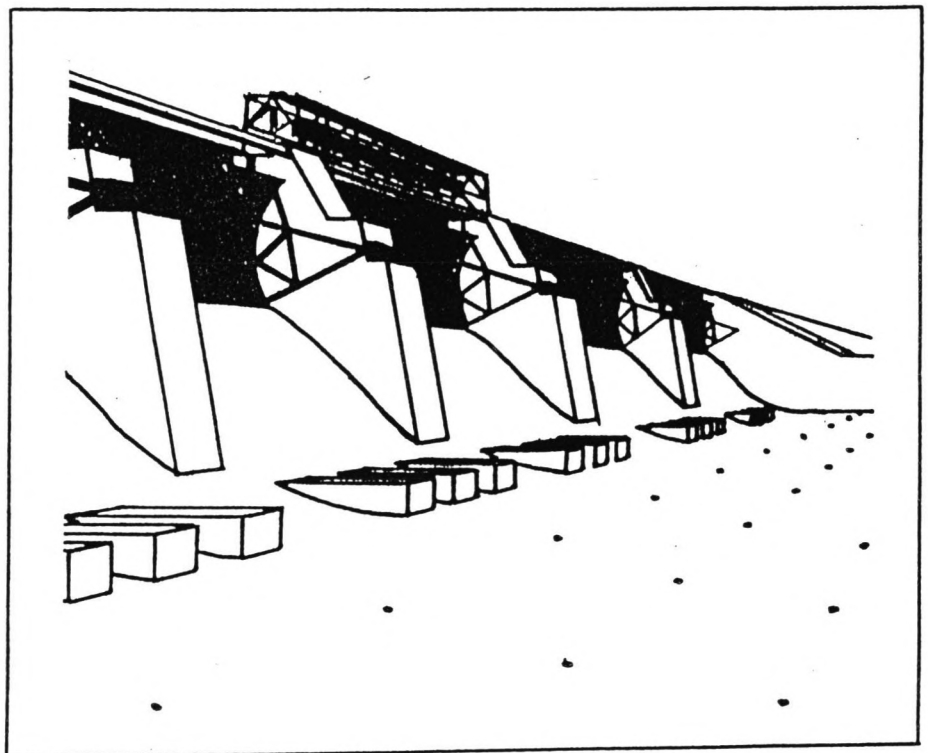


OVERLAATCONSTRUCTIE TE ONITSHA NIGERIA

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, k. 2.91
Stevinweg 1
2628 CN DELFT



E.P.M. Hamers
december 1989

TU Delft

Technische Universiteit Delft

Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde
Sectie Waterbouwkunde





Dg5

AFSTUDEERRAPPORT

OVERLAATCONSTRUCTIE VAN DE GEPROJECTEERDE
STUWDAM BIJ ONITSHA, NIGERIA

E.P.M. Hamers
december 1989

Technische Universiteit Delft
Afdeling Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde

Voorwoord.....3

Hoofdstuk 1. Het vooronderzoek.

1.1 Inleiding.....4
1.2 Functies van de overlaat.....4
1.3 Invulling van de functies van de overlaat.....6
1.4 Keuze van het type overlaat.....10
1.5 Varianten van de overlaat.....12
1.6 Vergelijking van de varianten.....15

Hoofdstuk 2. De vormgeving van de overlaat.

2.1 De energievernietiger.....17
 a. Werking.....17
 b. Concretisering in gegeven situatie.....18
 c. Uiteindelijke vorm en afmetingen.....22
2.2 De gedetailleerde vorm en afmeting van de
 overlaat.....25
2.3 Algemeen beeld van de overlaatconstructie.....26
 a. De segmentschuiven in vorm en afmeting.....26
 b. De verkeersweg in vorm en afmeting.....27
 c. De pijlers in vorm en afmeting.....27
 d. Integratie van de overlaatonderdelen.....28

Hoofdstuk 3. De uitvoering.

3.1 Inleiding.....31
3.2 De bouwplaats.....31
3.3 De baggerwerkzaamheden.....33
3.4 De bemaling.....34
3.5 De betonconstructie.....36
3.6 Het betonstorten.....38
3.7 De benedenstroomse bodembescherming.....41
3.8 De randconstructies.....42
3.9 De bouw.....45
3.10 Enkele technische details.....48

Bijlagen.

B.1.1	Globale berekening van economischeafmetingen....	49
B.1.2	Figuren horend bij hoofdstuk 1.....	57
B.2.1	Berekening van het granulaire filter.....	62
B.2.2	Stortsteenberekening.....	64
B.2.3	Berekening van de ontgrondingen.....	68
B.2.4	Berekening van het aantal filters.....	80
B.2.5	Figuren horend bij hoofdstuk 2.....	87
B.3.1	Berekening van de verkeersweg.....	98
B.3.2	Berekening van de benodigde schotbalken.....	104
B.3.3	Berekening van de kraan.....	109
B.3.4	Globale berekening van de randconstructies.....	113
B.3.5	Figuren horend bij hoofdstuk 3.....	118
Literatuurlijst.....		129
Evaluatie onderzoek.....		130

Voorwoord.

Dit rapport handelt over een overlaatconstructie in de Niger bij Onitsha, Nigeria. Het is het onderwerp van mijn afstuderen aan de Technische Universiteit te Delft bij de vakgroep Waterbouwkunde.

Hoewel er al geruime tijd plannen voor de bouw van een stuwdam bij Onitsha zijn, en er ook al onderzoek naar is verricht, is er nog steeds geen besluit genomen over de plaats, vorm en bouwwijze. In dit onderzoek richt ik mij op het ontwerp van een onderdeel van de stuwdam, namelijk de overlaatconstructie, en de manier waarop deze het best tot stand kan komen.

De tijd beschikbaar voor het afstudeeronderwerp was 6 maanden. Hiervan zijn twee maanden gebruikt om bekend te raken met de problemen die bij stuwdammen in het algemeen en hier in het bijzonder spelen. Twee maanden zijn gebruikt om de geldende randvoorwaarden te vertalen naar een constructieve vormgeving in deze specifieke situatie. In de resterende twee maanden is de uitvoering bekeken, waarbij de wisselwerking tussen de overlaatconstructie en andere componenten van de stuwdam een belangrijke rol speelt.

Het afstuderen werd begeleid door de afstudeercommissie, bestaande uit Prof. ir. A. Glerum, ir. K. G. Bezuyen en ir. J. van Duivendijk. Ik wil hen, en in het bijzonder mijn vaste begeleider, ir. J. van Duivendijk, danken voor de steun die ik mocht ontvangen tijdens mijn afstuderen.

Delft, 21 december 1989
E.P.M. Hamers

1.1 Inleiding.

In de rivier de Niger in Nigeria zal ter hoogte van Onitsha een dam worden gebouwd. Deze dam met een lengte van ongeveer 3200 m moet een reservoir creëren door opstuwning van het water van de Niger.

De door de gehele dam veroorzaakte waterstandsverhoging beoogt in de eerste plaats opwekking van energie middels een waterkrachtcentrale. Doordat het stuwmeer als buffer kan worden gebruikt voor rivierwater is hoogwaterbeheersing (flood control) mogelijk. Voor de scheepvaart heeft de overlaat een debietregulerende functie en verder kan het water uit het stuwmeer ook gebruikt worden voor drinkwatervoorziening en irrigatie.

Deze studie behelst een overlaatconstructie in de betreffende dam, die een zeker debiet moet kunnen verwerken, zonder dat daarbij schade aan de dam of overlaat optreedt. De overige werken d.w.z. die t.b.v. de energieopwekking, een hulpoeverlaatconstructie ter verwerking van een 10-jaarlijks debiet en een eventuele schutsluis t.b.v. de scheepvaart worden in deze studie niet beschouwd.

Het afstudeeronderzoek zal bestaan uit drie gedeelten. Het eerste deel is het vooronderzoek, waarin de meest economische schuifafmeting wordt bepaald. In het tweede deel wordt de vormgeving van de gekozen variant van de overlaatconstructie nauwkeuriger gedimensioneerd. Het derde deel tenslotte gaat over de uitvoering van de overlaatconstructie, en de tijdsplanning daarvan. Enkele constructieve details zullen worden berekend en op tekening worden gezet.

1.2 Functies van de overlaatconstructie.

Achtereenvolgens zullen de belangrijkste functies van de overlaatconstructie worden besproken:

a. De hoofdfunctie van de overlaatconstructie is de beheersing van het stuwmeerpeil. Door het reguleren van het rivierdebiet kan de bovenstroomse stuwmeerwaterstand naar behoeven worden gevarieerd.

De Niger kent een jaarlijks variërend debiet van 2000 - 22000 m³/s. Het debiet dat eens in de 10000 jaar optreedt is volgens berekeningen uit een vorig onderzoek 40300 m³/s. Een waterkrachtcentrale van 750 MW gebruikt hiervan 3300 m³/s, zodat de overige 37000 m³/s door een overlaat moet worden verwerkt. Hiervoor is eerder voorgesteld twee overlaten te bouwen; een jaarlijks opererende overlaat van 18700 m³/s en een hulpoeverlaat die eens in de 10 jaar in werking komt en dan

maximaal $18300 \text{ m}^3/\text{s}$ kan afvoeren.

Dit onderzoek spitst zich toe op een overlaat met een jaarlijks piekdebiet van $18700 \text{ m}^3/\text{s}$. Dit is de capaciteit, waarop de overlaatconstructie moet worden gedimensioneerd.

b. Omdat de overlaatconstructie is opgenomen in een dam die deel uit maakt van een dalafsluiting moet de constructie waterkerend zijn. Het berekende "full supply" level is $34\text{m} + \text{LD}$ (Lagos Datum). Als absolute bovengrens van de bovenstroomse waterstand wordt $35\text{m} + \text{LD}$ aangehouden.

