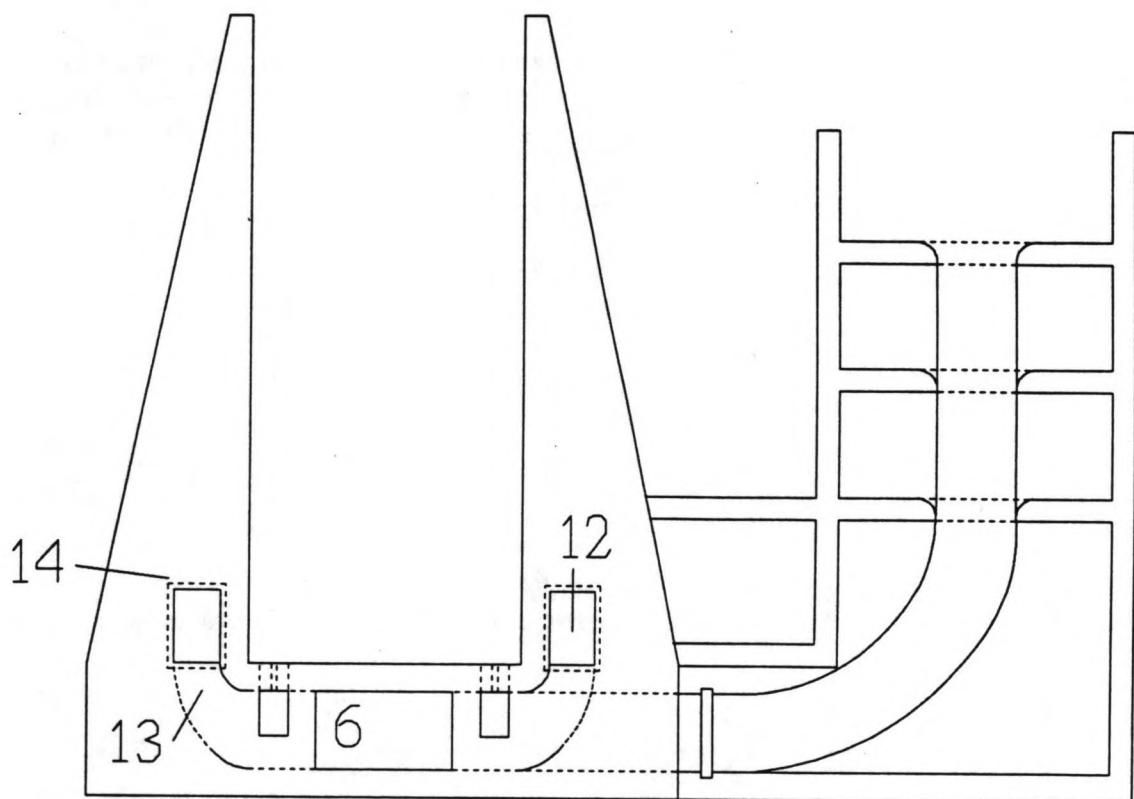
$$\xi_{\text{fictief}} = \frac{\Delta H \cdot 2 \cdot g}{v_{\max}^2} = 3.359$$

Vervolgens is hier de afvoercoëfficiënt mee te bepalen:

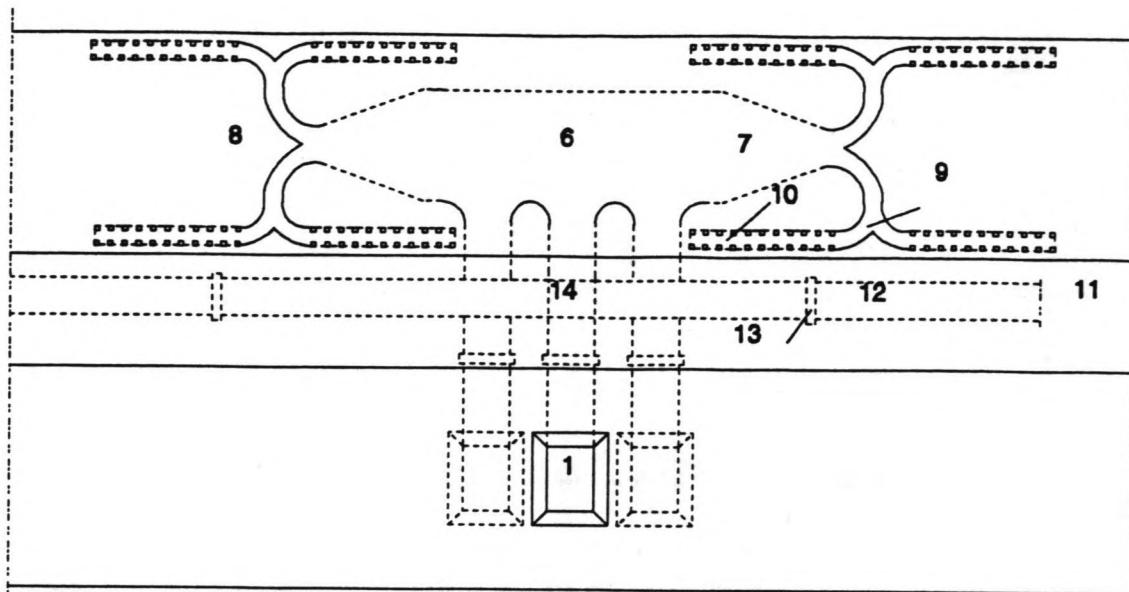
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\xi_{\text{fictief}}}} = 0.55$$

5.3 Vullen vanuit het bovenpand

Bij de vulling uit het bovenpand wordt gebruik gemaakt van twee toevoer leidingen. Deze leidingen zijn ieder onder in een sluiswand gesitueerd. Bij het vullen wordt het water uit het bovenpand via deze leidingen en het in de vorige paragraaf genoemde vul- systeem in de sluis vloer in de kolk gebracht. Iedere leiding bedient een halve kolk. In de aan- en afvoerleidingen (in de sluiswand) zijn aan de boven- en aan de benedenstroomse kant afsluiters geplaatst om het schutproces te kunnen sturen. Hierna zullen voor de diverse afzonderlijke onderdelen de verliescoëfficiënten bepaald worden. De coëfficiënten voor de onderdelen die ook voor de vulling vanuit de spaarbekkens gebruikt zijn zullen worden overgenomen uit de vorige paragraaf.



Figuur 5.6: Dwarsdoorsnede sluis met hydraulisch systeem.



Figuur 5.7: Boven aanzicht sluis met hydraulisch systeem.

6 t/m 10: Riool in sluisvloer

Zie voor de gebruikte waarden paragraaf 5.2.

11: Inlaat opening riool

De inlaat opening heeft afgeronde hoeken waarvoor een verliescoëfficiënt geldt van:

$$\xi_{11} = 0.030 \quad [8]$$

12: Aanvoer leiding

In de aanvoer leiding worden één knik toegepast van 15° . Dat in combinatie met een gemiddelde leiding lengte van 60 m levert een verliescoëfficiënt op van:

$$\xi_{12} = 0.508 \quad [7]$$

13: Afsluiter

Zie ook paragraaf 5.2, als verliescoëfficiënt wordt aangehouden:

$$\xi_{13} = 0.100 \quad [7]$$

14: Bocht naar systeem in sluisvloer

Toegepast wordt een bocht met $r = 3 \text{ m}$. voorafgegaan door een T-splitsing. De verliescoëfficiënt wordt dan:

$$\xi_{14} = 0.800 \quad [7]$$

Systeem verliescoëfficiënt

De verliescoëfficiënt voor het hele systeem wordt dan:

$$\xi_{\text{systeem}} = 3.817$$

Invloed van de traagheid op de afvoercoëfficiënt

De volgende aannamen zijn hiervoor gedaan:

- het debiet neemt gedurende 160 s bij benadering lineair toe tot Q_{\max} . ($78 \text{ m}^3/\text{s}$).
- uit een globale inhoud berekening volgt dat er zich ongeveer 1600 m^3 water in het riool bevindt.

Uitgaande van de bovenstaande aannamen treed er ten tijde van Q_{\max} een stroomsnelheid op van 6 m/s ($A = 13 \text{ m}^2$). Om dit te bereiken is gedurende de eerste 160 s een versnelling nodig van 0.038 m/s^2 (het debiet neemt lineair toe dus versnelling is constant). De benodigde kracht wordt dan 61 kN ($F = \text{m.a}$).

Het verval nodig om deze kracht te leveren is:

$$\Delta H = \frac{F}{\rho \cdot g \cdot A} = 0.469 \text{ m}$$

Het energieverlies ten gevolge van de wrijving in het riool is:

$$\Delta H = \xi_{\text{systeem}} \cdot \frac{v_{\max}^2}{2 \cdot g} = 6.780 \text{ m}$$

Het totale energieverlies komt daarmee op 7.249 m.

Rekenen we dit terug naar een verliescoëfficiënt, dan levert dit de volgende waarde op:

$$\xi_{\text{fictief}} = \frac{\Delta H \cdot 2 \cdot g}{v_{\max}^2} = 4.027$$

Vervolgens is hier de afvoercoëfficiënt mee te bepalen:

$$\mu_r = \frac{1}{\sqrt{\xi_{\text{fictief}}}} = 0.50$$

5.4 Opmerkingen en conclusie

De berekende afvoercoëfficiënten verschillen nogal van de eerder gebruikte coëfficiënten. Dit grote verschil komt doordat de eerder gebruikte getallen verkregen zijn na een gedegen studie met model onderzoek, terwijl de berekening slechts globale waarden oplevert. Het verder uitwerken en verbeteren van de berekende afvoercoëfficiënten lijkt mij in het kader van dit afstudeer ontwerp niet wenselijk. De eerder gebruikte waarden worden naar beneden bij gesteld ($\mu = 0.55$ en $\mu_t = 0.50$). Bij de herziening van de vultijden (hoofdstuk 7) zal met de in dit hoofdstuk bepaalde afvoercoëfficiënten gerekend worden.

Bij dit ontwerp is geen rekening gehouden met cavitatie maar door de optredende stroomsnelheden is het niet ondenkbeeldig dat dit zal optreden. Daarom zal bij het uiteindelijke ontwerp zeker gekeken moeten worden naar cavitatie binnen het hydraulische systeem.

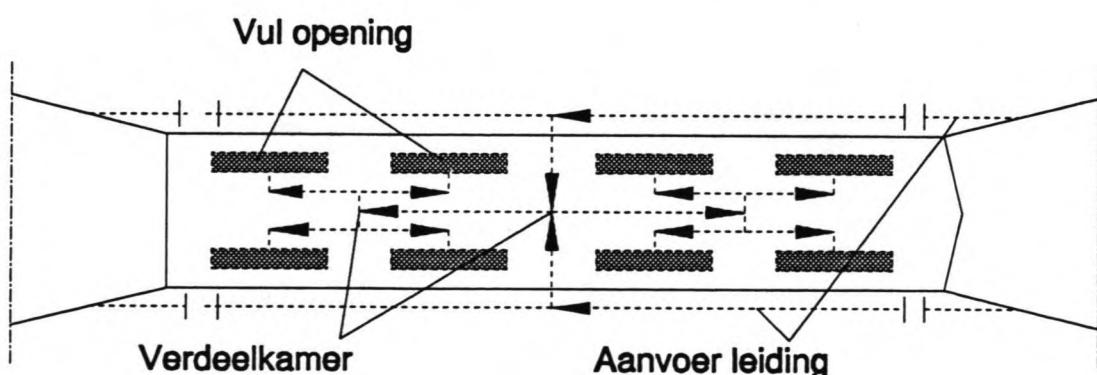
6 Troskrachten in sluiskolk en voorhavens

6.1 Algemeen

Bij het vullen en legen van de sluiskolk treden hydraulische krachten op. De grootte van deze krachten is afhankelijk van het gekozen vul- en ledigsysteem en het optredende debiet. Daar een sluis beperkend werkt op de capaciteit van een kanaal wordt de tijd die nodig is voor het schutten zo kort mogelijk gehouden. Dit houdt in dat de voorhaven zo ontworpen wordt zodat tijd rovende manoeuvres niet nodig zijn en het vul- en ledigsysteem zodanig gekozen wordt dat een groot debiet toelaatbaar is. Het maximaal haalbare debiet is afhankelijk van de toelaatbare troskrachten. De maximaal toelaatbare langskracht op het schip is gelijk aan 1 promille van het bruto scheepsgewicht.

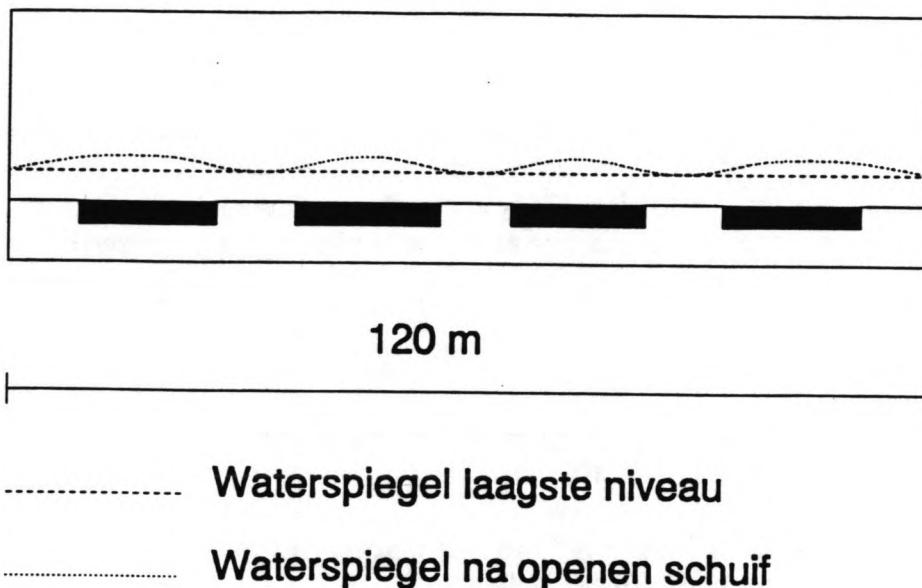
6.2 Troskrachten in sluiskolk

Om de schutcyclus zo kort mogelijk te houden wordt gestreefd naar het zo snel mogelijk vullen en legen van de kolk. Bij het vullen en legen van de spaarbekkens levert dit in de spaarbekkens geen probleem op. Om in de sluiskolk zo min mogelijk problemen met troskrachten te krijgen is gekozen voor een vulsysteem met vulbatterijen. Het kenmerk van dit systeem is dat in de vloer van de sluiskolk op meerdere plaatsen openingen zijn aangebracht om het water van de spaarbekkens in de kolk te krijgen. Deze openingen zijn zodanig op het leiding-systeem aangesloten dat bij vullen of legen op alle plaatsen op hetzelfde moment een gelijk debiet optreedt. Dit wordt bereikt door de leidingen naar de verschillende openingen een gelijke lengte en doorsnede te geven.



Figuur 6.1: Boven aanzicht sluiskolk met vulsysteem [2].

Doordat op meerdere plaatsen in de kolk een gelijk debiet optreedt, ontstaat een "golvende" waterspiegel. Gezien de kolk-lengte, de lengte van de te verwachten schepen en de onderlinge afstand van de vulopeningen ligt ieder schip ten minste boven twee vulopeningen.



Figuur 6.2: Verloop waterspiegel na openen schuif.

Zodat het schip op ten minste 2 "waterheuvels" drijft. Het grote voordeel hiervan is dat het schip vrijwel geen resulterende langskracht ondervindt. Het optredend verhang tussen de "water-heuvels" heeft geen noemenswaardige invloed op het schip als geheel. Voor de exacte invloed van het vul- en ledigingsysteem is model onderzoek noodzakelijk.

Bij vullen vanuit of legen in het kanaal treden in de sluiskolk evenmin problemen op daar het vullen en legen gebeurt met behulp van hetzelfde vul- en ledigingsysteem als voor het vullen of legen van de spaarbekkens gebruikt wordt.

Het gekozen systeem is waarschijnlijk niet de goedkoopste oplossing maar bij toepassing van bijvoorbeeld vulling bij het sluishoofd zal het vuldebiet lager zijn om het optredend verhang en daarmee de troskrachten niet te groot te laten worden. Met een lager vuldebiet neem de vultijd toe en neemt de schutcapaciteit af.

6.3 Troskrachten in voorhavens

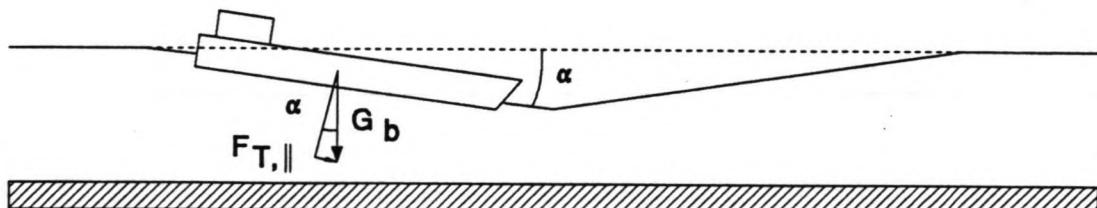
In tegenstelling tot in de sluiskolk kunnen in de voorhavens wel troskrachten optreden die groter zijn dan de toelaatbare troskrachten. Het is dus noodzakelijk om hier de optredende troskrachten te beperken. Bij de inname van water uit het bovenpand daalt de waterstand in de onmiddellijke nabijheid van het inname punt. Hierdoor ontstaat een zeker verval, dit verval zorgt voor het op gang komen van een stroom beweging van de voorhaven naar het inname punt. Deze waterspiegel daling beweegt zich vanaf het inname punt in tegen gestelde richting voort. De snelheid hiervan is ongeveer:

$$c = \sqrt{g \cdot h} = 6.26 \text{ m/s}$$

met:

- waterdiepte: $h = 4.0 \text{ m}$
- versnelling zwaartekracht: 9.81 m/s^2

Zolang het debiet vergroot wordt daalt de waterspiegel bij het innamepunt, vervolgens zal de waterstand ter plaatse van het innamepunt stijgen bij afnemend debiet.