De benedenstroomse waterstanden kunnen worden bepaald a.h.v. optredende debieten. Zie hiervoor de Q-h kromme uit figuur 1.1, blz. 57. De maximale benedenstroomse waterstand waarmee rekening moet worden gehouden is $22.5\text{m} + \text{LD}$. Dit zal besproken worden in Hoofdstuk 2, § 1.b. Voor de minimale benedenwaterstand is het debiet bepalend dat door de turbines gaat, immers de hoofdfunctie is het winnen van energie. De waterstand horend bij $3300 \text{ m}^3/\text{s}$ is $15\text{m} + \text{LD}$. Er is dus aangenomen dat er altijd $3300 \text{ m}^3/\text{s}$ moet worden afgevoerd. De waterkerende functie impliceert zowel waterdichtheid als stabiliteit onder de gegeven waterbelastingen.

Natuurlijk is het keren van water door de overlaatconstructie zinloos als het water langs of onder de constructie door kan stromen. Dit verschijnsel, achter- en onderloopsheid, kan leiden tot "piping", een proces waarbij kleine waterloopjes gevormd worden, waarbij door middel van uitschuring instabiliteit van de gehele constructie veroorzaakt kan worden. Aan het voorkomen van dit verschijnsel dient dan ook de nodige aandacht te worden geschonken.

c. Ook zal er t.b.v. de hoofdfunctie een watergeleidende taak voor de constructie zijn weggelegd zonder dat dit schade aan constructie of ondergrond teweeg brengt. Hiertoe wordt er een energievernietiger gebouwd die de energie (lees: snelheid) uit het water haalt.

Om aan alle optredende watersnelheden genoeg weerstand te kunnen bieden moeten zowel de constructie zelf als de rivierbedding benedenstrooms voldoende erosiebestendig zijn.

d. De gehele dam en dus ook de overlaatconstructie die daar deel van uit maakt moet een verbinding verzorgen voor verkeer van de ene naar de andere oever.

e. De overlaatconstructie moet eenvoudig en betrouwbaar in bedrijf te houden zijn.

f. De levensduur van de overlaatconstructie moet minimaal 50 jaar bedragen zonder dat er ingrijpende reparaties of onderhoudsbeurten nodig zijn.

g. De bouw van de overlaatconstructie moet mogelijk zijn, zowel technisch als financieel.

1.3 Invulling van de functies van de overlaatconstructie.

a. Debietregulering.

Om een debiet van 18700 m³/s te kunnen verwerken is een bepaalde overlaatlengte nodig.

Zowel bij een constructie met als een zonder afsluitmechanisme geldt een maximale bovenwaterstand van 35m +LD. Bij een constructie zonder kleppen moet de overlaat bovendien tot 34m +LD reiken omdat dit het "full supply level" is en dus de nagestreefde waterstand. Hanteren we als overlaatformule

$$Q = \mu * L * 2g * H^{3/2}$$

dan volgt met H=1m (de waterhoogte op de kruin), u=0,518 (zie figuur 1.2, blz. 57), en Q=18700 m³/s voor L:

$$L = Q / (\mu * 2g * H^{3/2}) = 8150.1 / H^{3/2} = 8150.1 \text{ m}$$

Omdat een dergelijke overlaatlengte buiten alle proporties is, wordt op dit punt besloten verder te gaan met een overlaatconstructie die voorzien is van een afsluitmechanisme. De doorlaathoogte op de drempel kan zo worden verhoogd en de lengte van de overlaat gereduceerd.

Hoewel er meerdere alternatieven voor een afsluitmechanisme zijn wordt er in dit stadium gekozen voor segmentschuiven (figuur 1.3, blz 58). Het grote voordeel van deze schuiven is dat door afdracht van de waterkrachten in radiale richting slechts de as wordt belast. Hierdoor zal slechts het eigen gewicht een tegenwerkende kracht vormen bij het openen van de schuiven.

Hoewel het technisch wel mogelijk is om de schuif met de holle kant naar de bovenstroomse zijde te plaatsen, waarbij er trek in de armen van de schuif heerst, wordt de schuif toch andersom geplaatst. Redenen hiervoor zijn het droog blijven van de as en de stalen armen van de schuiven, waardoor de kans op corrosie hiervan kleiner is.

Er is door de veelvuldige toepassing van segmentschuiven veel ervaring met dit type schuif opgedaan. Het blijkt een betrouwbaar afsluitmiddel te zijn.

a. Waterkering.

Een verhoogde doorlaathoogte (= hoogte van de schuiven) betekent dat de drempel van de overlaat beneden 34m +LD ligt. Deze 34m +LD is het "full supply level". Bij dit waterniveau hoort een nuttige stuwmeer capaciteit die ten alle tijde voldoende water garandeert voor de waterkrachtcentrale, ook na aftrek van verliezen t.g.v. drink- en irrigatiewater en verliezen zoals verdamping en kwel.

Om een waterstand van 34m +LD te bereiken aan het eind van de natte periode kan het reservoir gevuld worden aan het begin en aan het eind van de natte periode. Om problemen die daarbij kunnen optreden resp. te veel water (overtopping) en te weinig water aan het eind van het natte seizoen, wordt de waterstand

op een constant niveau van 33 m +LD gehouden tot net voor het eind van de natte periode. De extra bergingscapaciteit is dan nog 6,75 km³. Dit is het volume behorende bij het verschil tussen 33 en 35m +LD.

Op het moment dat de waterstand 34m +LD is, moet de afvoer zo groot kunnen worden, dat bij een stijgende waterstand de waarde 35m +LD niet kan worden overschreden. Het moet kortom mogelijk zijn dat de overlaat bij een waterstand van 35m +LD een debiet kan verwerken van 18700 m³/s.

Natuurlijk is het ook mogelijk dat er een schuif in open stand weigert te sluiten door een blokkage. In dat geval moet het toch mogelijk zijn om de opening af te sluiten. Dit gebeurt dan met schotbalken, die door een mobiele portaalkraan (zie figuur 2.10, blz. 95) in schotbalkspanningen worden neergelaten.

Treedt juist het tegenovergestelde op, d.w.z. dat de schuif niet meer open gaat, dan zal de waterstand stijgen. Boven een waterstand van 35m +LD zal de hulpoverlaat die normaliter eens in de 10 jaar operationeel is, werkzaam worden.

Het probleem van de achter- en onderloopsheid kan worden tegengegaan door de kwelweg, de weg die het water naast of onder de constructie moet afleggen om aan de andere kant van de constructie te komen, te verlengen. Dit kan gebeuren op twee manieren. Ten eerste door het toepassen van verticale schermen onder en naast het kunstwerk, loodrecht op de stroomrichting. Ten tweede door het verlengen van het kunstwerk zelf of door het aanbrengen van een dichte bekleding over een gedeelte van het aansluitende riviervak. Vaak worden damwandschermen toegepast omwille van de geringe kwetsbaarheid en de relatief lage kosten. In een later stadium wordt op dit probleem nog teruggekomen.

c. Watergeleiding.

De overlaat moet het water geleiden zonder dat er schade aan de constructie en begrenzingen optreedt. Vooral op de kruin van een korte overlaat ontstaan er vaak onderdrukken. Dit verschijnsel (cavitatie) is zo sterk dat er stukken beton kunnen worden losgerukt. Bij het ontwerpen van de hydraulische vormgeving van de kruin moet hier dus speciale aandacht aan worden geschonken.

Nadat het water de overlaat is gepasseerd, zal de potentiële energie worden omgezet in kinetische energie. Op het betonnen geleidingsgedeelte van de overlaat, de afvoergoot, kunnen als gevolg hiervan grote krachten worden uitgeoefend, zowel door wrijvingskrachten als door reactiekrachten ter plaatse van krommingen in het glijvlak. Nadat het water de afvoergoot heeft verlaten is de snelheid zo groot dat er enorme ontgrondingen veroorzaakt kunnen worden welke de constructie op den duur kunnen ondermijnen. Een van de functies van de overlaat is dan ook om de kinetische energie te vernietigen zodat dit verschijnsel niet kan optreden. De woelbak is het constructieonderdeel dat als energievernietiger zal dienen.

d. Verkeersfunctie.

Voor een verbinding van het verkeer over de rivier zal er een verkeersweg over de overlaatconstructie komen te liggen in de richting van de lengte-as van de overlaat.

Uitgegaan wordt er op dit moment van een tweestrooksweg van in totaal 6m breedte. De verkeersweg zal steunen op de pijlers van de overlaatconstructie. Dit is mogelijk op de top van de pijlers en aan de benedenstroomse zijde (zie figuur 1.4, blz. 58). Een plaatsing van de weg op de top van de pijlers heeft als nadeel dat de pijlers extra hoog moeten worden gemaakt opdat de segmentschuif voldoende rotatieruimte heeft. Voordeel bij dit alternatief is het meerdere gewicht dat positief werkt op de stabiliteit van de constructie. Wordt de weg aan de benedenstroomse zijde geplaatst dan kan als nadeel genoemd worden de overlast die het stuivende water het verkeer bezorgt. Ook kan de aandacht van de automobilisten worden afgeleid van de weg door de schuiven die bij dit alternatief vanaf de weg te zien zijn. Met behulp van een scheidingswand kunnen beide bezwaren eenvoudig worden geelimineerd.

e. Levensduur.