Figuur 6.3: Effect van een waterstand verlaging op wachtende schepen in voorhaven.

Nemen we als maatgevend het standaard schip van de grootste laadvermogen klasse (klasse 8) met een bruto gewicht van:

$$G_b = \lambda \cdot L \cdot B \cdot d \cdot g \cdot \rho = 29748 \text{ kN}$$

met:

-beladingsgraad: $\lambda = 100 \%$

-lengte: $L_s = 95 \text{ m}$

-breedte: $B_s = 11.4 \text{ m}$

-diepgang: $d_s = 2.8 \text{ m}$

Dan wordt de maximum toelaatbare kracht in langsrichting op het schip werkend:

$$F_{\text{schip},\parallel} = G_b * 0.001 = 29.8 \text{ kN}$$

met:

- kracht op schip werkend in langsrichting: $F_{\text{schip},\parallel}$
- bruto scheepsgewicht: G_b

Bij een kleine hellingshoek α geldt bij benadering $\sin \alpha = \tan \alpha$, waardoor het maximum verhang te schrijven is als:

$$i_{w_{\max}} = \frac{F_{\text{schip},\parallel}}{G_b} = 0.001$$

In verband met de versnellingen en vertragingen die de afgemeerde schepen ondergaan ten gevolge van de waterstand verlaging treden extra troskrachten op, met deze extra krachten is geen rekening gehouden. Het maximum verhang wordt daarom verder gereduceerd tot 0.05 %.

Hiermee is ook de maximum debiet toename te berekenen:

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{i_{w_{\max}} \cdot B_v g \cdot h}{\xi} = 1.014 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

met:

- maximaal verhang waterspiegel: $i_{w,\max} = 0.0005$
- versnelling zwaartekracht: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- breedte voorhaven: $B_v = 62 \text{ m}$
- water diepte: $h = 4 \text{ m}$
- correctie factor: $\xi = 1.2$ (voor voorhaven met één sluis) [2]

Blijft de debiet toename beneden het berekende maximum dat zullen de troskrachten ook niet boven het maximaal toelaatbare oplopen.

7 Herziening vultijden

7.1 Inleiding

In hoofdstuk 4 zijn voor een aantal varianten globaal de vultijden berekend.

De gebruikte afvoercoëfficiënten zijn gemiddelde waarden, overgenomen uit de literatuur [5], deze waarden zijn misschien wel te bereiken maar dan alleen na gedegen model onderzoek. In hoofdstuk 5 is het vulsysteem nader bekeken, dit leverde nieuwe minder gunstige afvoercoëfficiënten op maar deze waarden zijn in dit stadium van het ontwerp realistischer dan de waarden gebruikt bij de berekeningen in hoofdstuk 4 zodat de berekende coëfficiënten uit hoofdstuk 5 gebruikt worden in dit hoofdstuk.

Bij de eerdere berekening is er vanuit gegaan dat de schuif zo snel mogelijk geheven wordt en dat vervolgens nivelleren volgt. Hierbij is voorbij gegaan aan de troskrachten die kunnen optreden en de maximale waterstand verlaging die gewenst is in de voorhaven. In hoofdstuk 6 is de maximum debiet toename berekend die volgt uit de maximum troskrachten die mogen optreden. Verder is gekozen voor de toepassing van drie spaarbekkens, dit om een grotere water besparing te krijgen.

Bij de herziening van de vultijden worden deze boven genoemde zaken meegenomen, de consequentie kan zijn dat de vultijd oploopt. Bij de herberekening zal slecht één variant beschouwd worden namelijk een schutsluis met drie spaarbekkens die ieder een breedte hebben van 12 m, om de vultijd te bekorten wordt niet van volledige nivelleren uitgegaan maar wordt een eind verval van 0.25 m gehouden.

7.2 Uitwerking gekozen alternatief

7.2.1 Aannamen en overige gegevens

Bij de uitwerking wordt gebruik gemaakt van de volgende aannamen die ten dele zijn overgenomen van de sluis Leerstetten in het Main-Donau kanaal [2].

Vullen vanuit de spaarbekkens:

- vulopening: $a_1 = 17.5 \text{ m}^2$ [2]
- verlies coëfficiënt: $\mu = 0.55$
- heftijd schuif: $t_1 = 40 \text{ s}$ [2]
- sluittijd schuif: $t_c = 14 \text{ s}$ [2]

Vullen vanuit het bovenpand:

- vulopening: $a_R = 13 \text{ m}^2$ [2]
- verlies coëfficiënt: $\mu_R = 0.50$

De overige gegevens zijn:

- oppervlak sluiskolk: $A_s = 12 \cdot 120 \text{ m}^2$
- oppervlak spaarbekken: $A_b = 12 \cdot 120 \text{ m}^2$
- verval over sluis: $H = 24 \text{ m}$
- eind verval tussen spaarbekken en kolk: $\Delta h = 0.25 \text{ m}$
- aantal spaarbekkens: $m = 3$
- breedte voorhaven: $B_v = 62 \text{ m}$ (zie hoofdstuk 8)

7.2.2 Vullen vanuit de spaarbekkens

Voor het berekenen van de vultijd worden eerder gegeven formules gebruikt (4.11, 4.21).

$$h_0 = \frac{\left(1 + \frac{A_b}{A_s}\right)(H - 2 \cdot \Delta h)}{\frac{A_b}{A_s}(m+1) + 1} + \Delta h = 9.65 \text{ m}$$

De vultijd voor één spaarbekken wordt dan:

$$T_s = \frac{2 \cdot A_s \cdot A_b}{A_s + A_b} \cdot \frac{(\sqrt{h_0} - \sqrt{\Delta h})}{\mu \cdot a_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g}} + \frac{1}{2} (t_1 + t_c) = 115 \text{ s}$$

De totale tijd nodig om de 3 spaarbekkens te legen is 345 s.

7.2.3 Vullen vanuit het bovenpand, eerste benadering

De restvulling vanuit het bovenpand ligt een stuk gecompliceerder. Het is nodig om rekening te houden met de mogelijke aanwezigheid van wachtende schepen in de voorhaven. Om de langskrachten op de wachtende schepen te beperken moet de debiet toename beperkt blijven tot (zie ook hoofdstuk 6):

$$\frac{dQ}{dt} = 1.014 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

Verder is het wenselijk de waterstand verlaging te beperken, de maximale waterstand verlaging is bij soortgelijke waterwegen:

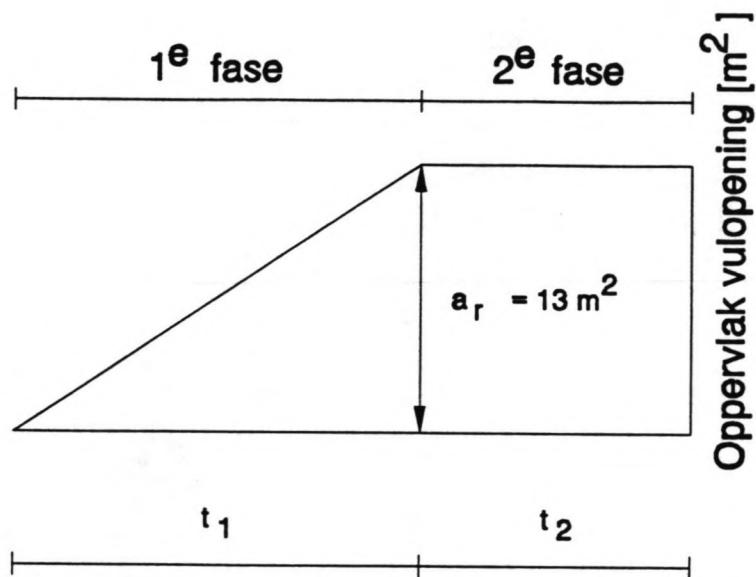
$$z_{\max} = 0.20 \text{ m} [3]$$

De consequentie hiervan is dat het vuldebiet beperkt wordt tot:

$$Q_{\max} = z_{\max} \cdot B_v \sqrt{g \cdot h} = 77.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

In eerste instantie gaan we een eenvoudig versie bekijken. De restvulling wordt opgesplitst in twee delen:

- in de eerste fase wordt de schuif met constante snelheid geheven, totdat de vulopening maximaal is. De hefsnelheid van de schuif wordt zo gekozen dat de maximum debiet toename ($1.014 \text{ m}^3/\text{s}^3$) bij het begin van de restvulling, en het maximum vuldebiet bij het bereiken van de maximale vulopening ($77.7 \text{ m}^3/\text{s}$) niet overschreden wordt.
- in de tweede fase blijft de schuif geheel geopend totdat het verval vrijwel gereduceerd is tot nul.



Figuur 7.1: Doorstroom opening bij lineair niet onderbroken schuif heffen.

Het debiet op een zeker tijdstip kan uitgerekend worden met [5]:

$$Q_t = \mu \cdot (a_0 + \Delta a \cdot t) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_t} \quad (7.1)$$

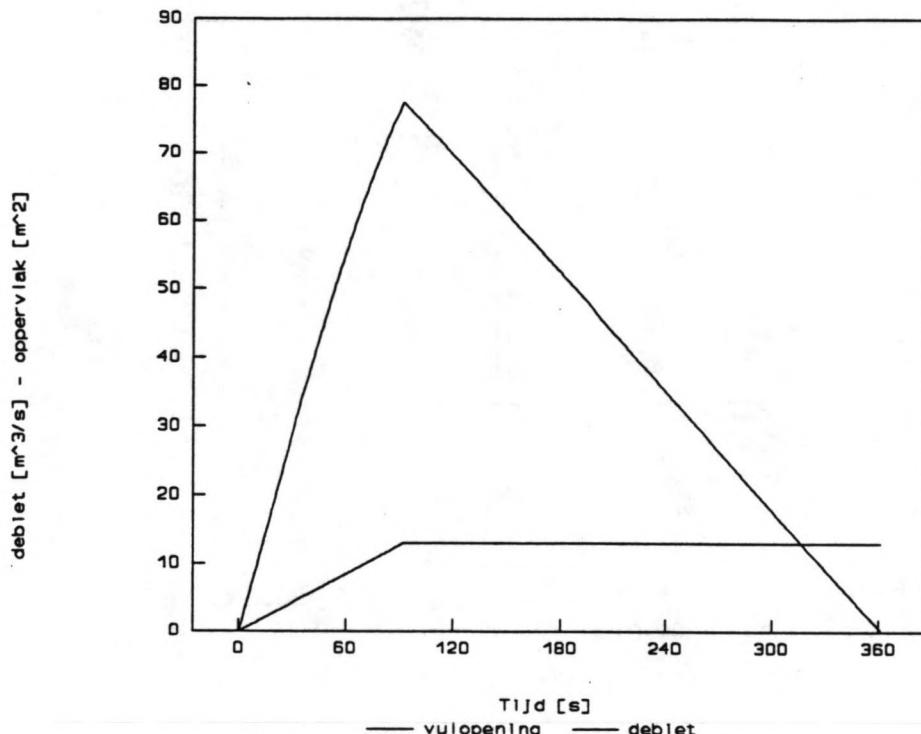
Het verval op een zeker tijdstip is te schrijven als [5]:

$$H_t = \left(\sqrt{H_0} - \frac{\mu \cdot \sqrt{2g}}{2A_s} \cdot \left(a_0 t + \frac{\Delta a \cdot t^2}{2} \right) \right)^2 \quad (7.2)$$

Het begin verval is:

$$H_0 = H_R = h_0 + \Delta h = 9.90 \text{ m}$$

In de onderstaande figuur is het verloop van het debiet en het vul oppervlak bij de restvulling in de tijd weergegeven.



Figuur 7.2: Verloop debiet en grootte vulopening bij lineair schuif heffen.

In de tabel 7.1 zijn de kenmerkende waarden weergegeven, voor een totaal overzicht zie bijlage 2.

| STAP | A_0 [m ²] | A_{eind} [m ²] | dA/dt [m ² /s] | Q_{max} [m ³ /s] | $(dQ/dt)_{max}$ [m ³ /s ²] | T_{tot} [s] |
|------|----------------------------|---------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|------------------------------------------------------|------------------|
| 1 | 0 | 13 | 0.141 | 77.5 | 0.983 | 92 |
| 2 | 13 | 13 | 0 | 77.4 | -0.288 | 269 |

Tabel 7.1: Maatgevende waarden, eerste benadering restvulling.

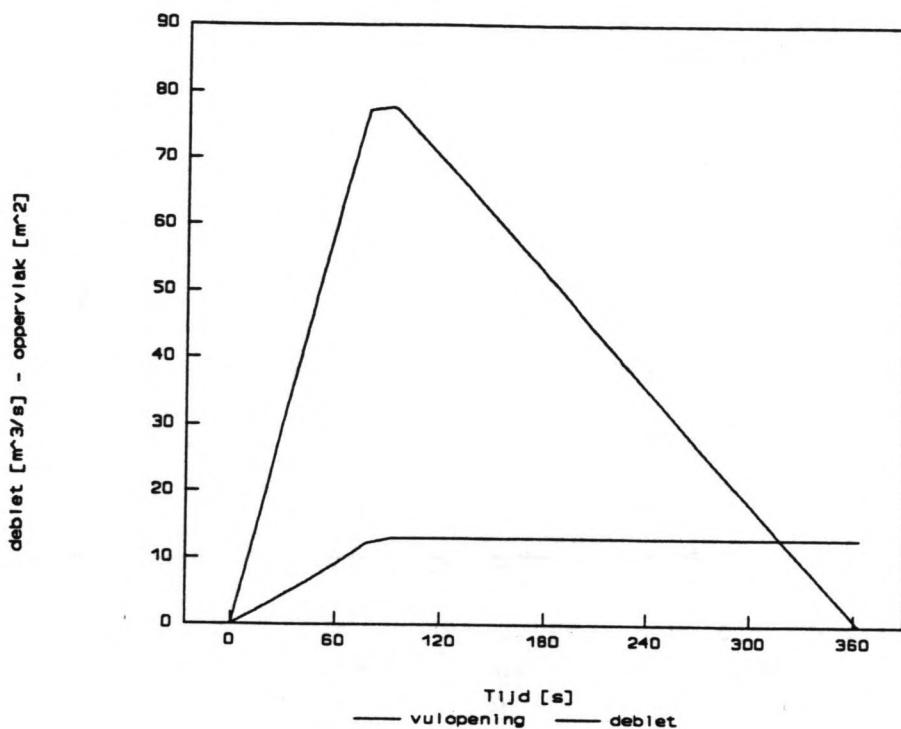
7.2.4 Vullen vanuit het bovenpand, verfijnde berekening

Werd bij de eerste benadering de schuif met constante snelheid geheven totdat de gehele vulopening geopend was, bij de verfijnde berekening wordt het hefprogramma opgesplitst in meerdere stappen:

- het heffen van de schuif, de hefsnelheid is zo gekozen dat de maximum debiet toename steeds bereikt wordt, aan het einde van deze fase wordt het maximum debiet bereikt. Bij afnemende debiet toename wordt de hefsnelheid vergroot zodat het maximum weer bereikt wordt. De maximum hefsnelheid bij vulling via een leiding met een breedte van 2.5 m is 74 mm/s (zie ook tabel 7.2).
- nadat het maximum debiet bereikt is, wordt de schuif met een lagere constante snelheid geheven zodat over een langere tijd het maximum debiet gehandhaafd blijft. Neem het debiet te veel af dan wordt de schuif met een hogere constante snelheid geheven zodat het maximum debiet weer bereikt wordt. Deze stap wordt steeds weer herhaald totdat de vulopening maximaal is. Deze manier van schuif heffen is eerder toegepast bij de sluis Leerstetten [5], zodat eventuele toepassing hier geen problemen hoeft op te leveren. Als enige opmerking kan gezegd worden dat misschien de tijdsduur van de afzonderlijke stappen wat kort gekozen is, eventuele aanpassing zou moeten volgen uit beschouwingen van werktuigbouw-kundige aard.
- Deze stap is gelijk aan de tweede stap van de eerste benadering. De vulopening blijft maximaal totdat volledige nivellering is bereikt.

Het debiet en de waterstand op tijdstip t zijn ook hier te berekenen met de formules 7.1 en 7.2.

In de figuur 7.3 is het verloop van het debiet en het vul oppervlak bij de restvulling in de tijd weergegeven.



Figuur 7.3: Verloop debiet en vulopening bij niet constante hefsnelheid schuif.

In de volgende tabel zijn per stap de kenmerkende waarden weergegeven, voor een totaal overzicht zie bijlage 3.

| STAP | a_0 [m ²] | a_{eind} [m ²] | da/dt [m ² /s] | Q_{max} [m ³ /s] | $(dQ/dt)_{max}$ [m ³ /s ²] | T_{tot} [s] |
|------|----------------------------|---------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|------------------------------------------------------|------------------|
| 1 | 0 | 1.454 | 0.1454 | 10.11 | 1.013 | 10 |
| 2 | 1.454 | 2.917 | 0.1463 | 20.22 | 1.014 | 10 |
| 3 | 2.917 | 4.392 | 0.1475 | 30.23 | 1.014 | 10 |
| 4 | 4.392 | 5.899 | 0.1507 | 40.17 | 1.014 | 10 |
| 5 | 5.899 | 7.456 | 0.1557 | 50.04 | 1.014 | 10 |
| 6 | 7.456 | 9.803 | 0.1627 | 59.81 | 1.014 | 10 |
| 7 | 9.803 | 10.804 | 0.1721 | 69.49 | 1.014 | 10 |
| 8 | 10.804 | 12.279 | 0.1844 | 77.18 | 1.014 | 8 |
| 9 | 12.279 | 13.000 | 0.0490 | 77.73 | 0.079 | 14 |
| 10 | 13.000 | 13.000 | 0.0000 | 77.67 | -0.288 | 271 |

Tabel 7.2: Maatgevende waarden, verfijnde berekening.