Om een levensduur van 50 jaar te bereiken zonder dat ingrijpende reparaties of onderhoudsbeurten nodig zijn zal het ontwerp eenvoudig moeten worden gehouden, met voldoende ingebouwde reserveveiligheid. Voorkeur wordt er gegeven aan reeds bestaande technieken. Het beheerssysteem moet doorzichtig zijn, zodat plaatselijk beheerspersoneel geen moeite met de bediening ervan heeft.

f. De constructie.

Om een kunstwerk te creëren dat onder de gegeven belastingen stabiel is moeten de spanningen in de constructie t.g.v. temperatuureffecten en uitwendige belastingen de maximaal toelaatbare spanningen niet overschrijden. Uiteraard moet ook worden voldaan aan de belangrijkste stabiliteitscriteria. Dit zijn het criterium tegen kantelen en tegen schuiven. In paragraaf 5 worden deze criteria behandeld. Om de constructie te kunnen beoordelen op zijn stabiliteit is het gehanteerde funderingsniveau van groot belang. In figuur 1.5, blz. 59, is een dwarsprofiel van de rivier de Niger te zien. Het dwarsprofiel dat als maatgevend zal worden beschouwd is de lijn c uit figuur 1.6, blz. 59. De ondergrond wordt verondersteld te zijn als volgens boring c5. Uit deze boring blijkt duidelijk de homogeniteit van de ondergrond, welke uitsluitend uit zand bestaat, met een kleine variatie in de gradatie naar korrelgrootte (zie figuur 1.10, blz. 61). Aan het dwarsprofiel is te zien dat in gebied E de bodem lager ligt dan in de gebieden A, B, C, en D. Een verklaring hiervoor is dat de Niger ter plaatse van het dwarsprofiel naar rechts buigt zodat aan de linkeroever erosie optreedt. Gebied F is een zandbank tussen de Niger (de hoofdrivier) en de Anambra (G), die hier in de Niger uitkomt. Doordat het bodemmateriaal van de Niger uit zand bestaat is het mogelijk dat de geulen in de rivier zich verplaatsen. Ter plekke van het stuwmeer zullen de watersnelheden laag zijn en sedimentatie zal optreden. Het funderingsniveau moet zodanig worden gekozen dat de optredende

belasting van de overlaatconstructie zelf en van het reservoir genoeg weerstand ondervinden van de ondergrond. De stabiliteit van de ondergrond kortom moet zijn gewaarborgd. In dit onderzoek zal in eerste instantie worden uitgegaan van een niveau van 10m +LD, omdat dit een goede gemiddelde waarde is over het dwarsprofiel.

Opgemerkt dient hier te worden dat het allerm minst noodzakelijk is dat het funderingsvlak horizontaal is. Toch wordt hier in eerste instantie van uit gegaan omdat op deze manier een eenvoudiger schematisatie van het kunstwerk ontstaat zonder dat de werkelijkheid wordt aangetast. Bovendien is economische afweging van verschillende varianten zo relatief eenvoudig. Uiteraard kan in een later stadium hier nog dieper op worden ingegaan.

g. Bouw.

Om het totale projekt, bestaande uit de aarden dam, de overlaatconstructie, de waterkrachtcentrale en een eventuele hulpoeverlaat te verwezenlijken, worden eerst de overlaat en centrale gebouwd, en pas daarna de aarden dam. Dat een omgekeerde bouwvolgorde geen goede oplossing is heeft de volgende redenen:

-het doorstroomprofiel wordt door de bouw van een aarden dam zozeer vernauwd (van 3200m breedte wordt de breedte verkleind tot maximaal 500m breedte; dit is al een versmalling van meer dan 80%), dat de stroomsnelheden erg groot worden (een factor 5 is niet onwaarschijnlijk).

-door deze stroomsnelheden zullen zowel de damhoofden als de reeds gebouwde constructies sterk aan erosie onderhevig zijn, waardoor hun stabiliteit in het gevaar kan komen.

Ook het bouwen van de constructies zelf kan op principiële verschillende manieren gebeuren.

Waterbouwkundige werken van deze omvang hebben over het algemeen een bouwtijd van enkele seizoenen. Dit heeft enkele oorzaken: Door de jaarlijks optredende hoge waterstanden is het onmogelijk om het gehele jaar door te werken aan de constructie. De leveringstijden van bouwmaterialen zijn vaak lang zodat bij een verkeerde inschatting van hoeveelheden snel vertragingen kunnen ontstaan. De capaciteit van grondwerk en betonstorten zijn eveneens een vertragende factor. Als laatste wordt nog vermeld de tijd die nodig is voor afwerking van het geheel. Bij dergelijke grote constructies zal hier ook veel tijd voor nodig zijn.

Ieder seizoen zal de bouwplaats worden geconfronteerd met een zekere afvoergolf. Het is dus zaak de bouw zodanig uit te voeren dat de reeds gebouwde constructie de natte seizoenen kan overleven. Echter niet ieder jaar is de afvoergolf even groot. Er wordt besloten rekening te houden met het debiet dat eens in de 10 jaar optreedt. Uit figuur B.2.3.A, blz 76, is te halen dat het gaat om een debiet van 25300 m³/s, waarbij volgens figuur 3.2, blz. 119, een waterstand hoort van 23.2 m.

Mogelijkheden om de bouwplaats tegen het water te verdedigen zijn:

1. het maken van een bouwput. Bij het toepassen van deze mogelijkheid zal de grens tussen bouwput en omliggend terrein door een talud worden gevormd. Het plaatsverbruik door het talud is geen probleem omdat er ruimte genoeg is. Wél zal de bouwput zo klein mogelijk worden gehouden, om het grondverzet minimaal te laten zijn, en zo kosten te sparen.

2. het omleiden van de rivier (Eng: diversion). De rivierloop wordt hierbij op een afstand van de bouwplaats gehouden. Het voordeel van deze methode t.o.v. de vorige methode is dat er op de bouwplaats zelf meer ruimte beschikbaar is. In feite kan er pas van een omleiding gesproken worden op het moment dat de rivier buiten zijn normale bedding wordt geleid. In dit geval echter is er aan beide zijden van de rivier geen plaats, daar beide oevers overgaan in een steile helling die min of meer loodrecht op de rivieras ver doorloopt.

3. het concentreren van de rivierloop op sommige plaatsen in de rivierbedding, zodat de overige droge stukken bedding kunnen worden gebruikt voor de constructie van betreffende onderdelen op hun geplande plaats. Deze methode is op het eerste gezicht niet verschillend van het maken van een bouwput. Echter hier wordt de rivier gefixeerd terwijl er bij een bouwput de bouwplaats gefixeerd wordt. Bij de bouwput wordt het werkoppervlak zo klein mogelijk terwijl in het andere geval de rivierloop (breedte) zo klein mogelijk wordt gehouden. Beide om kosten van de waterkeringswerken te minimaliseren.

4. het prefabriceren van delen van zowel de overlaatconstructie als de waterkrachtcentrale om deze vervolgens te vervoeren naar hun uiteindelijke bestemming.

In deze studie wordt er van uitgegaan dat alle onderdelen op hun uiteindelijke plaats zullen worden gebouwd. Hoewel de methode van prefabricage zeker moet worden onderzocht op haar mogelijkheden, is vooral omwille van de complexiteit van dat onderzoek en de lange tijd die voor dit onderzoek nodig is gekeken naar de bouw in situ. De keuze tussen toepassing van een bouwput en een gedeeltelijke omleiding wordt later beschouwd.

1.4 Keuze van het type overlaat.

Het keren van een waterhoogte van 25m (35-10m +LD) heeft de meest verstrekende gevolgen van alle genoemde functies voor de vorm van de constructie. Omdat de projectie van de dam een

recht lijn is van 3200m lengte is de meest voor de hand liggende gedachte om de krachten van het water op de ondergrond af te dragen middels een (in een bovenaanzicht) rechte constructie. Een grote boogconstructie heeft alleen zin als er krachtsafdracht aan weerszijde van de boog kan plaatsvinden. De aarden dam aan weerszijden kan hier uiteraard niet aan voldoen.

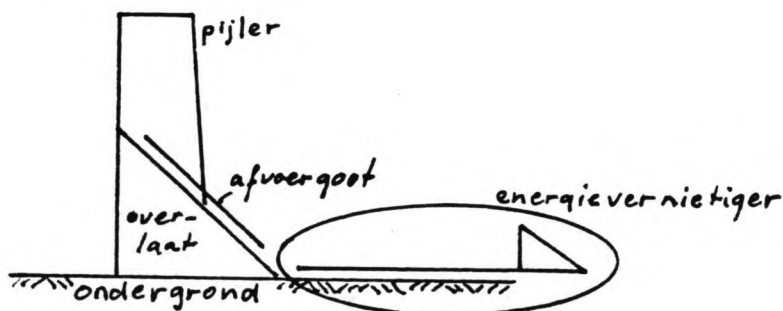
Om de optredende krachten naar de ondergrond af te dragen kan er gebruik gemaakt worden van een gewichtsconstructie die over een groot grondoppervlak de kracht van water en eigen gewicht afdraagt op de ondergrond.

Om materiaalkosten te beperken kan ook een "buttressdam" worden toegepast (vrij vertaald een steunbeerdam, die de waterkrachten gecentreerd (via de steunberen) aan de ondergrond doorgeeft. De waterkrachten kunnen op verschillende manieren op de steunberen worden afgegeven (zie figuur 1.7, blz. 60). Veel van de geschetste vormen van de steunbeerdam hebben het nadeel dat er voegen nodig zijn om de optredende momenten te beperken. Deze momenten gaan gepaard met zettingen, terwijl deze nu juist niet mogen optreden omdat het sluitingsmechanisme daardoor op den duur minder soepel kan gaan functioneren en zelfs kan weigeren.

Bij de steunbeerdam worden er grote krachten geconcentreerd aan de bodem doorgegeven. Dit is ideaal bij harde ondergrond zoals rotsbodem. In de situatie te Onitsha echter is slechts een zandbodem aanwezig zodat een geconcentreerde lastoverdracht erg ongunstig is.

De meest voor de hand liggende constructie onder de heersende omstandigheden (een bodem die nergens houvast biedt omdat ze alleen uit zand bestaat), is dan ook de gewichtsconstructie. Hierbij kunnen alle optredende krachten het hoofd worden geboden door aanwezigheid van de massa van de constructie (figuur 1.8, blz. 60). Via een groot oppervlak worden de krachten vervolgens op de ondergrond afgegeven via wrijving. Het gebeurt ook wel dat een constructie aan de ondergrond verankerd wordt of zelfs afgespannen om te komen tot materiaalbesparingen, echter in deze situatie is dat niet mogelijk door de afwezigheid van vaste bodemlagen.

In het volgende zullen t.b.v. de eenduidigheid de volgende benamingen worden gebruikt:



1.5 Varianten van de overlaatconstructie.

Er is reeds gekozen voor het gebruik van segmentschuiven (figuur 1.3, blz. 58). De varianten van de overlaatconstructie zullen verschillen in hun afmetingen van de segmentschuiven, waarbij uiteraard de grootte en vorm van het oppervlak van deze schuiven een bepalende rol spelen. Bij de bepaling van de afmetingen van de schuiven moet de afvoerformule nogmaals beschouwd worden. Bepalend hierbij is het feit dat we te maken hebben met een volkomen overlaat. Bij een volkomen overlaat treedt op de kruin de grensdiepte op. Deze heeft de waarde $2/3 * H$, waarbij H de bovenstroomse waterstand t.o.v. de kruin is.

Een onvolkomen overlaat treedt pas op indien de benedenstroomse waterstand t.o.v. de kruin groter of gelijk wordt aan deze waarde van $2/3 * H$. Om te kijken of deze situatie op kan treden, wordt de afvoergolf bekeken die eens in de 10000 jaar optreedt (zie figuur B.2.3.A., blz 76). Bij de gevonden Q van $40300 \text{ m}^3/\text{s}$ behoort een benedenstroomse waterstand van $23.7 \text{ m} + \text{LD}$ (figuur 1.1, blz. 57). Indien er sprake is van een onvolkomen overlaat is het verschil tussen 34 en 23.7 gelijk aan $1/3 * H$. De drempel zou dan liggen op $3 * 1/3 * H$ onder het niveau van 34m . Dit is $34 - (3 * 10.3) = 3.1 \text{ m} + \text{LD}$.

In deze studie worden schuifhoogten bekeken tot 25m . Zelfs bij toepassing van deze maximale schuifhoogte zal de drempel nog op $9 \text{ m} + \text{LD}$ liggen ($34 \text{ m} + \text{LD} - 25 = 9 \text{ m} + \text{LD}$). Dit betekent dat er nooit een onvolkomen- overlaatsituatie ontstaat. Uitgaande van de formule voor de volkomen overlaat waarbij maximale afvoer optreedt nl.

$$Q = \mu * L * 2g * H^{3/2}$$
 kan er met $\mu=0,518$ en $Q=18700 \text{ m}^3/\text{s}$ een verband worden gevonden tussen de lengte van de overlaat L en de hoogte van de schuif. Deze relatie is weergegeven in figuur 1.9, blz. 61.

Aan de formule kan worden afgelezen dat een verbreding van de opening een recht evenredige vergroting van het debiet geeft bij gelijkblijvende schuifhoogte. Een vergroting van de hoogte van de opening geeft evenwel een meer dan evenredige (met de macht $3/2$) vergroting van het debiet.

Nu moet er op economische gronden een optimale schuifhoogte worden gevonden. Omdat de lengte van de overlaat alleen niets over de kosten ervan zegt, zullen we de belangrijkste kostendragers van de overlaat moeten beschouwen. In dit stadium zal er slechts naar de materialen beton en staal van de overlaat gekeken worden. Met staal wordt dan bedoeld: het staal van de schuiven, terwijl het beton wordt beschouwd met inbegrip van de wapening en de bekisting. Opgemerkt dient te worden dat er alleen naar de hoeveelheden beton en staal wordt gekeken ter plekke van de werkelijke overlaat. Hiermee wordt bedoeld dat alle hoeveelheden materiaal die in de pijlers worden verwerkt niet in een economische afweging meedoen. De reden hiervoor is dat de

hierin verwerkte hoeveelheden beton niet afhankelijk van de schuifafmetingen zijn, terwijl deze koppeling wel bestaat ter plaatse van de drempel van de overlaat. Uiteraard is het wel zo dat een grotere breedteafmeting van de schuif resulteert in een dikkere pijler omdat de belastingen per schuif groter zijn, echter door de grotere overspanningen van de schuif zijn er in totaal ook minder schuiven nodig, zodat hier toch een compensatie voor de grotere hoeveelheden beton in de dikkere pijler optreedt. We moeten nu die hoogte van de schuiven bepalen waarbij de kosten van beton en staal zo klein mogelijk zijn. Om de verschillende varianten met elkaar te kunnen vergelijken zullen eerst de voor de berekening belangrijkste uitgangspunten worden vermeld. Dit zijn:

-De staalkosten worden bepaald a.h.v. het verwerkte gewicht; de betonkosten a.h.v. het verwerkte volume.

-Voor de staalprijs werd navraag gedaan bij de "afdeling Staalconstructies" van Civiele Techniek. Hier werd als richtlijn gegeven: fl 8,50 a fl 9,00 per kg. Wordt in de staalprijs tevens het gewicht van het hefmechanisme meegenomen dan kan deze zelfs meer dan 3 x zo groot worden. In de berekeningen is uitgegaan van fl 30,= per kg. Opgemerkt dient hier te worden dat de hierboven gehanteerde staalprijs erg afhankelijk is van de gebruikte techniek m.b.t. het bewegingssysteem. Om die reden moet fl 30,= per kg. slechts worden gezien als een indicatie.

-Om een betonprijs te kunnen bepalen is het dictaat g23b ("uitvoering van betonconstructies") geraadpleegd. De betonprijs blijkt sterk afhankelijk van de afstand waarover de beton moet worden vervoerd, de moeilijkheidsgraad van de gebruikte bekisting en de mate waarin de constructie gewapend wordt. Voor de betonprijs wordt aangehouden fl 500,= per m³.

-Het gewicht van een schuif wordt berekend m.b.v. de volgende formule (uit: "Engineering for large dams"; "radial gates"):

$$W_1 = \frac{935}{F_s} H * h (L^2 + 700) : \text{gewicht v.e. schuif in pounds.}$$

$W_2 = (L + 2H) * 125 + (225 \text{ lb per voet verplaatshoogte})$: gewicht van overige staalwerken (b.v. geleiding).

$F_s =$ unit design stress in psi (pound per square inch)

1 psi \approx 6894,76 Pa; gebruikt: Fe 360 --> 52215

psi(=360MPa)

H = hoogte van de schuif; h = 'design head' t.o.v. de top v. d. kruin, gelijk gesteld aan H; L = lengte van de overlaat; verplaatshoogte = hoogte waarover de schuif kan verplaatsen = H; Afmetingen in feet (0.305 m) en pound (0.454 kg).

-De maatgevende belastingsituatie voor de overlaat is die, waarbij bovenstrooms de hoogste waterstand heerst (34m +LD) en de schuiven gesloten zijn, terwijl benedenstrooms de minimale

waterbelasting van 15m +LD optreedt, horend bij het debiet van $3300 \text{ m}^3/\text{s}$. Hoewel het vaak zo zal zijn dat er bij deze hoge optredende waterstand meer water wordt doorgelaten dan slechts benodigd voor de turbines, en er benedenstreams van de overlaat dus ook meer water staat, moet toch rekening worden gehouden met deze ongunstige situatie. Verder wordt de constructie belast door zijn eigen gewicht, en de opwaartse kracht van het water dat zich onder de constructie bevindt. Deze opwaartse kracht werkt erg ongunstig t.a.v. de stabiliteit. Als gevolg van het poreuze zand onder de constructie wordt de druk lineair verlopend aangenomen over het gehele oppervlak. Met behulp van een vierkantennet kunnen de opwaartse drukken onder de constructie worden berekend. Er wordt dan uitgegaan van een ondoorlatende basis van de constructie. In werkelijkheid worden nog wel "drains" toegepast, echter door de mogelijkheid van verstoppingen wordt hier niet mee gerekend. Om toch de opwaartse kracht te kunnen beperken kan de kwelweg van het water worden vergroot. Voor berekeningen van de dan ontstane opwaartse drukken wordt verwezen naar bijlage 2.4, welke te vinden is op blz. 80.

-Uitgangspunt bij de berekening van de hoeveelheid verwerkte beton is een basisvorm van het dwarsprofiel van de overlaat. Deze basisvorm varieert naar grootte, al naar gelang de afmetingen van de schuif.

-De overlaatconstructie moet voldoen aan de stabiliteitscriteria.

Deze zijn:

1. de constructie mag niet kantelen. Om aan dit criterium te voldoen worden de momenten genomen om de teen van de constructie. Veelal is het zo dat eerst bepaalde maximale spanningen in de ondergrond of in de constructie worden overschreden voordat de constructie ook daadwerkelijk zal kantelen. Deze spanningen worden afgeleid uit de momentenlijn van het grondvlak en de daarbij behorende afmetingen van het grondvlak. Globaal wordt vaak gesteld dat aan het kantelcriterium is voldaan op het moment dat de resultante van alle op de constructie werkende krachten door het middelste derde deel van het grondvlak gaat.