7.2.5 Totale vultijd

De totale vultijd bij de eerste benadering is:

$$T_{tot} = \frac{m \cdot T_s + t_1 + t_2}{60} = 11.77 \text{ min}$$

De totale vultijd bij de verfijnde berekening is:

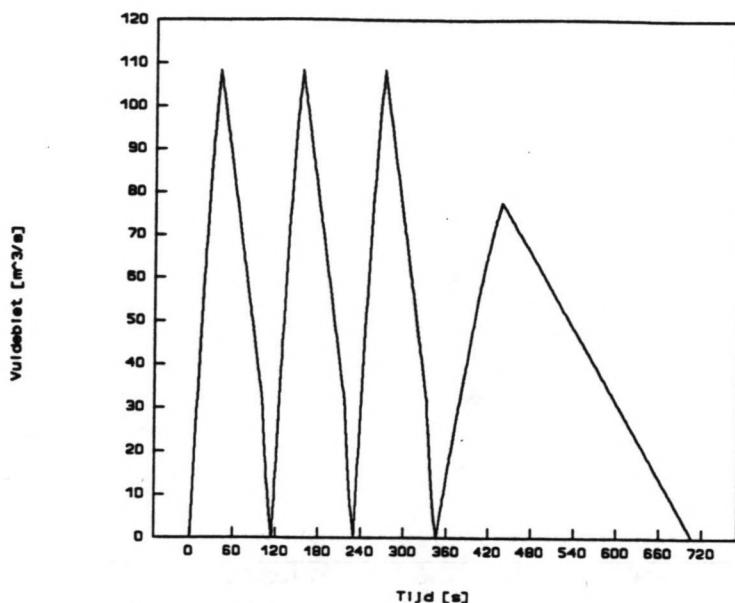
$$T_{tot} = \frac{m \cdot T_s + \sum_{n=1}^{n=10} t_n}{60} = 11.80 \text{ min}$$

In dit geval blijkt dat de twee manieren van schuif heffen vrijwel geen verschil uitmaakt. Dit komt met name doordat de maximum debiet toename beperkt is. Bij een grotere debiet toename zal de verfijnde berekening een kortere vultijd geven omdat de schuif dan sneller geheven kan worden zodat ook sneller het maximum debiet bereikt wordt.

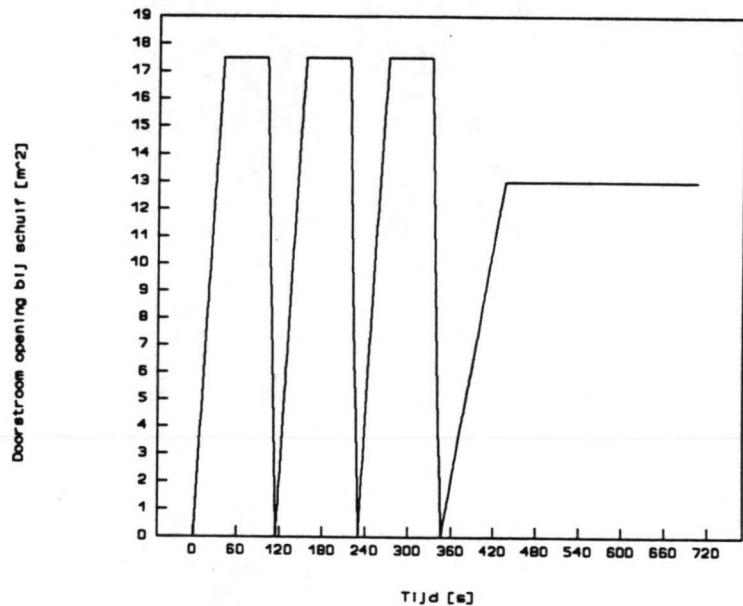
De hier berekende vultijden zullen in het volgende hoofdstuk gebruikt worden bij de capaciteit bepaling van de sluis.

Op de volgende bladzijde is grafisch de grootte van het debiet tijdens het vullen van de kolk en het bij behorende schuif hefprogramma weergegeven.

Bij het gekozen alternatief dat in dit hoofdstuk doorgerekend is wordt een water besparing bereikt van 58.75 %.



Figuur 7.4: Verloop debiet en vulopening voor volledige kolk vulling



Figuur 7.5: Schuif hefprogramma gedurende de kolk vulling.

8 Scheepvaart capaciteit sluis complex

8.1 Inleiding

In de inleiding is gesteld dat wordt uitgegaan van de bouw van één sluis, indien de capaciteit na verloop van tijd niet meer voldoende is wordt een tweede gelijkwaardige sluis ernaast gebouwd. Hierbij moet de scheepvaart ongehinderd doorgang vinden. Voor de maximum capaciteit van het kanaal is de sluis met het grootste verval maatgevend. De haalbare capaciteit wordt hieronder bepaald voor de te ontwerpen sluis. Figuren nodig voor de berekening zijn overgenomen uit PAO-VV: Binnenscheepvaart en vaarwegen 1989.

De capaciteit van de sluis is afhankelijk van de volgende zaken:

- gegevens van passerende schepen
- invaarvolg-, uitvaarvolg- en lustijden
- bedieningstijd
- maximum aantal schepen in de kolk per schutting

8.2 Bepaling capaciteit

8.2.1 Gegevens van passerende schepen

Bij de capaciteit bepaling wordt alleen de beroepsvaart meegenomen daar prognoses voor de recreatievaart niet beschikbaar zijn.

Uitgangspunt bij de berekening is een gemiddeld laadvermogen van de schepen van 1500 ton en kanaal klasse V (maximaal 3200 ton) [1]. Verder wordt uitgegaan van een standaard vloot samenstelling.

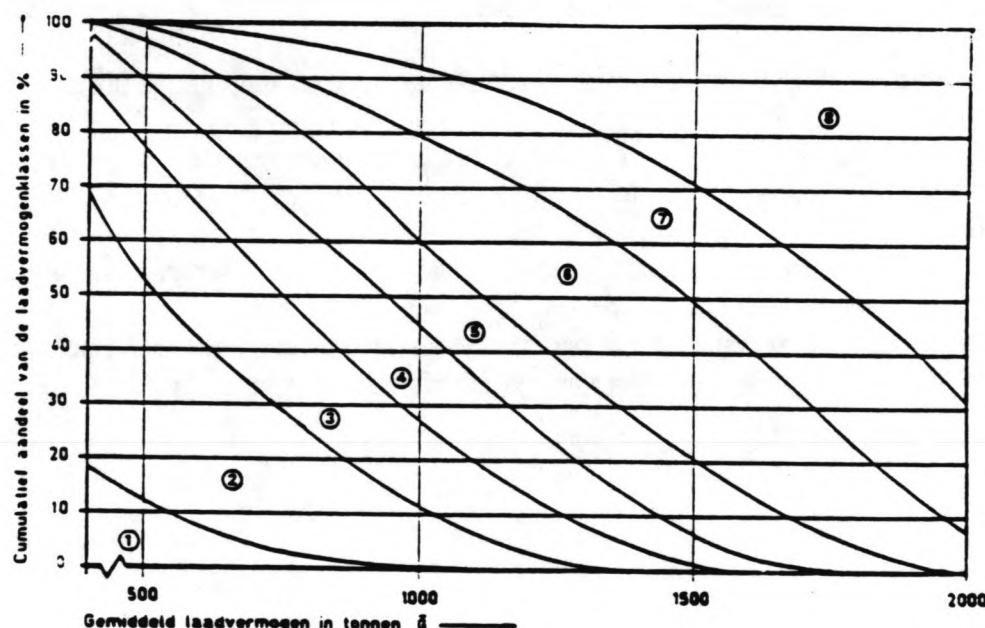
In tabel 8.1 is een overzicht gegeven van de scheepvaart classificatie van laadvermogenklassen en standaard schepen.

Deze standaard vloot heeft een aantal te onderscheiden laadvermogenklassen, per klasse is het gemiddelde tonnage en de afmetingen van het standaard schip voor die klasse gegeven.

| Laadvermogenklasse | CEMT klasse | Klasse grenzen [ton] | Gemiddeld tonnage [ton] | Standaard schip | | | | A_m [m ²] |
|--------------------|-------------|----------------------|-------------------------|-----------------|-------|-------------------|----------|-------------------------|
| | | | | L [m] | B [m] | Max. diepgang [m] | Ge-laden | |
| 1 | 0 | 50- 249 | 150 | 28 | 5.0 | 1.8 | 9.0 | 3.5 |
| 2 | I | 250- 449 | 350 | 39 | 5.1 | 2.4 | 12.2 | 3.8 |
| 3 | II | 450- 649 | 550 | 55 | 6.6 | 2.5 | 16.5 | 4.7 |
| 4 | IIA | 650- 849 | 750 | 55-67 | 7.2 | 2.5 | 18.7 | 5.4 |
| 5 | III | 850-1049 | 950 | 67 | 8.2 | 2.6 | 21.3 | 6.9 |
| 6 | IIIA | 1050-1249 | 1150 | 80 | 8.2 | 2.6 | 21.3 | 6.9 |
| 7 | IV | 1250-1799 | 1550 | 85 | 9.5 | 2.8 | 26.6 | 9.5 |
| 8 | V | 1800-3199 | 2250 | 95 | 11.4 | 3.0 | 34.2 | 12.5 |

Tabel 8.1: Classificatie van laadvermogenklassen en standaardschepen [3].

De samenstelling van de standaardvloot is bepaald aan de hand van vele praktijkmetingen. Deze metingen resulteren in de volgende figuur:



Figuur 8.1: Cumulatief aandeel van de laadvermogenklassen als functie van het gemiddeld laadvermogen voor toegankelijkheid klasse 8 (CEMT V) [3].

Uitgaande van bovenstaande gegevens is de volgende vloot samenstelling uitgedrukt in percentages te verwachten:

| Laadvermogenklassen | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-----------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|
| Gemiddeld laadvermogen per klasse [ton] | 150 | 350 | 550 | 750 | 950 | 1150 | 1550 | 2250 |
| Percentage | 0 | 0 | 1 | 5 | 14 | 29 | 22 | 29 |

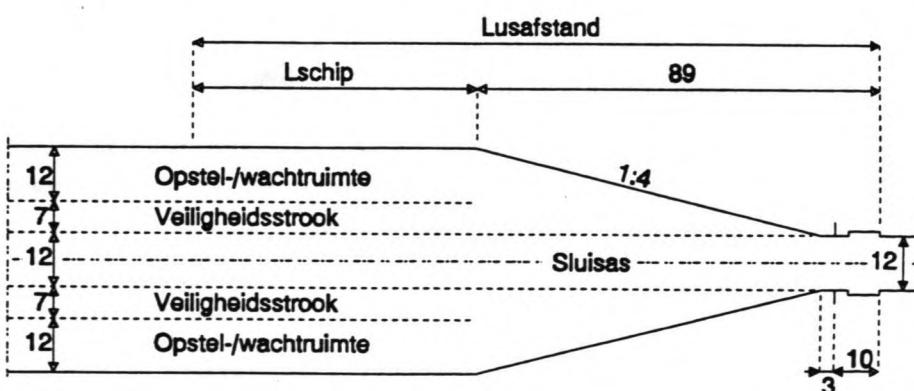
Tabel 8.2: Percentage te verwachten schepen per laadvermogenklasse.

Gezien de te verwachten goederenstroom die hoofdzakelijk in oostelijke richting zal gaan [1] wordt voor de schepen die oostwaarts gaan in de berekening een gemiddelde beladingsgraad van 90% aangehouden en voor de schepen die westwaarts gaan een gemiddelde beladingsgraad van 26%.

8.2.2 Invaar-, uitvaar- en lustijden

Om het schutproces zo snel mogelijk te laten verlopen moeten moeilijk en tijdrovende manoeuvres van de in- en uitvarende schepen voorkomen worden. Dit kan bereikt worden door de volgende voorwaarden in acht te nemen:

- De sluiskolk heeft een rechthoekige dwarsdoorsnede.
- De kolk heeft een constante breedte die gelijk is aan de breedte in de sluishoofden.
- De voorhavens liggen in het verlengde van de sluiskolk.
- De voorhavens zijn voorzien van goed gesitueerde wachtplaatsen en geleidewerken.
- De voorhavens zijn direct voor de sluis gesitueerd
- In geval van parallelsluizen zijn de sluizen zo gesitueerd dat de in- en uitvarende schepen elkaar niet hinderen.

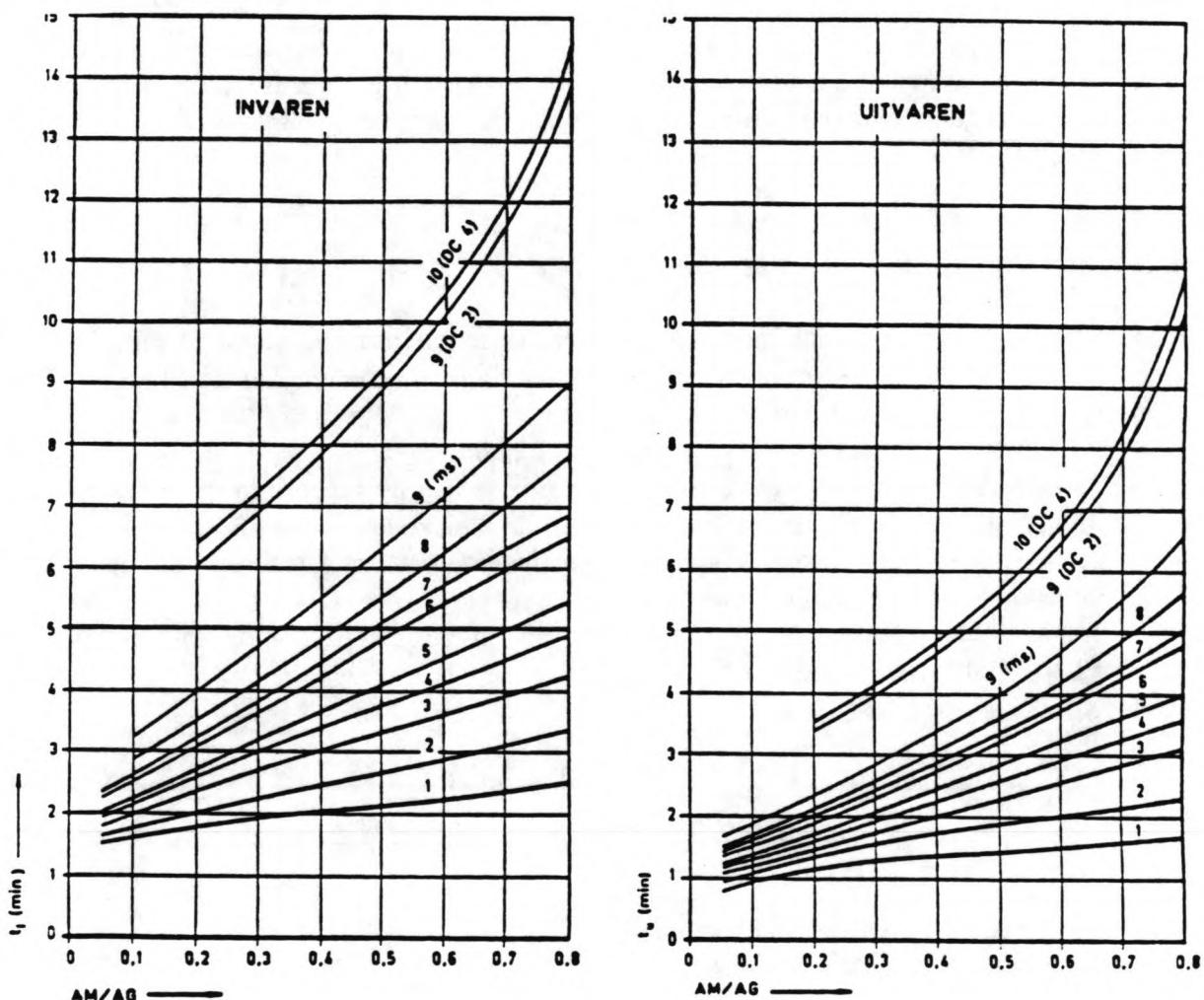


Figuur 8.2: Afmetingen voorhaven t.b.v. bepaling lustijden.

De voorhavens zijn direct voor de sluis gesitueerd en liggen in ingraving en ophoging (zie ook figuren 10.14 en 10.17 t/m 10.20), de oevers van de voorhavens krijgen een helling van 1:3, verdere kenmerkende afmetingen zijn:

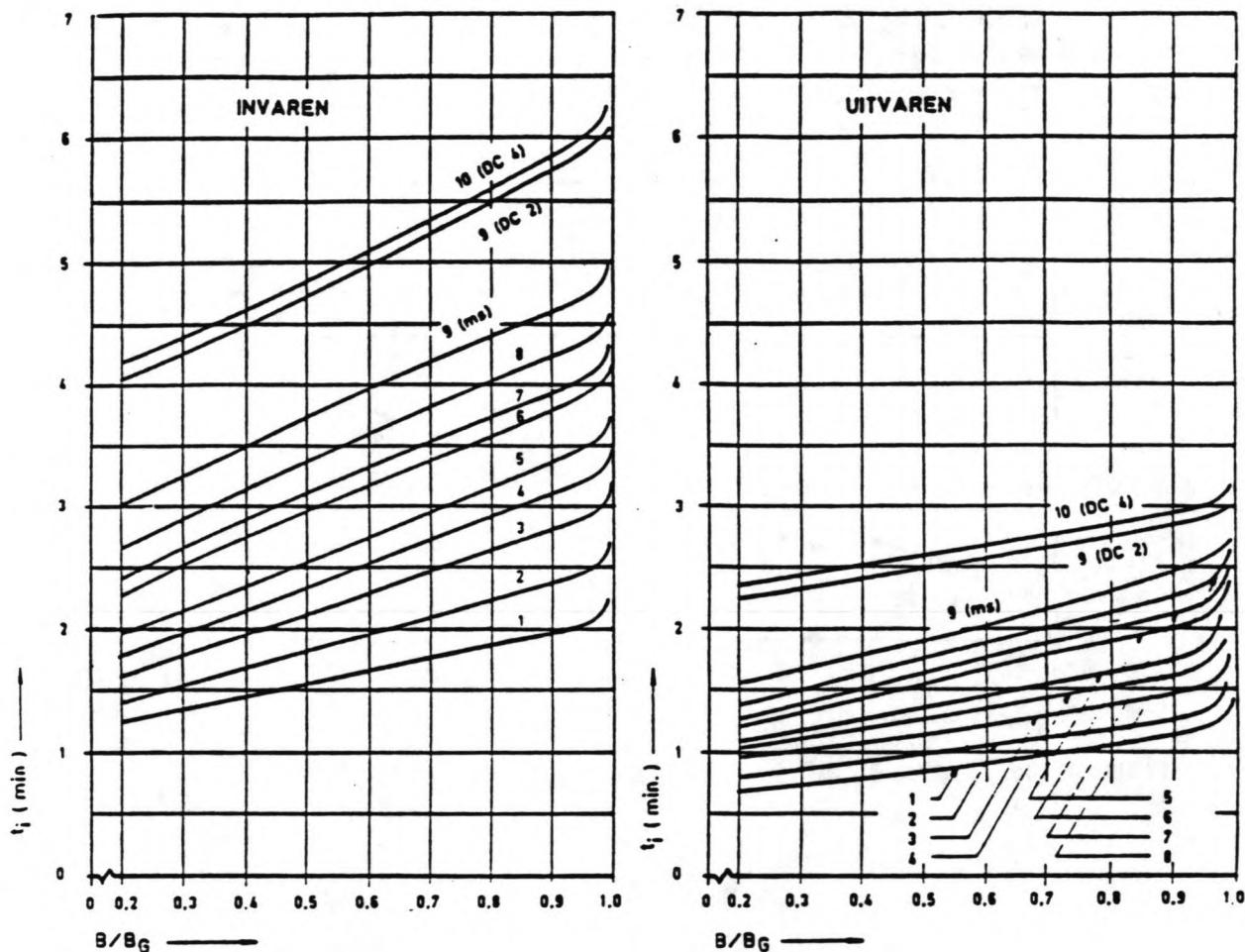
- natte doorsnede voorhaven: $A_v = 248 \text{ m}^2$
- gemiddelde breedte voorhaven: $B_v = 62 \text{ m}$ (gemeten op gemiddelde diepte)

De invaar-, uitvaar- en lustijden van verschillende schepen kennen een grote spreiding. Dit komt ondermeer door verschil in menselijk gedrag en manoeuvreer eigenschappen van schepen. De beladinggraad van schepen en de grootte van de natte doorsnede van de sluiskolk zorgen voor meer of minder hydraulische weerstand. Ook treden bij het in en uit varen translatie golven op, dit verschijnsel heeft een vertragende werking op het schip.



Figuur 8.3: In- en uitvaarttijden van geladen standaardschepen [3].

Bij invarende schepen is de vertraging groter dan bij uitvarende schepen. In de volgende figuur is per laadvermogenklasse het verband weergegeven tussen de benodigde respectievelijk uitvaartijd enerzijds en de verhouding tussen het grootspant en de natte doorsnede van de sluis anderzijds.



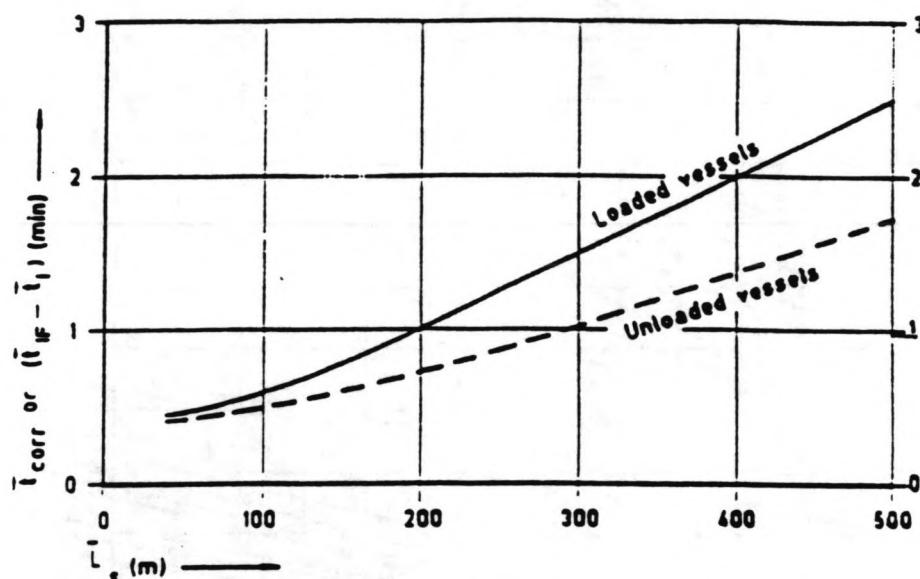
Figuur 8.4: In- en uitvaarvolgtijden van ongeladen standaardschepen [3].

Omdat bij het binnen varen van de sluiskolk door ongeladen schepen een grotere ruimte beschikbaar is voor de retourstroom is de hydraulische weerstand die het schip ondervindt een stuk kleiner. De verhouding tussen het natte grootspant oppervlak en de natte doorsnede van de kolk is hierdoor niet meer bepalend voor de benodigde tijd. Wel bepalend is de verhouding tussen de scheepsbreedte en de kolk breedte. In de volgende figuur is dit voor de verschillende laadvermogenklassen weergegeven.

De lustijd is niet alleen afhankelijk van de invaartijd maar ook van de lusafstand. De lustijd kan voor een standaardschip benaderd worden door de formule:

$$t_{IF} = t_I + t_{corr.} \quad (8,1)$$

Met t_I als invaarvolgtijd en $t_{corr.}$ als een correctieterm die afhankelijk is van de lusafstand en op grond van waargenomen lustijden wordt afgeleid. In de volgende figuur is de correctie term weergegeven voor ongeladen en geladen schepen.



Figuur 8.5: Correctie grafieken voor gemiddelde lustijd [3].

Voor de berekening van de gemiddelde in- en uitvaarvolgtijd en de lustijd wordt gebruik gemaakt van de volgende formules:

$$\bar{t}_I = \sum_{i=1}^n p_i t_{I,i} \quad (8,2)$$

$$\bar{t}_{IF} = \sum_{i=1}^n p_i t_{I,i} + \sum_{i=1}^n p_i t_{corr.,i} \quad (8,3)$$

$$\bar{t}_o = \sum_{i=1}^n p_i t_{o,i} \quad (8,4)$$

Met de volgende symbolen:

- t_i = gemiddelde invaarvolgtijd
- t_{IF} = gemiddelde lustijd
- t_o = gemiddelde uitvaarvolgtijd
- p_i = percentage schepen in de i^e laadvermogen klasse
- $t_{i,i}$ = invaarvolgtijd standaard schip i^e klasse
- $t_{corr,i}$ = correctie term standaard schip i^e klasse
- $t_{o,i}$ = uitvaarvolgtijd standaard schip i^e klasse

Uit het voorgaande blijkt dat er schepen uit de laadvermogen klassen 3 t/m 8 te verwachten zijn. In onderstaande tabel zal voor standaard schepen uit deze klassen weergegeven worden wat de verwachten tijden zijn alsmede de gemiddelde tijden.

| Laadvermogen klassen | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | Gem. waarde |
|----------------------|------|------|------|------|------|------|-------------|
| Tonnage | 550 | 750 | 950 | 1150 | 1550 | 2250 | 1500 |
| Frequentie | 1 | 5 | 14 | 29 | 22 | 29 | ---- |
| A_M/A_G | 0.34 | 0.39 | 0.44 | 0.44 | 0.55 | 0.66 | ---- |
| B/B_G | 0.55 | 0.60 | 0.68 | 0.68 | 0.79 | 0.95 | ---- |
| Lusafstand | 144 | 150 | 156 | 169 | 174 | 184 | 171 |
| Invaartijd vol | 2.8 | 3.4 | 3.8 | 4.5 | 5.4 | 6.7 | 5.17 |
| Uitvaartijd vol | 1.8 | 2.3 | 2.7 | 3.0 | 3.6 | 4.6 | 3.51 |
| Correctie vol | --- | --- | --- | --- | --- | --- | 0.90 |
| Invaartijd leeg | 2.2 | 2.6 | 2.9 | 3.4 | 3.7 | 3.8 | 3.46 |
| Uitvaartijd leeg | 1.2 | 1.3 | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.3 | 1.93 |
| Correctie leeg | --- | --- | --- | --- | --- | --- | 0.65 |

Tabel 8.3: Overzicht in- en uitvaartijden en correctietermen voor bepaling in-, uitvaartijden en lustijden.

De gemiddelde waarden voor de capaciteit bepaling worden dan voor geladen schepen:

$$\bar{t}_I = 5.17 \text{ min.}$$

$$\bar{t}_{IF} = 5.17 + 0.90 = 6.07 \text{ min.}$$

$$\bar{t}_O = 3.51 \text{ min.}$$

en voor ongeladen schepen:

$$\bar{t}_I = 3.46 \text{ min.}$$

$$\bar{t}_{IF} = 3.46 + 0.65 = 4.11 \text{ min.}$$

$$\bar{t}_O = 1.93 \text{ min.}$$

8.2.3 Bedieningstijd

De bedieningstijd van een sluis is op te splitsen in drie delen:

- sluiten van de invaar opening
- overbruggen van het verval
- openen van de uitvaar opening

Voor de bedieningstijden van sluis deuren zijn waarden over-genomen uit de literatuur [4], zij zijn niet recent maar voor een indicatie goed genoeg. Voor het bovenhoofd worden puntdeuren aangehouden en voor het benedenhoofd een hefdeur. De gebruikte tijden zijn gemiddelde waarden van meerdere sluizen.

Voor puntdeuren geldt:

- openen = 1.4 min.
- sluiten = 2.0 min.

Voor hefdeuren geldt:

- openen = 2.2 min.
- sluiten = 3.2 min.

De tijd nodig om het verval te overbruggen is afhankelijk van het aantal toe te passen spaarbekkens, de breedte van de spaarbekkens en het rest verval dat overblijft tussen kolk en spaarbekken. Uit de berekening in het vorige hoofdstuk volgde een vultijd van 11.8 minuten, voor de berekening van de capaciteit wordt deze waarde gebruikt.

8.2.4 Maximaal aantal schepen in de kolk per schutting

Het maximum aantal schepen in de kolk is afhankelijk van het aanbod van schepen en hun lengte en breedte. Gezien de kolk afmetingen ($12 \times 120 \text{ m}^2$), de frequentie verdeling van de te verwachten schepen (zie eerder in dit hoofdstuk) en rekening houdend met een veiligheid toeslag van 5% van de scheepslengte is de kans op meerdere schepen tegelijk in de kolk te verwaarlozen.

Voor de berekening wordt uitgegaan van één schip tegelijk in de kolk.

8.2.5 Bepaling cyclustijd

Scheepvaart in westelijke richting:

| | |
|----------------------------------------|-----------|
| - lustijd = $0.9 * 6.1 + 0.1 * 4.1 =$ | 5.9 min. |
| - sluiten hefdeur = | 3.2 min. |
| - overbruggen verval = | 11.8 min. |
| - openen puntdeuren = | 1.4 min. |
| - uitvaren = $0.9 * 3.5 + 0.1 * 1.9 =$ | 3.3 min. |

Scheepvaart in oostelijke richting:

| | |
|------------------------------------------|-----------------|
| - lustijd = $0.26 * 6.1 + 0.74 * 4.1 =$ | 4.6 min. |
| - sluiten puntdeuren = | 2.0 min. |
| - overbruggen verval = | 11.8 min. |
| - openen hefdeur = | 2.2 min. |
| - uitvaren = $0.26 * 3.5 + 0.74 * 1.9 =$ | <u>2.3 min.</u> |

| | |
|--------|-----------|
| Totaal | 48.5 min. |
|--------|-----------|

Bij volle benutting van de sluis gedurende 50 weken, 6 dagen per week en 18 uur per dag is de totale hoeveelheid lading die vervoerd kan worden in één richting (beladinggraad 90%):

$$\frac{60}{48.5} * 0.9 * 1500 * 18 * 6 * 50 = 9.019 * 10^6 \text{ ton}$$

8.2.6 Conclusie

Wordt nu gekeken naar de verwachte hoeveelheid te vervoeren goederen waarbij rekening is gehouden met een pessimistische en een optimistische voorspelling zie onderstaande tabel.

| Richting | Laag | | | Hoog | | |
|-----------|------|------|------|------|-------|-------|
| | 1990 | 2015 | 2030 | 1990 | 2015 | 2030 |
| Oostelijk | 5629 | 7460 | 9242 | 7129 | 12527 | 16130 |
| Westelijk | 2089 | 2393 | 2724 | 2089 | 3475 | 4723 |

Tabel 8.5: Totaal vervoerpotentieel TMK (in 1000 ton) [1].

Dan zijn de volgende conclusies te trekken:

Uitgaande van de optimistische prognose:

In 2030 zullen twee sluizen nodig zijn, tezamen kunnen ze de te verwachten goederen stroom verwerken. Beide sluizen draaien dan nog niet op maximum capaciteit (in westelijke richting). In oostelijke richting is de maximum capaciteit dan nog lang niet bereikt.

Uitgaande van de pessimistische prognose:

Wordt één sluis gebouwd dan is het aanbod in 2030 groter dan de maximum capaciteit. Gezien de kleine overschrijding van de capaciteit is een grotere kolk toepassen een goedkopere oplossing dan een tweede sluis bouwen. Eventueel kan de capaciteit hoger uitvallen als na model onderzoek zou blijken dat de afvoeroeficiënten gunstiger uitvallen dan bepaald in hoofdstuk 5, maar daar is nu geen eenduidige uitspraak over te doen.

Gezien de resultaten zal in eerste instantie één sluis gebouwd worden. In de toekomst als er meer zicht is op de economische ontwikkelingen en de daarbij al of niet opbloeiende handel in het oostelijk deel van Europa kan alsnog besloten worden een tweede sluis te bouwen.

8.3 Bestaande kanalen

De Twenthe kanalen zijn geschikt voor scheepvaart klasse IV ($85 * 9,75 * 2,5$ m). In de praktijk worden grotere schepen toegelaten ($110 * 9,75$ m, ca 1500 ton). Door verbreding en verdieping worden de bestaande kanalen geschikt gemaakt voor klasse V scheepvaart ($110 * 12 * 2,80$ m, ca 2300 ton). De bestaande sluizen in de Twenthe kanalen hebben allen een breedte van 12 m en een lengte van 140 m. In Duitsland wordt gestreefd naar het verbeteren van de belangrijkste Noord-Duitse kanalen zodat ze bevaarbaar worden voor klasse V schepen. Echter de planning van het geheel is nog niet duidelijk.

Uit dit voorgaande kan de conclusie getrokken worden dat de berekende capaciteit haalbaar is zodra de bestaande kanalen verbeterd zijn.

9 Globale dimensionering alternatieven

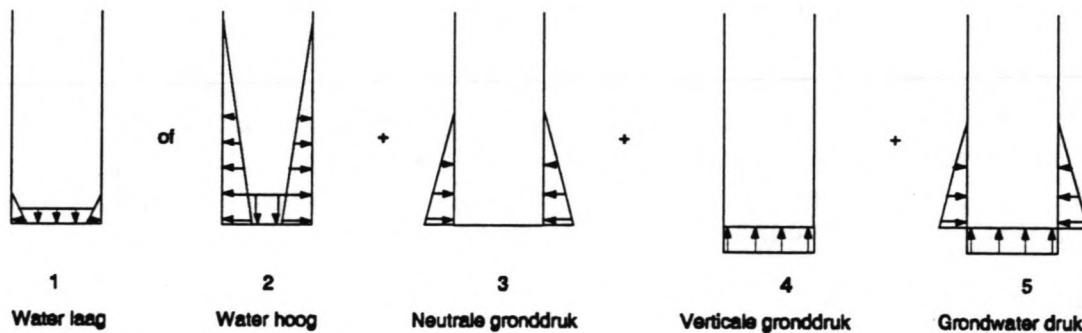
9.1 Sluiskolk

9.1.1 Dimensionering

In hoofdstuk 3 zijn voor de sluis constructie 4 alternatieven ontwikkeld die hoofdzakelijk een verschillende wandconstructie hebben. Voor iedere variant zal aan de hand van twee eenvoudige belastinggevallen het maximum moment en de bijbehorende dwarskracht bij verschillende grondniveaus bepaald worden. Deze belastinggevallen zijn:

- het water niveau in de sluis is gelijk aan het niveau in het bovenpand in combinatie met neutrale gronddruk en hydrostatisch grondwater.
- het water niveau in de sluis is gelijk aan het niveau in het benedenpand in combinatie met neutrale gronddruk en hydrostatisch grondwater.

De troskrachten en de wrijving van de grond langs de wanden worden in dit stadium van het ontwerp niet meegenomen, bij een verdere uitwerking van het gekozen alternatief zal de wandwrijving wel meegenomen worden.



Figuur 9.1: Belasting schematisatie.

Voor deze dimensionering zijn de volgende aannamen gedaan:

- De sluiswand is aan de vloer zijde volledig ingeklemd (indien nodig i.v.m. stabiliteit van de constructie), de dikte van de wand verloopt over de hoogte.
- De vloer heeft een gelijke dikte als de onderzijde van de wand.
- De grond wordt aangenomen als één homogeen pakket met:

$$\gamma_{nat} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$K_{neutraal} = 1 - \sin\phi$$

$$c = 0 \text{ kN/m}^2$$

- Het grondwater wordt verondersteld een hydrostatisch drukverloop te hebben, het grondwaterpeil bevindt zich 1 m onder het oorspronkelijke maaiveld.