2. de constructie mag niet gaan schuiven. Hiervoor wordt de resulterende horizontale kracht beschouwd. Deze moet evenwicht maken met de som van de verticale krachten vermenigvuldigd met een wrijvingsconstante plus een bijdrage van de cohesie tussen de ondergrond en de overlaatconstructie. In formulevorm (uit: Design of Gravity Dams, §3.20):

$$W = f(N) + C * A \quad \text{met } C=0 \text{ en } f = \tan \phi = \tan 35 = 0.70$$

f: wrijvingsmodulus	W	0.70	0.70
C: cohesie	---	≤	----- = ---- = 0.58
A: oppervlak	N	veiligheid	1.2

Met behulp van criterium 2 zal de materiaalhoeveelheid bepaald

worden. Na het bepalen van de meest economische oplossing zal vervolgens gekeken worden of aan criterium 1 wordt voldaan.

-er wordt in eerste instantie uitgegaan van vierkante schuiven.

-beschouwd zullen worden 5 varianten, d.w.z. 5 overlaatconstructies die onderling verschillen in de afmetingen van hun (segment)schuiven. Er wordt gekozen voor de volgende waarden van de schuifhoogte H: 0, 5, 10, 15, en 20m.

1.6 Vergelijking van de varianten.

In eerste instantie zal er een keuze gemaakt moeten worden m.b.t de basisvorm van de waterkerende betonconstructie.

In een vroeg stadium van deze studie is eerst de keuze gevallen op een eenvoudige driehoek met een hoek van 45 graden en zonder kruinbreedte. Omdat het eigen gewicht te klein bleek om aan de stabiliteitseisen te voldoen (vooral bij grotere schuiven) werd besloten om de constructie uit te bouwen in horizontale richting. De benodigde afmetingen werden dusdanig dat de constructie (in een zijaanzicht althans) weinig meer weg had van een korte volkomen overlaat, maar meer leek op een lange onvolkomen overlaat/drempel. De basisvorm van de overlaat moest dus aangepast worden.

In het volgende wordt de nieuw aangenomen basisvorm beschreven.

De breedte van de kruin wordt even groot verondersteld als de hoogte van de schuif. De afvoergoot van de overlaat, dus de benedenstroomse zijde, maakt een hoek van 45 graden met de verticaal. De bovenstroomse zijde loopt vanaf de kruin verticaal omlaag tot halverwege de afstand tot het funderingsniveau (10m +LD). Vanaf dit punt is een helling met de verticaal aangenomen van $\tan = 0,4$. In bijlage 1.1 op blz. 49 is deze basisvorm getekend, waarbij alle maten zijn uitgedrukt in de schuifhoogt H en in p, zijnde de afstand tussen 10m +LD en het grondvlak van de constructie. Op deze manier is het ook mogelijk de belastingen op de constructie uit te drukken in H en p of combinaties van beide.

Indien vervolgens H een waarde krijgt, hoort daar een bepaalde p bij. Het volume van de constructie kan dan worden uitgerekend. Ook de afmetingen van de schuiven zijn bekend (H x H), zodat de staal- en betonkosten van de constructie kunnen worden uitgerekend. Nu kan het kostenminimum worden bepaald. De bijbehorende H en p verzorgen dan de afmetingen van de constructie, die het uitgangspunt voor verdere studie vormt. Voor de zojuist beschreven manier om de uiteindelijk te gebruiken schuifafmeting te bepalen wordt verwezen naar bijlage B.1.1. op blz 49.

De hoeveelheden te verwerken beton en het te verwerken gewicht aan staal worden berekend. Met een prijs van fl 20,83 per kN (fl 500,= per m³) aan beton en fl 3000,= per kN (fl 30,= per kilo) aan staal worden de totale kosten uitgerekend. Er blijkt een kostenoptimum (= minimale kosten) op te treden bij een schuifhoogte van iets minder dan 14m. Voor het verloop van het onderzoek wordt uitgegaan van H=14m. De berekening die tot dit optimum leidt is gebaseerd op vierkante schuiven. De bijbehorende lengte van de overlaatconstructie (zonder pijlers) bedraagt 156m.

Om na te gaan wat de invloed van een variatie in de schuifbreedte t.a.v. de schuifhoogte is, is er ook voor H/L=0,5 , H/L=0,75 en L/H=0,75 (of H/L=1,33) uitgerekend wat de bijbehorende kosten zijn (zie bijlage B.1.1.). Uiteraard is elk verschil in kosten te wijten aan een verschil in staalkosten, immers de gebruikte betonhoeveelheid blijft gelijk door eenzelfde schuifhoogte. Slechts het staalgewicht kan enige variatie in de verwerkte betonhoeveelheid brengen, echter bij de berekeningen is dit gewicht steeds verwaarloosd t.o.v. het betongewicht, dat zeer vele malen groter is.

Uit de grafiek met de verschillende waarden voor H/L tegen de kosten uitgezet, blijkt dat de kosten het kleinst zijn voor een verhouding van H/L van 1,0 . In het vervolgonderzoek zal van deze waarde worden uitgegaan.

Nu de hoofdafmetingen van de overlaatconstructie vast staan kan de aandacht op het hydraulische gedeelte worden gevestigd. Uiteraard kunnen er uit hydraulische overwegingen aanpassingen nodig zijn van de constructie. Bij ingrijpende veranderingen echter zal er opnieuw moeten worden gekeken of er aan de eisen m.b.t. de stabiliteit wordt voldaan.

Hoofdstuk 2. De vormgeving van de overlaat.

2.1 De energievernietiger.

a. Werking.

De grote hoeveelheid water die over de overlaat stroomt bezit een potentiële energie die, door de vermindering van plaatshoogte, wordt omgezet in kinetische energie (Wet van Behoud van Energie, wrijving verwaarloosd). Het ongemoeid laten van deze energierijke hoeveelheid water geeft grote erosieproblemen benedenstrooms van de overlaat. Dit is de reden dat een energievernietiger nodig is. Het vernietigen van de energie gebeurt door gebruik te maken van een watersprong. Hierbij verandert de stroming van het water van superkritisch (met een Froude-getal > 1), naar subkritisch (Froude-getal < 1). De snelheid van het water daalt hierbij sterk.

Omdat een watersprong zich kan verplaatsen en daardoor het erosieprobleem nog niet is opgelost, is het nodig deze verplaatsing van de watersprong tegen te gaan. Hiervoor wordt er een woelbak gecreëerd juist benedenstrooms van de overlaat waarin het water tot een watersprong gedwongen wordt.

Een probleem is dat de diepte van het water die bij een bepaalde watersprong hoort niet altijd overeenkomt met de benedenstroomse rivierwaterstand.

Zo kan het gebeuren dat de benedenstroomse waterstand te hoog is en de watersprong "verdrinkt". Hierdoor wordt de watersprong als het ware platgedrukt en zal er dus geen "mooie" watersprong ontstaan. Omdat deze situatie nadelig is voor de energievernietiging, d.w.z. er wordt minder energie vernietigd dan gewenst, is ze tevens onaantrekkelijk.

Nog nadeliger voor de energievernietiging is de situatie waarbij de watersprongdiepte groter is dan de diepte benedenstrooms. In dat geval kan het zelfs gebeuren dat de hele watersprong "uit de bak loopt", met alle nadelige gevolgen vandien.

Om dit probleem het hoofd te bieden wordt de bodem van de bak op een zodanige hoogte gelegd dat de watersprongdiepte niet groter kan zijn dan de benedenstroomse waterstand. Het zal later blijken dat de maximale afvoersituatie hier maatgevend is.

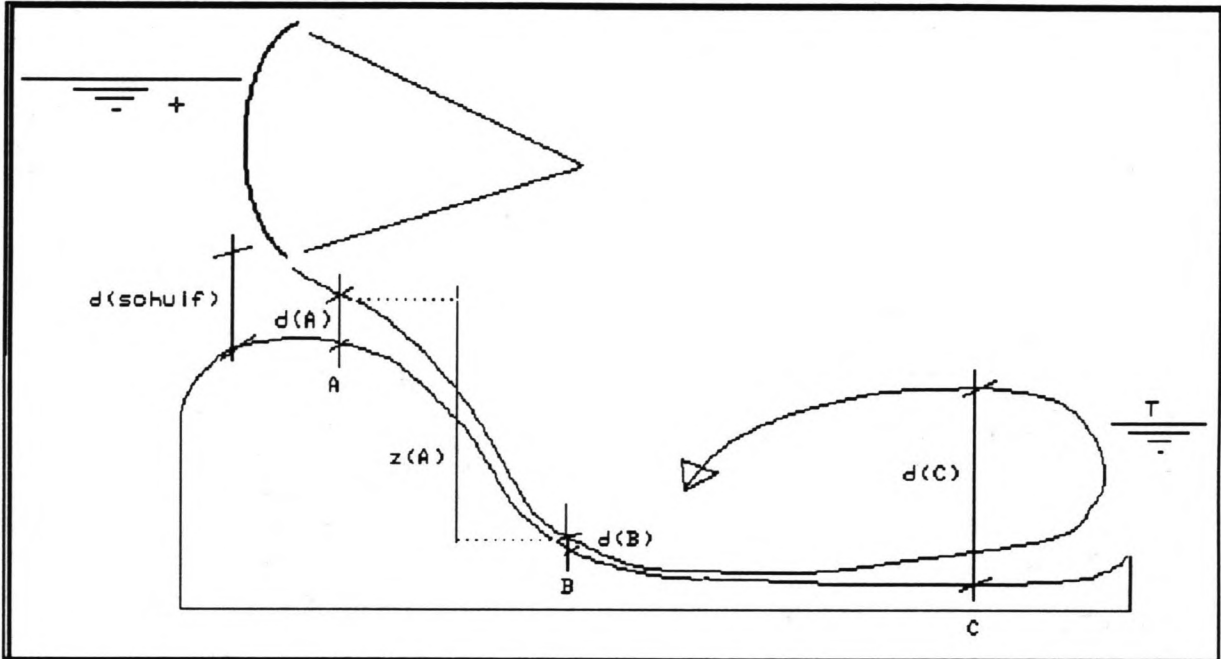
Met behulp van een grafiek kan vervolgens de benodigde lengte van de woelbak worden gevonden, waarmee een voorontwerp tot stand is gekomen. Voor het definitieve ontwerp zullen er wel nog modelproeven moeten worden genomen.