Bij de keuze uit de alternatieven zal het materiaal (betonvolume per meter wand) nodig om de krachten en momenten op te nemen uiteindelijk de bepalende factor zijn. Bij de berekening is het water in de sluis (hoog of laag) en het grondwater een constante belasting. Daarentegen is de gronddruk een belasting die varieert in grootte, dit wordt bereikt door de het grondniveau naast de kolk te variëren. Bij de minimum belasting is het grondniveau gelijk aan de bovenzijde van de sluisvloer en bij de maximum belasting gelijk aan de bovenzijde van de wand (29 m), per berekening wordt het aanvulniveau met 0,5 m verhoogd. Met deze belasting wordt aan de hand van een eenvoudige formule het moment en de dwarskracht bepaald bij de inklemming (onderzijde wand). Met behulp van het berekende moment en dwarskracht wordt de maatgevende dikte aan de onderzijde van de wand bepaald. Naar boven toe wordt de wand dunner, hiervoor wordt $h = 2000$ mm aangehouden tenzij uit een berekening een andere waarde volgt. Uit de twee dikten wordt een gemiddelde wanddikte verkregen welke vermenigvuldigd wordt met de wand hoogte. De vloer krijgt voorlopig een gelijke dikte als de onderzijde van de wand, het volume van de vloer wordt bij het volume van de wanden opgeteld. Dit wordt voor iedere belastingtap gedaan zowel bij gevulde als lege kolk. De grafische voorstelling hiervan is onder andere weergegeven in figuur 9.2. Het kan zijn dat de curve een knik vertoont, dit komt doordat aan de ene zijde de dwarskracht en aan de andere zijde het moment maatgevend is.

Bij alle alternatieven wordt gerekend met een wapeningspercentage van 0,70 %, betonkwaliteit B 35 en staalkwaliteit FeB 500. Gestreefd wordt naar oplossingen zonder dwarskrachtwapening, tenzij anders vermeld wordt geen dwarskrachtwapening toegepast. Ter bepaling van de benodigde afmeting t.b.v. de op te nemen dwarskracht wordt de minimum waarde van $0,55 \text{ N/mm}^2$ aangehouden.

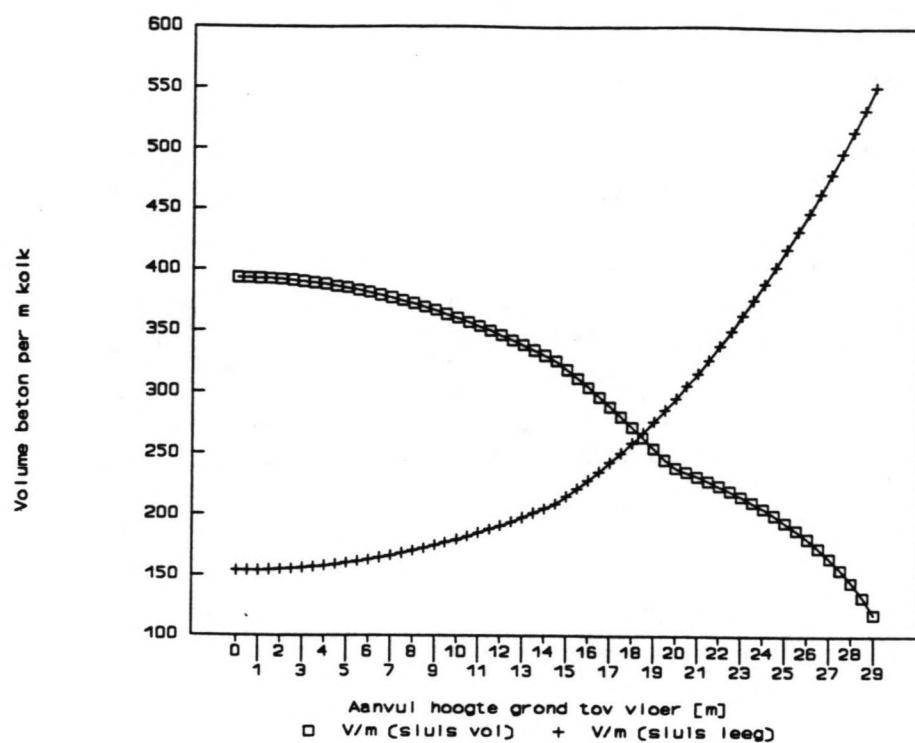
Vlakke en volle wand

Bij de eerder geschatte belasting gevallen is het verloop van benodigd betonvolume bij verschillende maaiveldniveaus weergegeven in figuur 9.2. In de figuur is het benodigde betonvolume per meter kolk uitgezet tegen de aanvulhoogte van de grond voor respectievelijk een gevulde en een lege kolk. De aanvulhoogte is gegeven in meters boven de bovenkant van de sluisvloer, die ligt op NAP + 12.00 m. Uit de figuur blijkt dat de het kleinste betonvolume bereikt wordt bij een aanvulhoogte van NAP + 30.50 m (12.00 + 18.50 m).

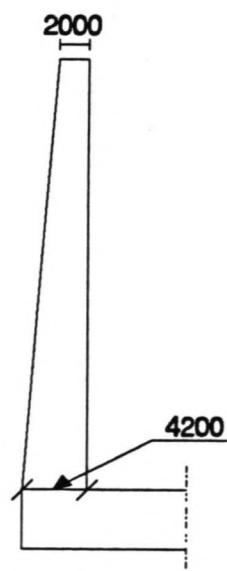
Dit leidt tot de volgende krachten:

$$\begin{aligned} - M_{\text{vol}} &= -30,7 * 10^3 \text{ kNm}, D_{\text{vol}} = -2,3 * 10^3 \text{ kN} \\ - M_{\text{leeg}} &= 13,1 * 10^3 \text{ kNm}, D_{\text{leeg}} = 2,3 * 10^3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Waaruit volgt $h = 4200$ mm ter plaatse van de aansluiting met de vloer, de doorsnede verloopt van $h = 4200$ mm (onderzijde) naar $h = 2000$ mm (bovenzijde). De vloer krijgt een gelijke dikte als onderzijde van de wand in verband met het opnemen van de momenten bij de aansluiting met de wand.



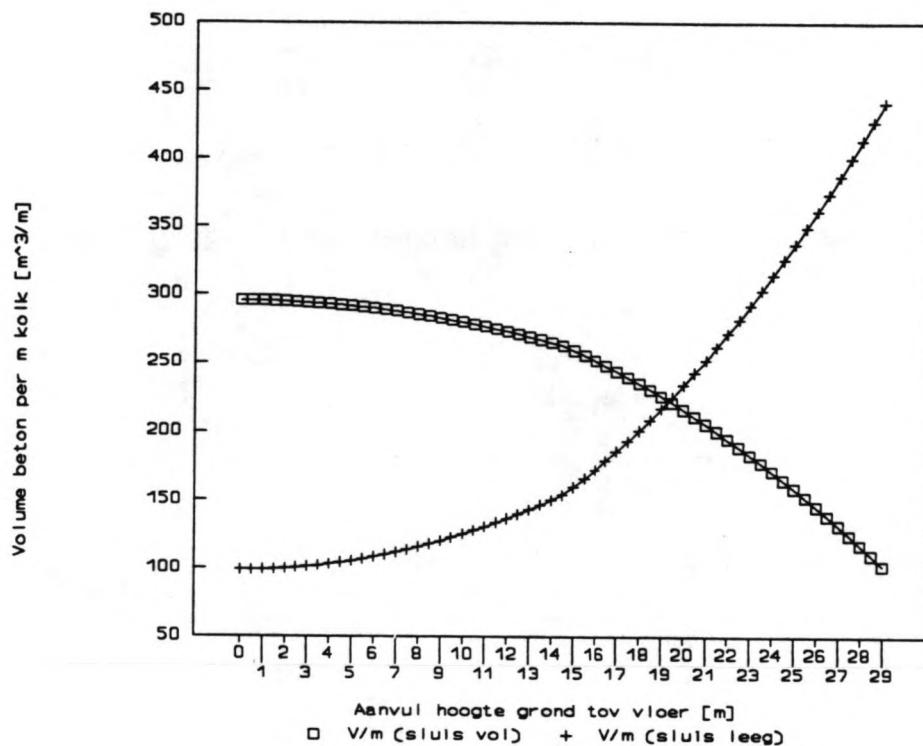
Figuur 9.2: Verloop van benodigd betonvolume per meter kolk bij verschillende aanvulhoogten.



Figuur 9.3: Doorsnede wand met afmetingen bij toepassing volle en vlakke wand.

Mocht het verloop van dwarskrachten en/of momenten in de vloer aanleiding geven voor een reductie van de afmetingen dan zal dit waar mogelijk aangepast worden. Het betonvolume per m meter sluiskolk wordt dan inclusief vloer $265 \text{ m}^3/\text{m}$. In bijlage 6 is voor de optimale aanvulhoogte een voorbeeld berekening gegeven.

Om vervormingen en momenten eventueel te kunnen reduceren is ook de mogelijkheid van het koppelen van de wanden aan de bovenzijde op gelijksoortige wijze uitgewerkt. De wanden zijn daarvoor met 4,5 m verhoogd zodat aan de doorvaarthoogte wordt voldaan, vervolgens is tussen de wanden een "dak" aangebracht zodat de wanden aan de bovenzijde gefixeerd zijn. Omdat in de koppeling bij gevulde kolk en een lagere aanvulhoogte trekkrachten optreden wordt de koppeling in staal gemaakt. De koppeling bestaat uit een aantal profielen die op een zekere afstand van elkaar geplaatst zijn. Hiermee wordt voorkomen dat de kolk een donker geheel wordt, wel zullen ter plaatse van de aansluiting koppeling-wand voorzieningen getroffen moeten worden om de krachten in te leiden.



Figuur 9.4: Verloop betonvolume per meter wand bij verschillende aanvulniveaus bij gekoppelde wanden.

Dit leidt tot de volgende krachten:

$$\text{Sluis vol: } M_{\text{onder}} = -12,0 * 10^3 \text{ kNm}, \quad D_{\text{onder}} = -1,3 * 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{\text{boven}} = 0 \text{ kNm}, \quad D_{\text{boven}} = -0,9 * 10^3 \text{ kN}$$

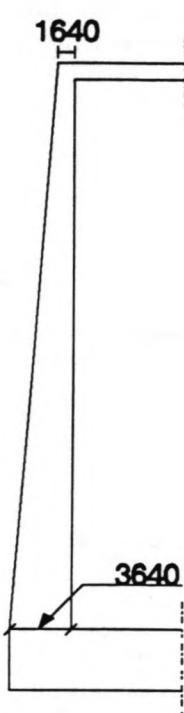
$$\text{Sluis leeg: } M_{\text{onder}} = 8,9 * 10^3 \text{ kNm}, \quad D_{\text{onder}} = 2,0 * 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{\text{boven}} = 0 \text{ kNm}, \quad D_{\text{boven}} = 0,4 * 10^3 \text{ kN}$$

De gunstigste krachten en momenten worden bereikt door een grondaanvulling aan te brengen tot NAP + 31 m (aanvulhoogte 19 m) zie figuur 9.4.

De doorsnede verloopt van $h = 3640$ mm aan de onderzijde naar $h = 1640$ mm aan de bovenzijde.

Wordt ook hier de vloer dikte gelijk genomen aan de onderzijde van de wand dan resulteert dit in een volume van $248 \text{ m}^3/\text{m}$ sluiskolk (dit is exclusief koppeling).



Figuur 9.5: Doorsnede wand met afmetingen bij toepassing volle vlakke wand met een koppeling tussen de wanden.

Dunne wand in combinatie met steunberen

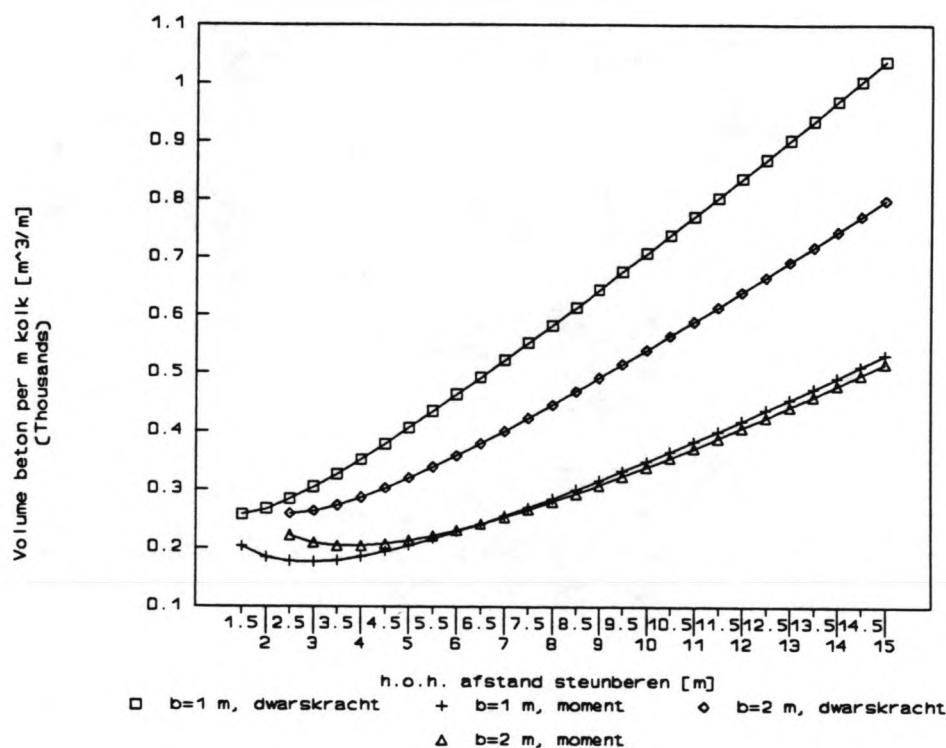
Uit het voorgaande volgt dat de gunstigste belasting bereikt wordt bij een aanvulhoogte van 18,5 m. Bij de combinatie van een dunne wand met steunberen is dit ook het geval (constructie schematisatie is gelijk). De optredende krachten en momenten zijn dus ook gelijk aan die bij een vlakke volle wand. Het maatgevende moment treedt op bij een gevulde kolk ($-30,7 * 10^3 \text{ kNm}$) hierdoor buigt de wand naar buiten zodat de flens (dunne wand) deel is van de trekzone. Hierdoor kan het moment geconcentreerd gedacht worden in de steunberen.

De dwarskracht wordt wel ten dele door de dunne wand opgenomen. De dunne wand krijgt ook te maken met momenten en dwarskrachten haaks op de steunberen, de wand gaat zich gedragen als een doorgaande ligger op meerdere steunpunten. Hier is de belasting die bij een lege sluis optreedt maatgevend.

Bij de globale dimensionering is getracht een optimale h.o.h. afstand voor de steunberen te bepalen, dit is gedaan door de eerder bepaalde (meest gunstige) belasting op de wand uit te oefenen. Deze belasting houdt in dat het maaiveld verhoogt wordt tot NAP + 30,5 m. De belasting voor de dunne wand wordt daarmee maximaal 209 kN/m².

Door de h.o.h. afstand tussen de steunberen te laten variëren van 1,5 tot 15 m bij steunbeer breedte van 1 m en een h.o.h. afstand van 2,5 tot 15 m bij een steunbeer breedte van 2 m wordt de grafiek verkregen die in figuur 9.6 is weergegeven.

De twee lijnen die continu stijgen geven het betonvolume weer indien geen dwarskrachtwapening wordt toegepast, de onderste twee zijn berekend aan de hand van de dikte nodig om het moment op te nemen waarbij de dwarskracht deels door wapening wordt opgenomen. De dikte van de dunne wand wordt zodanig bepaald dat de dwarskracht volledig opgenomen wordt door de wand.

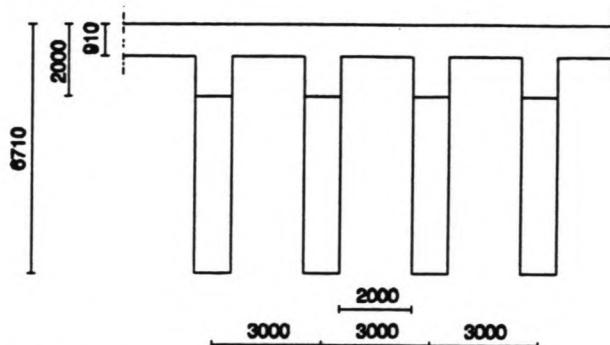


Figuur 9.6: Betonvolume per meter kolk bij verschillende h.o.h. afstanden van de steunberen.

De optredende dwarskrachten en momenten zijn:

$$\text{steunbeer: } M = -92,1 * 10^3 \text{ kNm}, \quad D = -6,9 * 10^3 \text{ kN}$$

$$\text{vlakke wand: } M = -0,2 * 10^3 \text{ kNm}, \quad D = -0,5 * 10^3 \text{ kN}$$



Figuur 9.7: Bovenaanzicht wand met afmetingen bij toepassing dunne wand in combinatie met steunberen met dwarskrachtwapening.

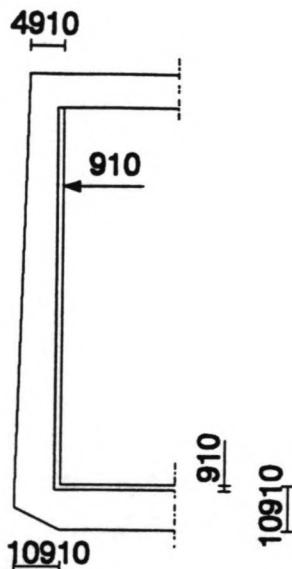
Indien geen dwarskracht wapening gewenst is worden de afmetingen voor de vlakke wand $h = 910$ mm en voor de steunbeer $h = 11640$ mm bij een breedte van 1 m. De vlakke wand verandert niet van afmetingen maar de steunberen worden met het toenemen van de hoogte gereduceerd tot 2 m aan de bovenzijde. Wordt wel dwarskrachtwapening toegepast in de steunbeer dan wordt de afmeting gereduceerd tot $h = 6900$ mm.

De h.o.h. afstand is 3 m en het bijbehorende betonvolume zonder dwarskrachtwapening in de steunbeer is $312 \text{ m}^3/\text{m}$ en met dwarskrachtwapening $185 \text{ m}^3/\text{m}$. In beide gevallen is verondersteld dat de steunberen in de vloer als ribbels door gaan. Zie voor de berekening bijlage 8.