Bij het verlaten van de woelbak heeft het water altijd een snelheid. Het kan voorkomen dat deze nog steeds te groot is. Als grens wordt in praktijk vaak aangehouden 3.5 m/s bij maximale afvoer. Bij hogere snelheden moeten meer snelheidsbeperkende maatregelen worden genomen.

b. Concretisering in de gegeven situatie.

Omdat de maximaal optredende afvoer slechts één van de mogelijke situaties beschrijft, is het zinvol om ook met andere afvoeren rekening te houden. Er zal worden gekeken naar 20, 40, 60, 80 en 100 % van de maximale afvoer. Deze laatste bedraagt $18700 \text{ m}^3/\text{s}$, hetgeen per strekkende meter neerkomt op $18700/156 = 120 \text{ m}^2/\text{s}$, waarbij 156m de lengte is die volgt uit de afvoerformule bij een schuifhoogte van 14m.

Voor de bepaling van snelheden en dieptes wordt gebruik gemaakt van onderstaande benamingen.



De gehanteerde methode is als volgt:

1. Per afvoerstadium wordt berekend wat de bijbehorende schuifopening is (zie figuur 2.1, blz. 87).
2. M.b.v. de kromme voor μ (de contractiecoëfficiënt), wordt $d(A)$ bepaald (zie figuur 2.2, blz. 88)
[$d(A) = \mu * d(\text{schuif})$]
3. Uit q en $d(A)$ wordt $v(A)$ bepaald.
4. M.b.v. Bernoulli wordt $d(B)$ bepaald:

$$z(A) + d(A) + \frac{v(A)^2}{2g} = d(B) + \frac{v(B)^2}{2g}$$

$$v(B) = \frac{q}{d(B)}$$

$$d(B)^3 - d(B)^2 \left[\frac{v(A)^2}{2g} + d(A) + z(A) \right] + \frac{q^2}{2g} = 0$$

5. Uit $q = d(B) \cdot v(B)$ volgt weer $v(B)$.
6. $d(C)$ wordt bepaald uit $d(C) = 0.5 \cdot d(B) \cdot (1 + 8Fr^2 - 1)$.
7. Nu kan $v(C)$ worden bepaald uit óf de heersende benedenstroomse waterstand T óf $d(C)$, afhankelijk van welke van de twee de grootste is. Bedacht moet worden dat de totale breedte is toegenomen omdat de pijlers niet zo ver doorlopen. Er moet hier dus worden uitgegaan van $Q(\text{overlaat}) / (B \cdot \text{diepte})$. Bij een dikte van de pijlers van $0.3 \cdot H$ volgt voor B (= de lengte van de overlaat plus pijlers = totale overlaatlengte): $B = L + 0.3 \cdot L + 0.3 \cdot H$ (een extra pijler aan de rand; H = de schuifbreedte). B is dus $1.3 \cdot 156 + 4.2 = 207\text{m}$.

De bovenstaande methode is hieronder uitgewerkt waarbij de volgende symbolen worden gebruikt:

qdebiet per strekkende meter
 $Q(\text{totaal})$ $Q(\text{overlaat}) + Q(\text{turbines}) (=3300)$
 $T(+LD)$benedenstroomse waterstand
 $d(\text{schuif})$opening tusschen schuif en drempel
 μcontractiecoëfficiënt
 $d(A)$ $\mu \cdot d(\text{schuif})$
 FrFroude-getal ($= v(B) / [g \cdot d(B)]$)
 $XXX\{+YYm+LD\}$ XXX t.o.v. $+YYm+LD$
 bodemverl.....noodzakelijke bodemverlaging

De berekening:

afvoer in procenten van de ontwerpafvoer:

	20	40	60	80	100
$Q(\text{overlaat})$	3744	7488	11232	14976	18720
$q(\text{overlaat})$	24	48	72	96	120
$Q(\text{totaal})$	7044	10788	14532	18276	22020
$T(+LD)$	17.6	19.4	20.6	21.6	22.5
$d(\text{schuif})$	2.1	4.6	7.6	10.8	14.0
μ	0.62	0.63	0.64	0.79	1.0
$d(A)$	1.3	2.9	4.9	8.5	14.0
$v(A)$	18.5	16.6	14.7	11.3	8.6
$d(B)$	1.01	2.13	3.35	4.69	5.63
$v(B)$	23.8	22.5	21.5	20.5	21.3
Fr	7.56	4.92	3.75	3.02	2.87
$d(C)\{+10m+LD\}$	10.3	13.8	16.2	17.8	20.2
$d(C)\{+LD\}$	20.3	23.8	26.2	27.8	30.2
bodemverl. (+10LD)	-2.7	-4.1	-5.6	-6.2	-7.7
$d(C) - 7.7$ (#)	12.6	16.1	18.5	21.1	22.5
gr.w.st.+LD (=T)	17.6	19.4	20.6	21.6	22.5
waterdiepte (@)	15.3	17.1	18.3	19.3	20.2
$v(C)$	1.18	2.12	2.97	3.75	4.48

(#): 7.7m blijkt maatgevend te zijn voor de bodemverlaging.

(@): aanvankelijk was voor de bodemhoogte aangenomen $+10\text{ m}+LD$, echter omdat de bodem 7.7m moet zakken is het peil $10 - 7.7 = 2.3\text{ m}+LD$.

Omdat uit deze berekening blijkt dat de bodemhoogte veel dieper komt te liggen dan de oorspronkelijk aangenomen $10\text{ m}+LD$ zijn de waarden voor $d(B)$, $v(B)$, $d(C)$ en $v(C)$ ook niet meer

goed.

In de volgende berekening zullen deze waarden opnieuw worden uitgerekend, uitgaande van de bodemligging op $10-7=3$ m+LD, en dezelfde waarden voor d(A) en v(A) als in de vorige berekening.

q	24	48	72	96	120
d(B)	0.91	1.88	2.92	4.03	4.87
v(B)	26.4	25.5	24.7	23.8	24.6
Fr	8.84	5.94	4.61	3.79	3.56
d(C) {+3m+LD}	10.9	14.9	17.6	19.7	22.2
d(C) {+LD}	13.9	17.9	20.6	22.7	25.2
T(+LD)	17.6	19.4	20.6	21.6	22.5

Het blijkt dat d(C) weer groter is dan T, zodat de bodem nog eens $25.2 - 22.5 = 2.7$ m moet zakken. Hierdoor zullen d(B), v(B), d(C) en v(C) ook weer andere waarden aannemen. Om deze steeds kleiner wordende cirkel te doorbreken wordt de bodem verlaagd met 4m i.p.v. 2.7m. De daardoor ontstane toestand wordt voor de laatste keer doorgerekend:

q	24	48	72	96	120
d(B)	0.84	1.77	2.74	3.75	4.56
v(B)	28.6	27.1	26.3	25.6	26.3
Fr	10.0	6.5	5.1	4.2	3.9
d(C) {-1m+LD}	11.5	15.4	18.4	20.5	23.0
d(C) {+LD}	10.5	14.4	17.4	19.5	22.0
T(+LD)	17.6	19.4	20.6	21.6	22.5
waterdiepte	18.6	20.4	21.6	22.6	23.5
v(C)	0.97	1.77	2.51	3.20	3.85

Opmerkingen bij bovenstaande tabel:

-Duidelijk is dat de bodemligging in dit geval wel goed is. Immers T is slechts weinig groter dan d(C) bij de maximale afvoer.

-Alvorens er naar de bijbehorende lengte van de woelbak wordt gekeken, moet er opgemerkt worden dat de optredende snelheid achter de woelbak (of direct na de watersprong) hoger is dan de gestelde grens van 3.5 m/s. Er moeten dus maatregelen worden getroffen om de snelheid te verminderen.

-In de beschouwde situatie ligt de bovenkant van de woelbak op -1 m+LD, de onderzijde ervan nog lager, terwijl het bodemvlak van de overlaatconstructie op +5.6 m+LD was gepland. Voor de aansluiting van de overlaat op de woelbak moet dus een goede constructie worden bedacht.

Om het probleem van de te grote snelheid op te lossen kan er een constructie van een woelbak worden bedacht met meer obstakels zodat er meer energie wordt vernietigd. Door de hoge snelheden die zullen optreden zal het probleem van cavitatie zich voordoen. De ontstane onderdrukken kunnen veel schade aan de obstakels aanrichten waardoor veelvuldige controle, en vaak

ook reparatie noodzakelijk is. Hierdoor zal dit een dure oplossing zijn.