Bekijken we de optie van de wanden aan de bovenzijde aan elkaar te koppelen in het verlengde van de steunberen dan worden de optredende krachten:

- $M_{\text{onder}} = -36,0 * 10^3 \text{ kNm}, \quad D_{\text{onder}} = -6,0 * 10^3 \text{ kN}$
- $M_{\text{boven}} = 0 \text{ kNm}, \quad D_{\text{onder}} = -2,7 * 10^3 \text{ kN}$

Dit resulteert in een dikte van $h = 10910$ mm aan de onderzijde die verloopt naar $h = 4910$ mm aan de bovenzijde (zonder dwarskrachtwapening). Hierbij worden de steunberen doorgedragen in de vloer, de koppeling wordt tot stand gebracht door stalen profielen. Voor de dunne wand tussen de steunberen wordt $h = 910$ gehouden. Dit resulteert in een betonvolume per meter sluiskolk van $343 \text{ m}^3/\text{m}$. Zie voor de berekening bijlage 9.



Figuur 9.8: Doorsnede sluiskolk bij toepassing steunberen met gekoppelde wanden.

Relatief dunne wand met randbalk

De wand wordt verondersteld te zijn ingeklemd ter plaatse van de vloer en vrij opgelegd ter plaatse van de randbalk. De randbalk wordt gesteund door de beide sluishoofden waar de oplegging gezien de grote krachten die optreden wordt aangenomen als 50 % inklemming. Ook bij deze berekening is de maaiveld hoogte gevarieerd. Voor de constructie onderdelen, randbalk en wand, is de dwarskracht maatgevend. Het kleinst mogelijke beton volume wordt bereikt bij een maaiveld hoogte van 28 m + NAP.

De krachten in de wand worden dan:

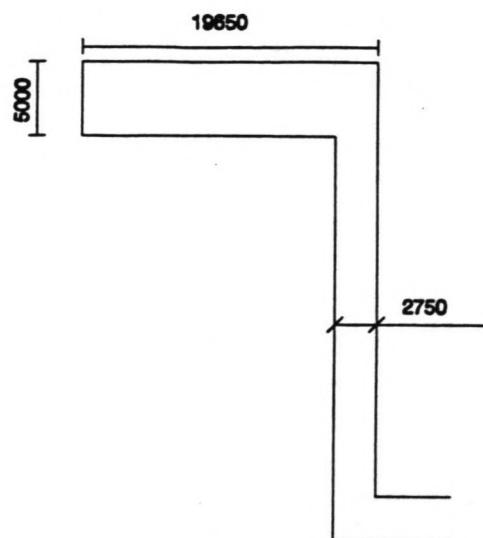
- $M = -11,5 * 10^3 \text{ kNm}$
- $D = -1,7 * 10^3 \text{ kN}$

Dit levert een wand dikte op van $h = 2750 \text{ mm}$ (geen dwarskrachtwapening).

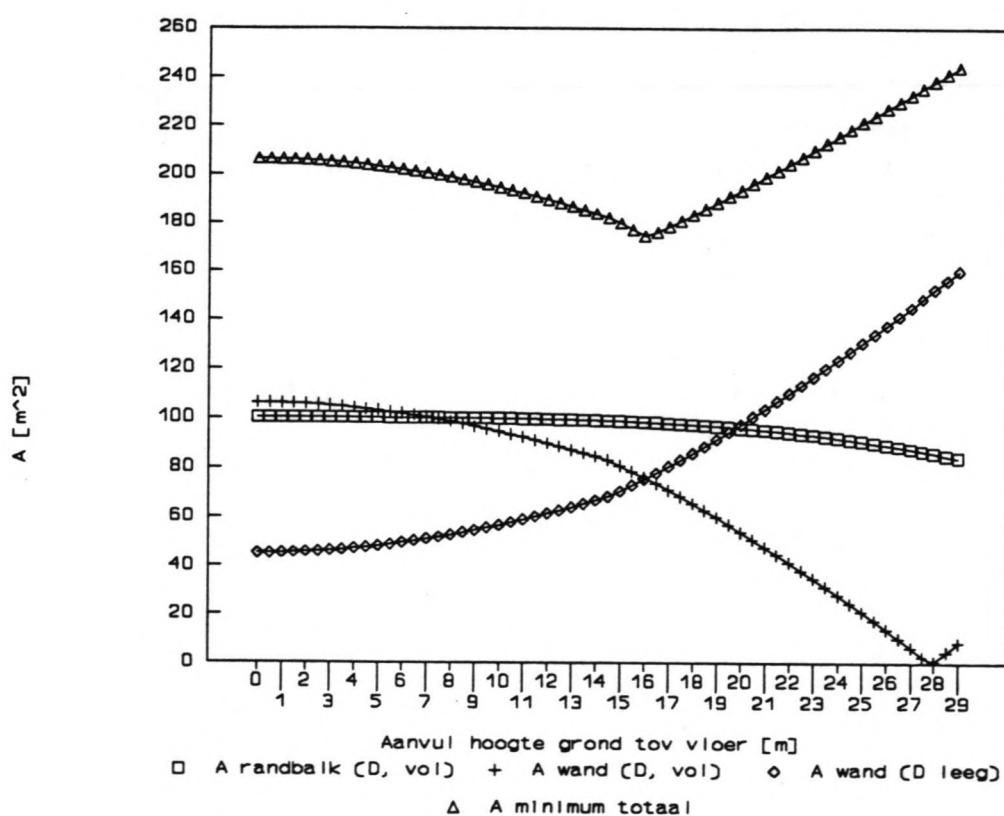
De krachten in de randbalk worden dan:

- $M = 3982 * 10^3 \text{ kNm}$
- $D = 199 * 10^3 \text{ kN}$

Om dit op te kunnen nemen is globaal een betondoorsnede nodig van 98.2 m^2 wat resulteert in $h = 49100 \text{ mm}$ bij een breedte van 2000 mm of $h = 19650 \text{ mm}$ bij een breedte van 5000 mm .



Figuur 9.9: Doorsnede wand met afmetingen wand bij toepassen relatief dunne wand met randbalk.



Figuur 9.10: Verloop betonvolume per m wand bij een relatief dunne wand en randbalk.

Een relatief dunne wand met een zeer zware randbalk levert problemen op. Zo zal er een steunconstructie voor de randbalk gemaakt moeten worden anders blijft die niet op zijn plaats. Gezien de afmetingen van de randbalk zal dit alternatief niet meegenomen worden bij het afwegen van de verschillende alternatieven.

Vlakke wand met groutankers

Bij een vlakke wand met groutankers is gedacht aan een wand die door de ankers overeind gehouden wordt (geen inklemming aan de voet van de wand). Hiervoor is gedacht aan het toepassen van meerdere ankers boven elkaar over de gehele lengte van de kolk. In hoogte richting worden 4 ankers boven elkaar geplaatst h.o.h. 4 m (verticaal), het eerste anker 4 m boven de vloer. In lengte richting worden de ankers h.o.h. 2,5 m geplaatst. Voordat de krachten in de wand zijn berekend zijn de mogelijke ankerkrachten nader bekeken. Doordat er slechts een lang gerekte zandlaag aanwezig is ter hoogte van de sluisvloer moeten de ankers achter elkaar geplaatst worden. De hellingen van de ankers variëren van 1:4 voor het onderste tot 1:3 voor het bovenste anker. De lengte van de ankers varieert van 18 m tot 48 m. In bijlage 10 wordt de berekening gegeven.

Omdat de ankers achter elkaar komen beïnvloeden ze elkaar, uit oogpunt van de veiligheid van het totale systeem kunnen de gezamenlijke ankerkrachten niet groter zijn dan de mogelijk opneembare ankerkracht van de grondoot die het bovenste anker vasthoudt gedeeld door een veiligheidsfactor. Dit heeft als resultaat dat de toelaatbare ankerkrachten klein zijn. Tevens is de beschikbare ankerkracht niet voldoende om de wand vast te houden. Het enige wat door het aanbrengen van de ankers bereikt wordt is, dat de dwarskracht gereduceerd wordt. Om de dwarskrachten te reduceren kan echter ook met één anker volstaan worden. Dit ene anker moet dan de totaal mogelijke ankerkracht op de wand overbrengen. Gezien de mogelijke ankerkrachten moet dat geen problemen opleveren. De maximale dwarskracht reductie is gelijk aan de maximaal mogelijke ankerkracht, die varieert van 90 tot 400 kN. De reductie treedt alleen op bij het belastinggeval van een lege kolk.

Uit het bovenstaande is te concluderen dat een niet ingeklemde wand met ankers geen reële oplossing is maar dat de ankers wel gebruikt kunnen worden voor het reduceren van de dwarskracht.

9.1.2 Keuze uit de alternatieven

In de vorige paragraaf is een viertal alternatieven eventueel gekoppeld aan de bovenzijde nader bekeken. Uit de gegevens die daarbij naar voren zijn gekomen vallen twee alternatieven af omdat gebleken is dat het geen reële oplossingen zijn. Deze twee alternatieven zijn een relatief dunne wand met randbalk en een vlakke verankerde kolwand.

Bij de keuze uit de overige alternatieven wordt uitgegaan van de veronderstelling dat het minste constructiemateriaal gebruik leidt tot de laagste kosten. Dit hoeft echter niet zo te zijn bijvoorbeeld door gecompliceerde bekisting. Bij het afwegen van de hoeveelheid materiaal wordt naar het aantal m^3 beton/m wand lengte gekeken. Indien het verschil in hoeveelheid beton tussen de alternatieven gering is wordt eventueel gekeken naar de factor arbeidsloon en hulpmateriaal gebruik.

| Type constructie | Volume beton [m ³ /m] |
|-------------------------------------------------------|-------------------------------------|
| Vlakke en volle wand | 268 |
| Vlakke en volle wand met koppeling | 248 |
| Dunne wand in combinatie met steunberen | 312 |
| Dunne wand in combinatie met steunberen met koppeling | 343 |

Tabel 9.1: Overzicht alternatieven met het benodigde betonvolume per meter, zonder toepassing van dwarskrachtwapening.

Uit het overzicht blijkt dat de 2 beste alternatieven redelijk bij elkaar in de buurt liggen. De vlakke en volle wand met bovenkoppeling kent het minste betonvolume per m indien geen dwarskrachtwapening wordt toegepast.

De dunne wand met steunberen, dwarskrachtwapening en bovenkoppeling heeft een nog kleiner betonvolume per m echter het oppervlak per m is een stuk groter. De volle en vlakke wand heeft een oppervlak van 2 m/m en de dunne wand met steunberen en bovenkoppeling 4,6 m/m. Bij het maken van de kolk is dus meer bekisting nodig, het aanbrengen kost meer arbeidsloon en voor de wapening (andere vormgeving en extra wapening) zijn een aantal extra handelingen nodig die ook kosten verhogend werken.

Op grond van deze overwegingen wordt gekozen voor de eenvoudiger uit te voeren kolk met vlakke volle wand met bovenkoppeling. Het betonvolume is weliswaar zonder de koppeling zodat de prijs voor het geheel hoger uitvalt maar door de koppeling worden ook de vervormingen beperkt.

Normaal gesproken zal een kostprijs vergelijk deze keuze moeten staven, het voert echter te ver om de constructie uit te gaan splitsen om zodoende een reële prijs boven tafel te krijgen.

In hoofdstuk 10 zal bij de uitwerking van het gekozen alternatief gekeken worden naar de mogelijkheid de afmetingen te reduceren door de dwarskrachten te beperken. Dit kan gedaan worden door het aanbrengen van ankers. Ook is het mogelijk de dwarskrachten op te nemen door het toepassen van voorgespannen beton.

9.2 Spaarbekken groep

Waterbesparing en capaciteit

In hoofdstuk 3 zijn een aantal alternatieven ontwikkeld ten aanzien van het aantal, de situering en de constructie van de bekkens. In de hoofdstukken 4 t/m 7 is nader ingegaan op het hydraulisch gedeelte van de spaarbekkensluis. Hierbij is een keuze gemaakt voor het toepassen van 3 bekkens in verband met de waterbesparing en een restverval van 0,25 m dit om de schuttijden niet te veel op te laten lopen. Met deze gegevens is in hoofdstuk 8 de capaciteit van het sluiscomplex bepaald.

Deze capaciteit is gezien de prognose voldoende tot in de volgende eeuw waarbij een redelijke water besparing wordt gehaald zodat er vanuit gegaan wordt dat de sluis van 3 bekkens wordt voorzien.

Door de resultaten van de hoofdstukken 4 t/m 8 vallen alle alternatieven met 2 bekkens af. De overgebleven varianten hebben allen 3 bekkens die slechts verschillen in situering.

Situering

De situering kent grofweg 3 mogelijkheden:

- alle bekkens aan één zijde boven elkaar
- alle bekkens aan één zijde naast elkaar
- de bekkens aan weerszijde naast elkaar

Alle bekkens boven elkaar is te verkiezen wanneer op de bouwlocatie weinig ruimte beschikbaar is. Bij de nu gekozen lokatie speelt dit niet direct zodat dat argument vervalt, tevens is voor het geheel een vrij zware fundatie nodig wat het in combinatie met de betonconstructie duur maakt.

Bij de overige mogelijkheden kunnen de bekkens op zodanige afstand geplaatst worden dat ze geen invloed hebben op de krachtswerking in de sluisconstructie. Echter door de bekkens dichtbij de sluis te plaatsen zou wellicht een gunstige beïnvloeding van de krachten in de sluis bewerkstelligd worden. Door de eerder gedane keuze liggen de peilen van de bekkens (bodempeil en maximum waterpeil) vast (zie tabel 9.2). Daar de twee bovenste bekkens geheel en gedeeltelijk boven het maaiveld liggen kunnen beide wanden profiteren van kleinere momenten. Als nadeel geldt dat mocht het complex in de toekomst uitbreiding behoeven, één bekken verplaatst moet worden waardoor een hergroepering noodzakelijk zal zijn. Om dit te voorkomen en bij toekomstige uitbreiding de bestaande sluis gehandhaafd kan worden, wordt gekozen voor situering van de bekkens aan één zijde van de sluis. Aan de andere zijde kan het maaiveld opgehoogd worden zover als wenselijk zodat een gunstiger krachtsverloop wordt bereikt.

Doordat alle bekkens aan een kant komen te liggen en een lichte verhoging van het maaiveld gewenst is NAP + 31 m (oorspronkelijk maaiveld NAP + 27,5 m) ligt het voor de hand om het hoogst gelegen bekken naast de kolk te situeren en het laagst gelegen bekken het verst van de kolk af.

Constructie wijze

Uit oogpunt van kosten ligt het voor de hand de bekkens te maken van een goedkoop materiaal. Dit kan op eenvoudige wijze omdat er voldoende klei beschikbaar om het als grondlichaam uit te voeren. De klei laag is dik genoeg om als afdichting te dienen, door het optreden van stroomsnelheden is bodembescherming waarschijnlijk wel gewenst. De andere twee alternatieven (betonnen bekken, bekken van damwand met klei bodem) behoren ook tot de mogelijkheden, zij zullen echter door ander materiaal gebruik duurder uitvallen. Gekozen wordt dan ook voor bekkens opgebouwd uit grond al of niet voorzien van bodembescherming.

| | Peil | Peil verschil t.o.v. maaiveld |
|--------------------|---------------|----------------------------------|
| Maaiveld | NAP + 27,50 m | ---- |
| Bovenkant bekken 1 | NAP + 35,30 m | + 7,80 m |
| Bodem bekken 1 | NAP + 30,35 m | + 2,85 m |
| Bovenkant bekken 2 | NAP + 30,60 m | + 3,10 m |
| Bodem bekken 2 | NAP + 25,65 m | - 1,85 m |
| Bovenkant bekken 3 | NAP + 25,90 m | - 1,60 m |
| Bodem bekken 3 | NAP + 20,95 m | - 6,55 m |

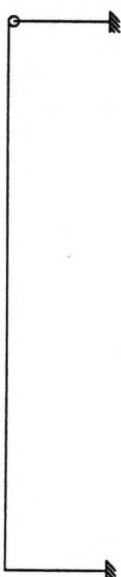
Tabel 9.2: Peilen spaarbekkens t.o.v. NAP en maaiveld.

10 Uitwerking gekozen alternatief

10.1 Sluis complex

10.1.1 Dimensionering kolk

Het gekozen alternatief is met behulp van een raamwerk programma door gerekend. Hiervoor is de halve kolk ingevoerd waarbij de vloer en de koppeling zijn ingeklemd. Met deze constructie en de belastingen zoals weergegeven in figuur 9.1 zijn de krachten en momenten berekend. Voor de in- en uitvoer van het rekenprogramma zie bijlage 11.



Figuur 10.1: Schematisatie kolk doorsnede ten behoeve van computerberekening.

Aan de hand van een eerdere schatting wordt gecontroleerd of de krachten en momenten opgenomen kunnen worden. Hierbij moet gesteld worden dat hieraan geen gedetailleerde wapening berekening ten grondslag ligt.

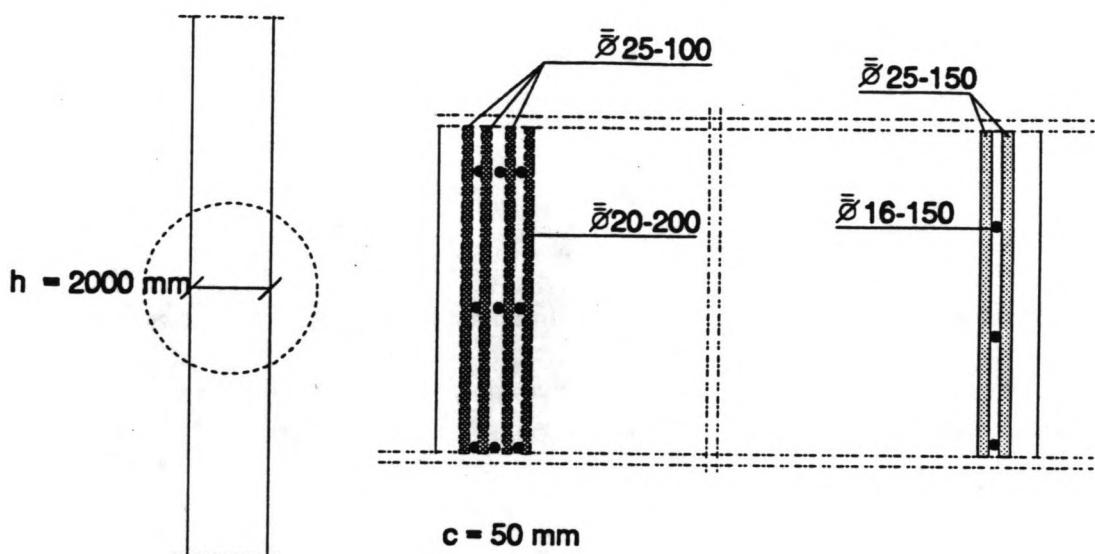
Kolkwanden

De maatgevende Normaal-, dwarskrachten en momenten voor de wand zijn (zie bijlage 11):

$$\text{- } M_{\max} = 10022 \text{ kNm}$$

$$\text{- } D_{\max} = 1669 \text{ kN, met } M = 3732 \text{ kNm en } N = -2931 \text{ kN}$$

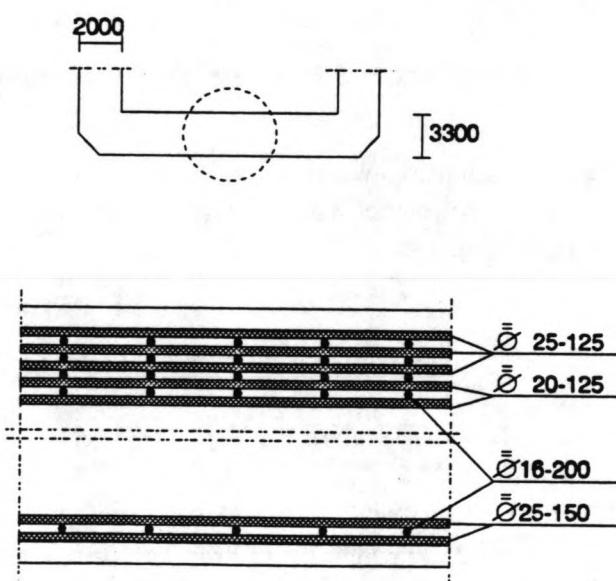
Uit de eerdere afschatting kwam een wanddikte van $h = 3650 \text{ mm}$ echter de op te nemen dwarskracht die hierbij gebruikt is, is een minimum waarde. Daarom is bij de nieuwe berekening gekozen voor een dikte van $h = 2000 \text{ mm}$ waarbij vervolgens gecontroleerd is of het maximum moment en dwarskracht op te nemen is. Uit bijlage 12 volgt dat dit geenszins een probleem is zodat voor de wanddikte $h = 2000 \text{ mm}$ aangehouden wordt.



Figuur 10.2: Doorsnede wand met wapening.

Kolkvloer

De optredende krachten en momenten zijn weergegeven in bijlage 11. In bijlage 13 is gecontroleerd of de momenten en dwarskrachten door de vloer opgenomen kunnen worden. Door de aanwezigheid van een trekkracht in de vloer (bij gevulde kolk) kunnen de scheuren in het beton meer open gaan staan. Om dit tegen te gaan is gedacht aan een minimale voorspanning zodat in de vloer constant een drukkracht aanwezig is.



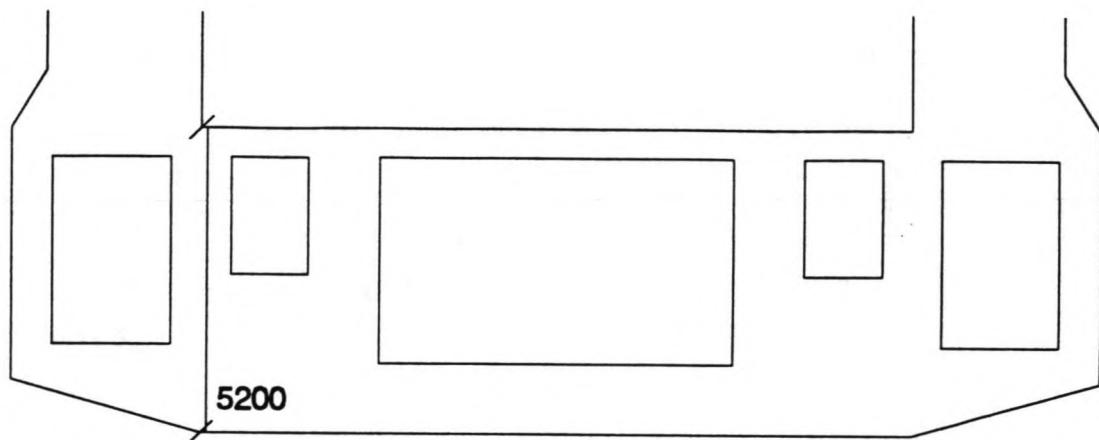
Figuur 10.3: Doorsnede vloer met wapening zonder leidingen.

Uit bijlage 13 volgt dat de minimum vloerdikte $h = 3300$ mm is. Deze afmetingen zijn van toepassing voor een homogene vloer zonder leidingstelsel.

Worden in de vloer de leidingen opgenomen zoals gedacht in hoofdstuk 4 dan moet de vloer een stuk dikker worden.

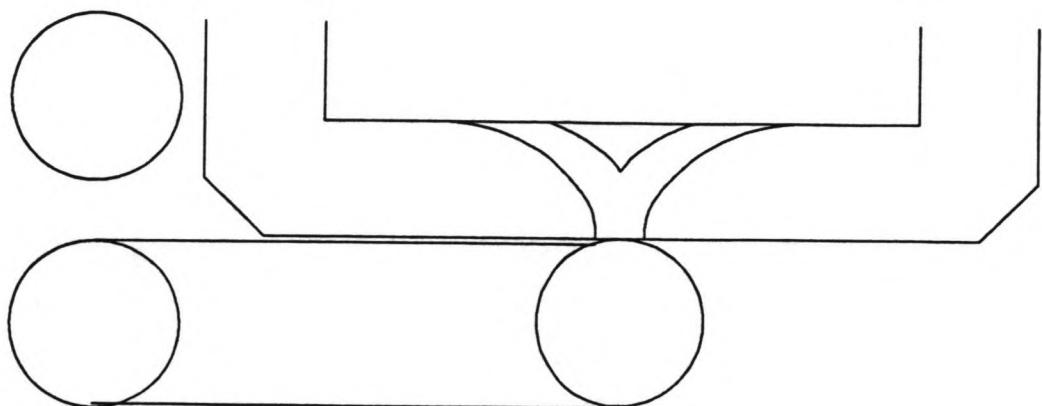
De leidingen hebben zelf al een grotere hoogte dan 2,4 m, wordt voor afschuifing de minimum τ_d aangehouden dan komt bij de leiding hoogte nog zo'n 3,5 m.

Voor de momenten is het probleem minder groot, het eventueel ontbreken van een betondrukzone kan ondervangen worden door het aanbrengen van drukwapening. Problemen hierbij worden veroorzaakt door de aanvoer leidingen vanuit het bovenpand. In eerste instantie waren die gesitueerd onder in de wanden maar in verband met de dwarskracht kunnen ze misschien beter onder de wand in de vloer opgenomen worden. Daarbij komt dan het probleem dat het inklemmingsmoment van wand naar vloer overgebracht moet worden. Ter plaatse van deze leiding zal dat niet meevallen.



Figuur 10.4: Vloer met inwendige leidingen.

Om aan dit probleem en de dikke vloer te ontkomen kunnen de leidingen misschien onder en naast de sluiskolk gesitueerd worden waarbij in het midden van de kolvloer leidingen naar de kolk gevoerd kunnen worden. De dwarskracht is hier relatief gering en doordat de leidingen niet al te groot zijn ($0,44 \text{ m}^2$) kunnen zij tussen de momentwapening gevoerd worden.



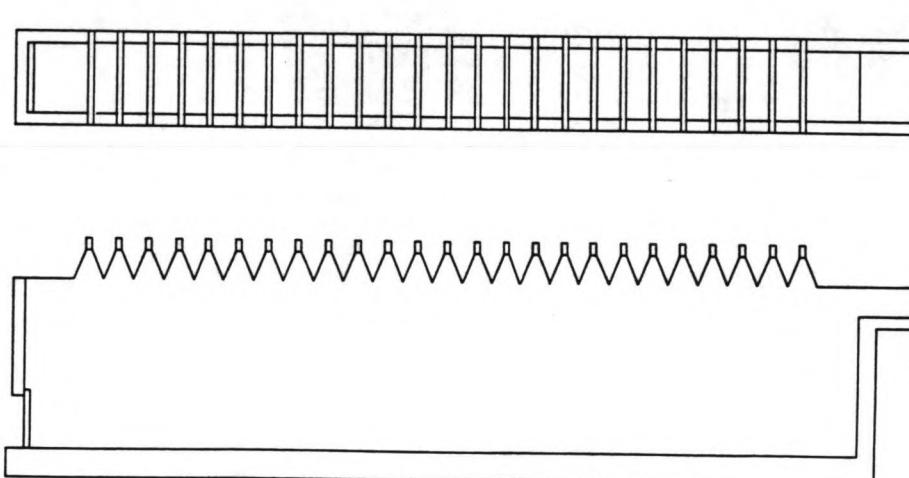
Figuur 10.5: Vloer met uitwendige leidingen.

Koppeling van de wanden

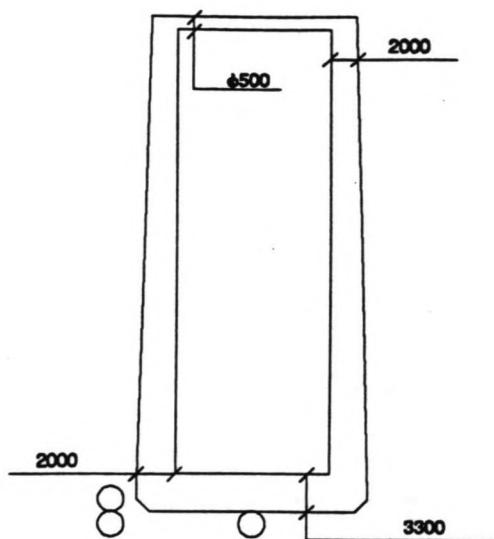
De bovenkoppeling wordt door middel van een scharnierconstructie aan de wanden bevestigd. De berekende momenten en dwarskrachten (bijlage 11) zijn per meter kolk berekend, bij een koppeling h.o.h. 5 m wordt de belasting van de balk 5 maal zo groot.

Omdat in de koppeling zowel trek als druk optreedt wordt dit in staal uitgevoerd. Hierbij wordt gedacht aan stalen buizen, de voorkeur voor buizen boven andere profielen komt door de geringe knik gevoeligheid van buizen. Voor de berekening zie bijlage 14. Het inleiden van de belasting in de wand (dwarskracht) kan een probleem zijn. Een mogelijkheid om dit tegen te gaan is het bovenstuk van de wand waar de belasting nog geconcentreerd is voor te spannen. Door de voorspanning neemt de normaalkracht toe waardoor de afschuifcapaciteit ook toeneemt.

Na deze uitwerking van het gekozen alternatief is in de volgende figuren de uiteindelijke oplossing voor de kolk constructie weergegeven.



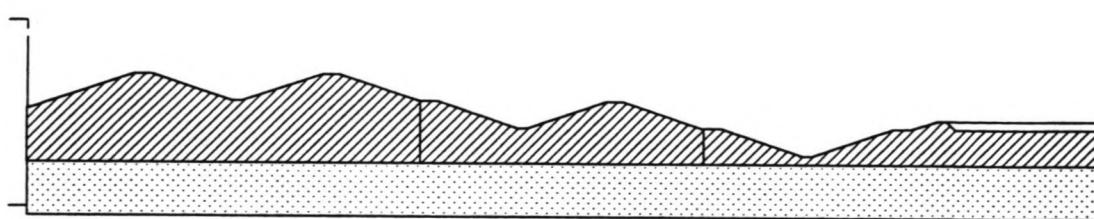
Figuur 10.6: Boven aanzicht en langs doorsnede kolk.



Figuur 10.7: Doorsnede kolk.

10.1.2 Spaarbekkens

De spaarbekkens komen allemaal aan de zelfde kant van de sluis te liggen. De constructie bestaat uit klei met een laag bekleding teneinde erosie tegen te gaan. De aansluiting met de kolk wordt door de bodem van de bekkens tot stand gebracht, om lekkage langs de leiding te voorkomen moet aan de uitvoering extra zorg besteed worden. Gedacht kan hierbij worden aan een kraag constructie om de leiding heen om zodoende de kwelweg te verlengen.

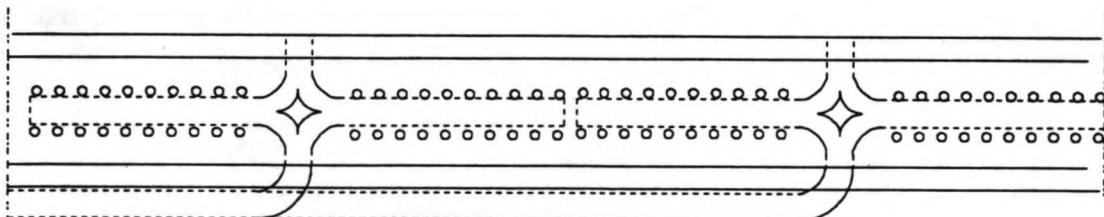


Figuur 10.8: Bekkens gesitueerd in klei laag.

Aan de onderzijde van de afsluitende klei zal het grondwater een opwaartse kracht uitoefenen. Om opbarsten te voorkomen zal het krachten evenwicht beschouwd moeten worden dit geld met name voor het laagst gelegen bekken. Een oplossing hiervoor is het verlagen van de grondwaterdruk. Door rondom het bekken een scherm aan te brengen ontstaat een geïsoleerd gebied waar de grondwaterstand verlaagd kan worden zonder dat er continu grondwater toestroomt. Eventueel is het aanbrengen van een vliesconstructie onder het bekken ook nog mogelijk.

Doordat klei redelijk grote zettingen kan ondergaan is het wenselijk om een voorbelasting uit te voeren zodat in relatief korte tijd een groot deel van de zetting bereikt is. Gezien de dikte van de aanwezige kleilagen is het aanbrengen van verticale drainage noodzakelijk wil het voorbelasten effect hebben. Het effect van de vervolgzetting, die lang kan doorgaan, kan zijn dat het bekken in de toekomst niet meer die ligging heeft die in eerste instantie beoogt werd. Een voor de hand liggende oplossing hiervoor zou kunnen zijn het na verloop van tijd verhogen van het bekken met een nieuwe kleilaag. Nader onderzoek zal moeten uitwijzen of de tijd die een "nieuwe klei laag" meegaat voldoende is om deze oplossing uitvoerbaar te maken.

10.1.3 Herziening hydraulisch systeem



Figuur 10.9: Bovenaanzicht vloer met inwendige leidingen.

Voor de constructie op zich is dit een betere oplossing dan de dikke vloer maar de interactie van tussen sluis, fundering en leidingstelsel zal nader onderzocht moeten worden. Tevens zal het hydraulisch systeem opnieuw bekeken moeten worden. Hier wordt op dit moment volstaan met een ruwe afschatting van de verliescoëfficiënt.

Vullen vanuit de bekkens

Voor de gebruikte formules zie ook hoofdstuk 4.

Afronding vulopening:

$$\xi = 0.03$$

Rechte leiding gemiddeld 30 m:

$$\xi = 0.16$$

Twee bochten 45° ($r/D = 2$):

$$\xi = 0.24$$

Afsluiter:

$$\xi = 0.10$$

Verdeelpunt:

$$\xi = 0.30$$

Vulbatterij:

$$\xi = 1.00$$

Totaal levert dit op:

$$\xi_{\text{totaal}} = 1.83$$

Wordt nu voor de traagheid gelijke waarden aangehouden als in hoofdstuk 4 dan komt de systeem verliescoëfficiënt op:

$$\xi_{\text{systeem}} = 2.42$$

wat tot een afvoercoëfficiënt leidt van:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{2.42}} = 0.64$$

Vullen uit bovenpand

Inlaat opening:

$$\xi = 0.03$$

Rechte leiding gemiddeld 75 m:

$$\xi = 0.47$$

Bocht 90°:

$$\xi = 0.44$$

Afsluiter, verdeelpunt en vulbatterij leveren samen (zie vullen vanuit bekkens):

$$\xi = 1.4$$

Totaal levert dit op:

$$\xi_{\text{totaal}} = 2.34$$

Traagheid (zie ook hoofdstuk 4):

$$\xi = 0.25$$

Dit levert een systeem verlies coëfficiënt van:

$$\xi_{\text{systeem}} = 2.59$$

De afvoercoëfficiënt wordt dan:

$$\mu = 0.62$$

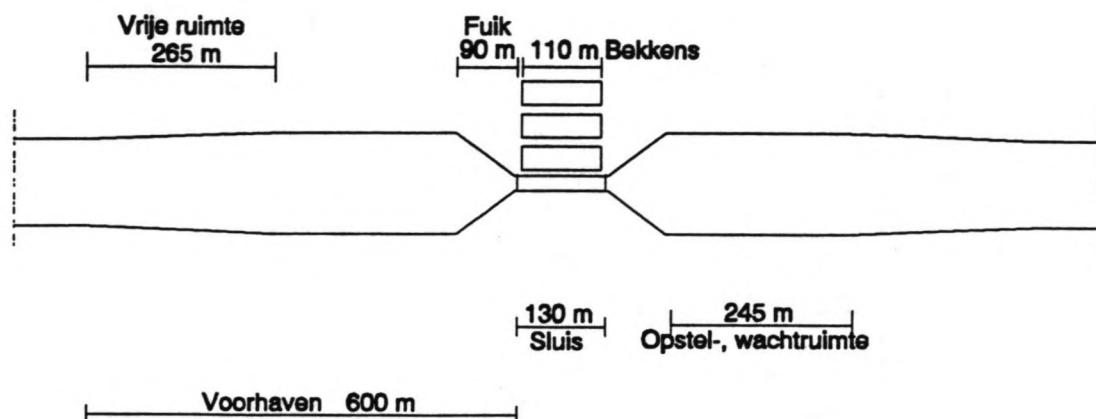
De afvoercoëfficiënten zijn gunstiger dan die in hoofdstuk 4 zijn berekend.