Een veel betere oplossing is het probleem aan te pakken daar waar het ontstaat, nl. ter plaatse van de schuiven. Indien er minder water wordt doorgelaten zullen de optredende snelheden minder groot zijn. Dit is reeds in te zien door bovenstaande berekeningen te vergelijken bij verschillende schuifopeningen. Om minder water door te laten kan de hoogte van de schuif simpelweg worden verlaagd, waarbij dan wel de drempel van de overlaat iets hoger komt te liggen.

Uit het vooronderzoek blijkt dat de kosten van de overlaat in het interval 10 - 15m niet veel verschillen. Hier wordt gekozen voor een schuifhoogte van 10m. Omdat aanvankelijk was gekozen voor vierkante schuiven wordt de breedte van de schuiven hier ook 10m.

De bijbehorende p-waarde (de diepte van de constructie beneden het niveau van 10m +LD) is nihil, zoals uit bijlage 1.1 op blz 48 volgt.

Door een kleiner gekozen schuifhoogte verandert uiteraard ook het ontwerp van de overlaat in zijn dwarsprofiel. Hierop wordt in een later stadium teruggekomen. Eerst worden de gevolgen van de lagere schuif voor de resulterende snelheid achter de overlaat bekeken. Dit zal op een identieke wijze gebeuren als bij de schuif van 14m hoogte.

De afvoer per eenheid van lengte verandert ook. Bij een schuifhoogte van 10m bedraagt de benodigde (nuttige) overlaatlengte 258m. Per meter is het debiet dus $18700/258 = 72 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bij deze afvoer wordt er gekozen om i.p.v. 5 verschillende afvoeren 4 afvoerstadia te bekijken. Op deze manier kan er toch een goed beeld van de ontstane watersprong worden verkregen. De totale overlaatlengte (nuttige overlaatlengte + pijlers) wordt: $1.3 * L + 0.3 * H = 1.3 * 258 + 3 = 338 \text{ m}$.

De berekening:

de afvoer in procenten van de ontwerpafvoer:

	25	50	75	100
Q(overlaat)	4644	9288	13932	18576
q(overlaat)	18	36	54	72
Q(overl.+turb.)	7944	12588	17232	21876
T(+LD)	18.0	20.0	21.5	22.4
d(schuif)	2.0	4.3	7.1	10.0
u	0.62	0.63	0.71	1.0
d(A)	1.2	2.7	5.0	10.0
v(A)	15	13.3	10.8	7.2
d(B)	0.82	1.62	2.52	3.29
v(B)	22.0	22.2	21.4	21.9
Fr	7.76	5.57	4.30	3.85
d(C) {+10m+LD}	8.6	12.0	14.1	16.4
d(C) {+LD}	18.6	22.0	24.1	26.4
bodem(+10m+LD)	-0.6	-2.0	-2.6	-4.0 ->

De bodem moet 4 meter t.o.v. het niveau +10m+LD zakken. Hierdoor verandert $v(B)$, $d(B)$, en dus ook $v(C)$ in de uiteindelijke situatie. Er wordt gevonden:

q	18	36	54	72
$d(B)$	0.76	1.50	2.32	3.04
$v(B)$	23.7	24.0	23.3	23.7
Fr	8.68	6.26	4.88	4.34
$d(C)$	9.0	12.6	14.9	17.2
$d(C)\{+LD\}$	15.0	18.6	20.9	23.2
$T(+LD)$	18.0	20.0	21.5	22.4
diepte(+6m+LD)	12.0	14.0	15.5	17.2
$v(C)$	1.14	1.96	2.66	3.20->

$d(C)$ is slechts weinig groter dan T , zodanig dat deze berekening voldoende wordt geacht om als eindberekening te kunnen gelden.

De berekende snelheid ligt nog binnen de gestelde grens zodat ook hiermee de eindberekening wordt bevestigd.

De bovenkant van de bodem van de woelbak komt dus te liggen op een niveau van +6 m+LD.

c. Uiteindelijke vorm en afmeting.

Men onderscheidt voor de energievernietiger, (in feite de woelbak waar een watersprong in ontstaat), 4 types. Zie hiervoor figuur 2.3, blz. 89 (uit: "Design of gravity dams" van het United States Department of the Interior). De lengte die de woelbak moet krijgen hangt volgens deze figuur af van het Froude-getal en van $d(2)$, hier $d(C)$ (zie ook figuur 2.3). Bij de overlaat in deze studie varieert het Froude-getal tussen 4.3 en 8.7. Hierdoor valt type IV al direkt af (zie figuur 2.3).

Type III kan slechts worden gebruikt bij een aanvangssnelheid die niet groter is dan 50 feet/s (15.25 m/s). De snelheid in de beschouwde overlaat $\{v(B)\}$ neemt zelfs een waarde aan van 24 m/s. Ook type III valt hierdoor af.

Vergeleken zullen nu worden type I en II. Voor beide wordt de corresponderende lengte uitgerekend, resp. $L(I)$ en $L(II)$ (zie ook figuur 2.3):

q	18	36	54	72
Fr	8.7	6.3	4.9	4.3
$d(2) = d(C)$	9.0	12.6	14.9	17.2
$L(I)$	56	77	89	101
$L(II)$	38	52	57	64

Er wordt gekozen voor type II. Een nadeel t.o.v. type I is wellicht de ingewikkelde tandvorm die moet worden geconstrueerd en na iedere hoogwaterafvoer gecontroleerd. Daar staat echter tegenover dat de lengte veel kleiner is en dat de watersprong niet naar benedenstrooms kan verplaatsen omdat ze gefixeerd is m.b.v. de tanden en de einddrempel.

Interessant is het om na te gaan wat er gebeurt als er een

afvoergolf is die eens in de 50 of 100 jaar optreedt. In dat geval zal de hulpoverlaat in werking treden. De hulpoverlaat zal het verschil verwerken tussen het optredende debiet, en de som van de debieten door de hoofdoverlaat en turbines.

Eens in de 50 jaar is het debiet $29100 \text{ m}^3/\text{s}$ met een benedenstroomse waterstand van $23.0 \text{ m}+\text{LD}$. Eens in de 100 jaar is het debiet $30320 \text{ m}^3/\text{s}$ met een benedenstroomse waterstand van $23.5 \text{ m}+\text{LD}$. Het waterstandsverschil met de 10-jaarlijkse afvoer is dus in beide gevallen vrij beperkt.

De achter de woelbak optredende snelheid verschilt niet van de hiervoor berekende snelheden. Immers er zal niet meer water over de hoofdoverlaat stromen dan de ontwerpafvoer. Figuur B.2.3.C., blz 78, verduidelijkt dit.

Dikte van de bodem van de woelbak.

De bovenkant van de woelbak komt te liggen op het niveau van $+6\text{m} +\text{LD}$. Om nu te bepalen hoe dik de plaat van de woelbak moet worden, zullen de erop werkende krachten bekend moeten zijn. De maatgevende situatie is die, waarbij de opdrijvende kracht het grootst is, en de neerwaarts werkende kracht het kleinst. Deze laatste komt overeen met de laagste waterstand.

De onder de woelbak heersende waterdruk moet nu bepaald worden.

Omdat er drukopbouw onder de woelbak zal optreden, worden er filters in de woelbak toegepast om de waterstandsveranderingen boven de woelbak sneller te kunnen volgen, en overdrukken te verminderen.

Deze filters, zgn. ontspanningsputten, (Eng.: relief wells), bestaan uit een verticaal gat in de constructie gevuld met een granulair filter (zie bijlage 2.1 blz. 62). De filters dienen zóver uit elkaar te worden gezet dat de verticale doorlatendheid groot genoeg is.

Ook zal er een drainagelaag worden gelegd onder de woelbak.

De functies van deze drainagelaag zijn:

- egalisering van het terrein zodat spanningen in de bodem van de woelbak, t.g.v. buiging door niet-gelijkmatige-oplegging, beperkt zullen blijven.
- het verminderen van de opwaartse waterdruk d.m.v. horizontaal watertransport.
- het verkrijgen van een gelijkmatige drukverdeling tegen de onderkant van de bodem van de woelbak.

Het feitelijke waterdrukverloop zal liggen tussen de situaties van een geheel open en een geheel dichte bodem van de woelbak.

Bij een over de gehele lengte ondoorlatende constructie (van overlaat en woelbak) is er sprake van een lineair verloop tussen de boven- en de benedenstroomse waterstand.

Door het toepassen van een damwand of horizontale ondoorlatende laag bovenstrooms van de dam, zal de waterspanning afnemen in benedenstroomse richting en de

opwaartse belasting dus geringer zijn ter plaatse van de woelbak. Toegepast wordt een reductie van 25 % op de heersende waterdruk (bijlage B.1.1).

De maximale waterstand is 22.4m +LD, behorend bij een debiet van 18700 + 3300 (turbines) = 22000 m³/s. De minimale waterstand, bij een debiet van 3300 m³/s is 15m +LD.

Belangrijk is de invloed van een hogere benedenstroomse waterstand dan 15m +LD. Zeker als deze een aanzienlijke tijd kan optreden, (4 weken voor maximale afvoer met een benedenstroomse waterstand van 22.4m +LD), is het aannemelijk dat onder de woelbak deze hogere waterstand zich heeft vertaald in een waterdruk met gelijke stijghoogte. Bij een plotselinge verlaging van de waterstand (door het sluiten van de schuiven) kan de overdruk niet plotseling verdwijnen en zal een grote opwaartse druk ontstaan.