Dit komt doordat het leidingstelsel onder de kolkvloer minder bochten en versmallingen heeft. Door de instroom openingen in de sluis naar de buitenzijde te richten komt de vulstroom aan de zijkant van de schepen wat een rustiger ligging bevordert.

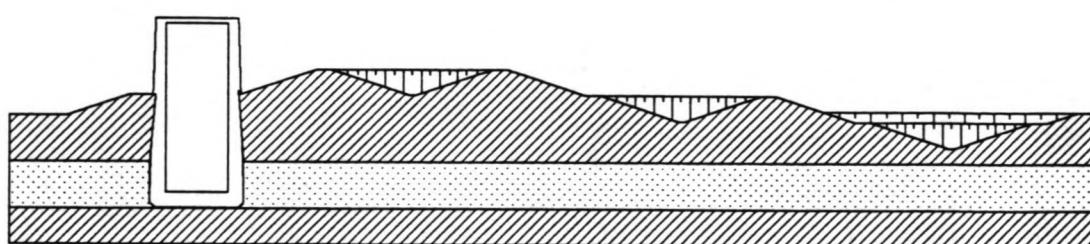
De uitkomst van de herziening van de afvoercoëfficiënten heeft slechts een indicatief karakter. De vul en ledigtijden worden niet opnieuw uitgerekend omdat een gefundeerde uitspraak pas mogelijk is na gedegen onderzoek. Het hydraulisch systeem zal met behulp van model onderzoek nader uitgediept moeten worden.

10.2 Een totaal overzicht

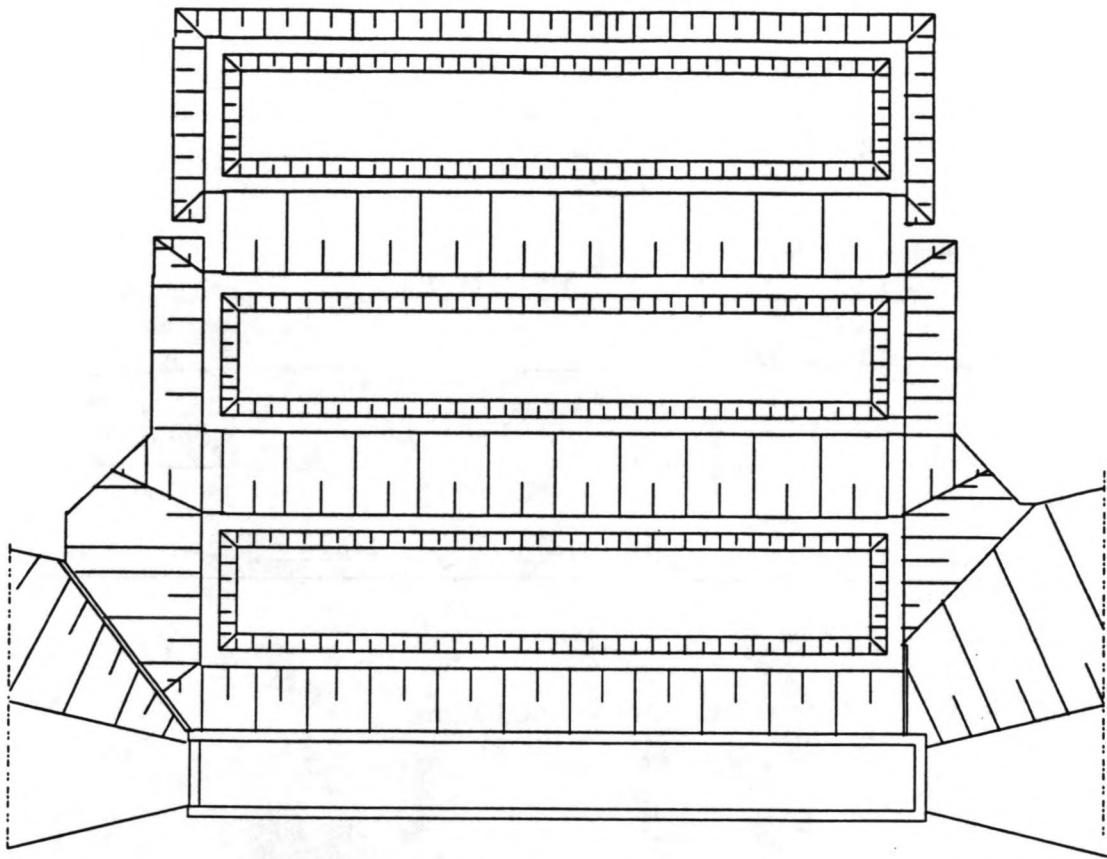
In deze paragraaf wordt door middel van een aantal figuren getracht een indruk te geven van het sluis complex met voorhavens en het boven en onderpand. Maten met betrekking tot de voorhavens zijn overgenomen uit het afstudeerwerk van J. van den Berg.



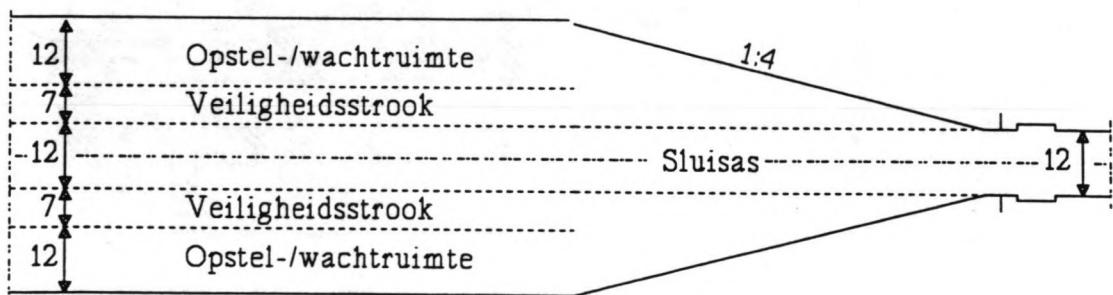
Figuur 10.10: Overzicht sluis met voorhavens.



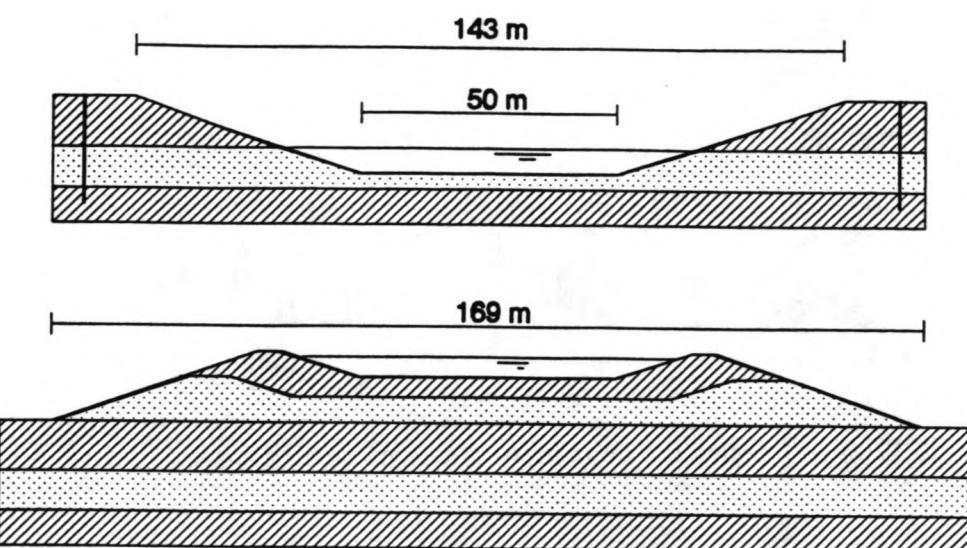
Figuur 10.11: Doorsnede kolk met spaarbekkens.



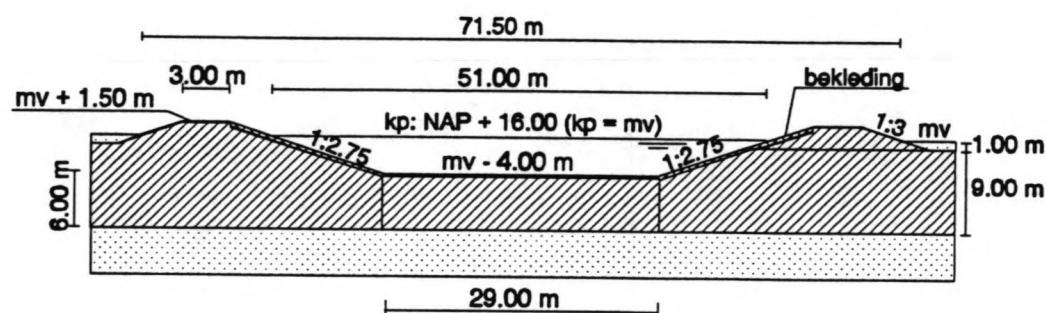
Figuur 10.12: Boven aanzicht kolk met bekvens.



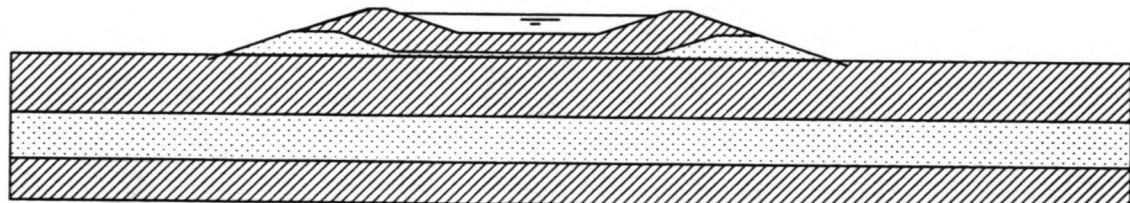
Figuur 10.13: Overzicht voorhaven.



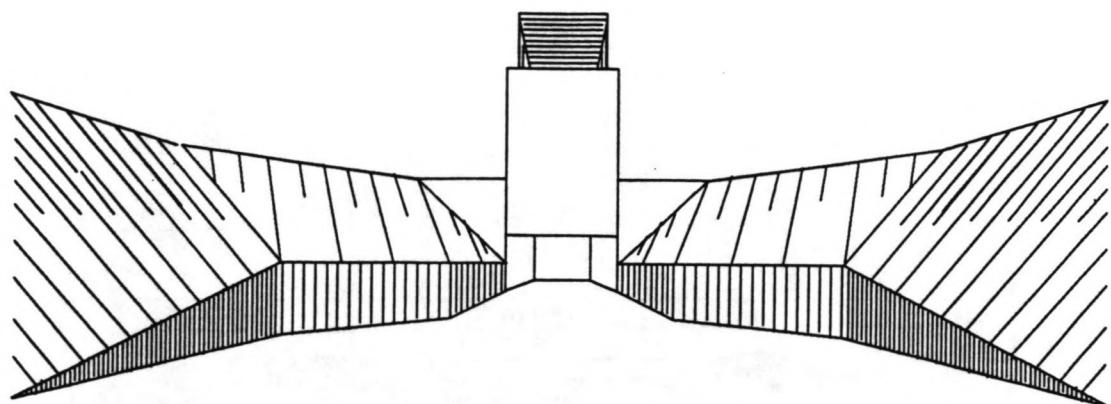
Figuur 10.14: Doorsnede voorhaven in ingraving en ophoging.



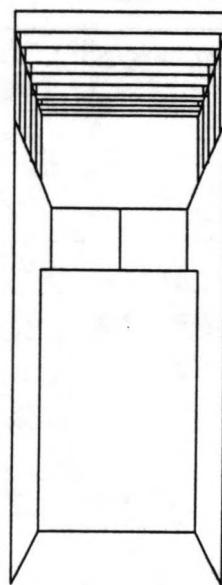
Figuur 10.15: Kanaal in ingraving.



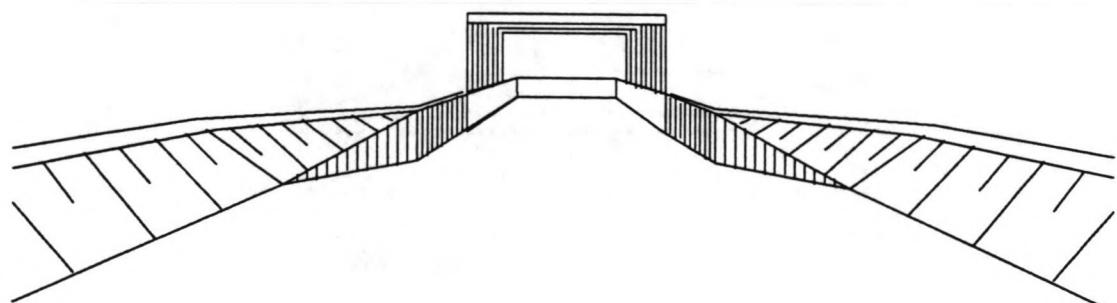
Figuur 10.16: Kanaal in ophoging.



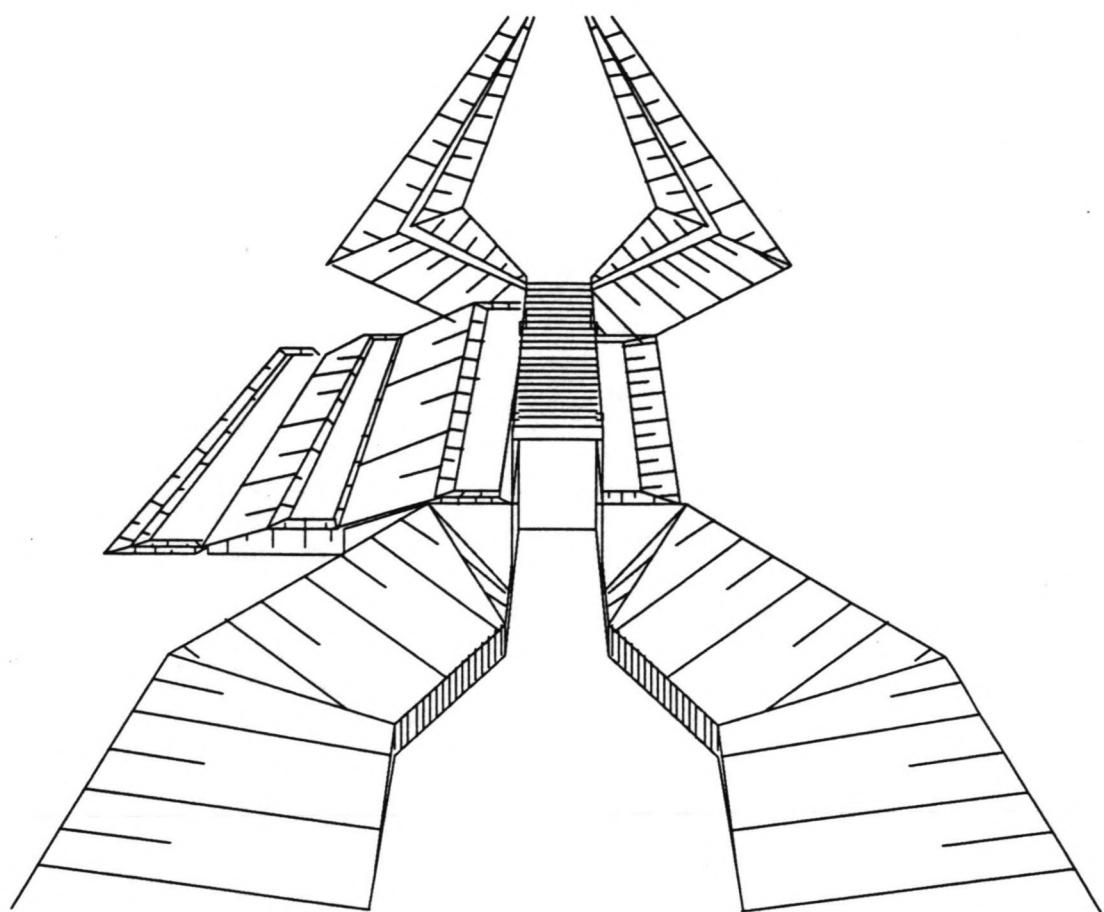
Figuur 10.17: Aanzicht sluis met voorhaven benedenpand.



Figuur 10.18: Binnenzijde sluis vanaf benedenpand gezien.



Figuur 10.19: Aanzicht sluis met voorhaven bovenpand.



Figuur 10.20: Overzicht sluis met voorhavens.

Literatuur

- [1] Eindrapport projectgroep Twenthe-Mittelland kanaal
Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Utrecht, mei 1991
- [2] Binnenverkehrswasserbau Schleusenanlagen
Prof.Dr.Ing. H.W. Partenscky
Springer-Verlag, 1986
- [3] Kursus: Binnenscheepvaart en Vaarwegen 1989
Ir. A. de Visser bewerkt door ir. P.H. Hiddinga
PAO-VV: Vervoerswetenschappen en Verkeerskunde 1989
- [4] Lock capacity and traffic resistance of locks
Ir. C. Kooman en P. de Bruin
Rijkswaterstaat directie Waterhuishouding en Waterbeweging
Den Haag, 1975
- [5] Schleusenfüllung unter berücksichtigung mittlerer und momentaner μ -Beiwerthe am Beispiel der Schleuse Leerstetten
Dr.Ing. R. Muser
Die Bautechnik, Zeitschrift für das gesamte Bauingenieur-wesen
Berlin, April 1974
- [6] Het vul en ledigingsproces bij gebruik van deuropeningen, deel VI
Waterloopkundig laboratorium
Januari 1990
- [7] Internal flow systems
D.S. Miller
Gulf publishing company, 1990
- [8] Handbook of hydraulic resistance
I. Idelchik
- [9] Moderne funderingstechnieken
Prof.ir. A.F. van Weele
Waltman, 1983
- [10] College diktaat g20A: Gewapend beton
Prof.dr.ir. J.C. Walraven
September 1990

- [11] Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen
Dr. Ing. Armin Ranke en Dipl. Ing. Helmut Ostmayer
Die Bautechnik, Zeitschrift für das gesamte Bauingenieur-wesen
Berlin, April 1968