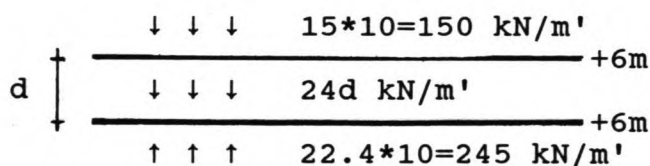
In feite treden er dus een drietal stadia op:

1--direct na het dalen van de benedenstroomse waterstand is er sprake van een lineair verloop van 0.75 * 34 = 25.5 m aan de bovenstroomse kant van de overlaat tot 22.4 m aan de benedenstroomse kant van de woelbak (nog behorende bij de hoge benedenstroomse waterstand). De maatgevende waterdruk (aan het bovenstroomse eind van de woelbak) is 24.5 m.

2--Onder invloed van de drainagelaag en de filters is de waterdruk aan de benedenstroomse kant van de woelbak gedaald tot de waarde van de waterstand (15 m).

3--Onder invloed van de filters zal de waterdruk nog verder dalen over de volle lengte van de woelbak, tot zich een stationaire toestand heeft ingesteld.

Uitgaande van stadium 1 ziet de belastingsituatie in de maatgevende doorsnede er als volgt uit:



Met een veiligheid v tegen opdrijven geldt voor de dikte d van de bodemplaat:

$$v = \frac{150+24d}{245} \quad \text{---->} \quad d = \frac{245*v-150}{24}$$

$$v = 1 \quad \text{---->} \quad d = 3.95 \text{ m}$$

$$v = 1.5 \quad \text{---->} \quad d = 9.06 \text{ m}$$

$$v = 1.1 \quad \text{---->} \quad d = 4.98 \text{ m}$$

Er wordt gerekend met een dikte van 4m, waarbij de veiligheidscoëfficiënt iets meer dan 1 bedraagt (zie figuur 2.4, blz. 90).

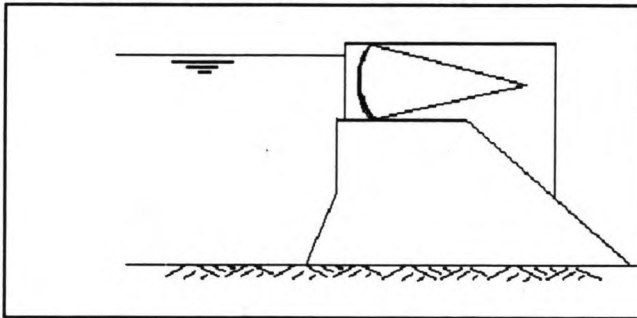
De berekende waarde van iets meer dan 1 voor de

veiligheidscoëfficiënt bij een dikte van 4 m wordt in feite nog groter door aanwezigheid van de drainagelaag en de filters. De mate waarin v zal toenemen wordt besproken in bijlage B.2.4. In dit stadium wordt echter van 4 m uitgegaan.

De hoeveelheid filters in de woelbak is aan grenzen gebonden. Aan de ene kant moeten het er zoveel zijn dat er enig verticaal transport van betekenis is, omdat dan pas de filters hun functie vervullen. Aan de andere kant mag het verticale transport van water niet overheersen omdat dan het gevaar van "piping" te groot wordt. Een verhouding van ongeveer 0.1 voor verticaal/horizontaal transport lijkt een goede verhouding. De berekening van het aantal filters gebeurt in bijlage B.2.4.

2.2 De gedetailleerde vorm en afmeting van de overlaat.

De uiteindelijke vorm van de overlaat is als volgt:



gebruik van schuiven) dan door de gewichtsdam, die water keert (met door te laten middels het gebruik van schuiven).

Opvallend is dat door de geringe hoogte van de constructie t.o.v. de schuiven, deze erg veel op een drempel lijkt, d.w.z. een constructie die meer bepaald wordt door de eigenschappen van het erover heen stromende water (met hier ook de mogelijkheid om water te keren middels het

eigenschappen van een de mogelijkheid om water door te laten middels het gebruik van schuiven).

Het ontwerp zal dan ook aangepast worden om hydraulisch beter te kunnen functioneren. Allereerst kan worden opgemerkt dat door het gedeeltelijk schuine front van de constructie de stroomlijnen als het ware omhoog worden gedwongen waarbij de aanwezige doorstroomopening in feite verkleind wordt (zie figuur 2.5, blz. 91). Het front zal dus recht moeten worden. Om echter een nog efficiëntere (grotere) afvoer te krijgen is het gunstig om aan de voorkant van de constructie een overhang te creëren. Hiervoor zijn ontwerpnormen opgesteld door het 'U.S. Dep. of the Interior' (zie figuur 2.6, blz. 91). De bovenkant van de overhang wordt volgens een cirkelvorm beschreven. Het benedenstroomse verloop van de constructie aan de bovenkant wordt beschreven door de vergelijking

$$\frac{Y}{H(0)} = -K \left(\frac{x}{H(0)} \right)^n$$

De waarden voor K en n kunnen worden afgelezen uit figuur 2.7, blz. 92.

Een probleem is nog de aansluiting van de overlaat op de woelbak. De bovenkant van deze woelbak ligt immers op +6m terwijl de onderzijde van de overlaat niet dieper hoeft te gaan dan +10m. Bovendien is de dikte van de bodemplaat op 4m berekend, zodat het verschil tussen het grondniveau en de onderkant van de overlaat nog groter wordt, nl. 8 m.

I.v.m. afschuiven van de constructie lijkt het niet gewenst om in deze situatie een schuin aflopend scheidingsvlak te hebben tussen ondergrond en constructie. Er zou een getrapte constructie kunnen worden bedacht voor het scheidingsvlak, echter de gemiddelde helling is dan ongeveer 1:3, terwijl voor een goede draagkracht de resultante van alle krachten zoveel mogelijk haaks op het grondvlak moet staan. Daarom wordt er besloten om de overlaat aan de voorkant naar beneden door te trekken tot een niveau van +2m +LD. Om nog materiaal te besparen kan er een uitsparing in het bodemvlak worden gemaakt. Tevens ontstaat er dan een teenvorm die de weerstand tegen afschuiven vergroot. De overlaatconstructie komt er nu uit te zien als op schaal is getekend in figuur 2.8, blz. 93.

2.3 Algemeen beeld van de overlaatconstructie.

a. De segmentschuiven in vorm en afmeting.

Omdat in deze studie in eerste instantie een overlaatconstructie wordt beschouwd als hydraulisch/(beton)constructief probleem, zal er met betrekking tot de segmentschuiven een mogelijkheid worden gegeven, zonder dat het ontstaan van de specifieke vorm wordt verklaard. Dit is een constructief staalkundig probleem. Uiteraard zijn ophanging en dichting wel weer belangrijke zaken voor deze studie. Zie figuur 2.9, blz. 93.

De segmentschuiven bestaan allen uit een gekromd voorvlak dat een segment van een cirkel beschrijft. Alle door het water uitgeoefende krachten worden door deze vorm radiaal op het cirkelcentrum afgeleid. Hierdoor hoeft er bij het openen of sluiten van de schuiven geen kracht te worden uitgeoefend tegen de waterdruk in.

De straal (arm) van het segment kan variëren. Een kortere straal geeft een meer gekromde segment. De keuze tussen een weinig gekromde schuif (met lange arm) en een sterk gekromde schuif (met korte arm) is afhankelijk van de inpassing van de schuiven in de constructie, dit m.b.t. de pijlers en een verkeersweg. Hiervoor wordt verwezen naar figuur 2.12, blz 96.

b. De verkeersweg in vorm en afmeting.

Omdat er behoefte bestaat aan een verdubbeling van de bestaande verkeerscapaciteit (een brug over de Niger met tweestrooksverkeersweg niet ver van de dam verwijderd) zal de verkeersweg ook 2 stroken krijgen. Voor de gehele weg wordt een breedte aangehouden van 10.70 m, waarvan 7.00 m voor autoverkeer en 2 x 1.25 m voor fietsers en voetgangers. Bovendien wordt er nog eens 2 x 0.60 m gereserveerd voor hekwerk als scheiding tussen de verschillende banen. Op de verkeersweg komt ook een rail te lopen, die een mobiele kraan moet geleiden. Deze kraan, die dient om schotbalken in hun sponningen te kunnen tillen staat met 2 poten op de rail op de brug, terwijl de 2 andere poten zich verplaatsen op een 2e rail, gelegen op een ligger die 6m van de andere rail verwijderd is. De verkeersweg is te zien in figuur 2.10, blz. 95.

Een berekening van de verkeersweg, bestaande uit een plaat op 2 liggers opgelegd, is te vinden in bijlage B.3.1., blz. 98. Een globale dimensionering van de benodigde schotbalken en van de kraan wordt respectievelijk in bijlage B.3.2. en B.3.3. beschreven.

c. De pijlers in vorm en afmeting.

In eerste instantie is er voor de pijlervorm een rechte constructie aangenomen, even hoog als de schuif, horizontaal doorlopend tot boven de helft van het benedenstroomse talud van de overlaat, en van daaruit verticaal naar beneden. De vorm van de pijler in dwarsdoorsnede wordt volledig bepaald door de verkeersweg, de plaats van de schuif, en de gevolgen voor het evenwicht van de overlaat.

De eerste twee elementen komen in par. 3d. aan de orde. Wat betreft het evenwicht van de overlaat geldt dat een plaatsing van de pijlers aan de bovenstroomse zijde de voorkeur geniet omdat op die manier de resultante van alle op de overlaat werkende krachten, het grensvlak tussen overlaat en ondergrond, meer naar links zal kruisen. Dit komt de stabiliteit ten goede. Immers het kantelmoment wordt zo gereduceerd.

De dikte van de pijler is in het vooronderzoek aangenomen op $0.3 * H$. In dit geval zullen de pijlers dus 3 m dik worden. Uiteraard is het van groot belang hoe de bovenstroomse kant van de pijler er uit ziet.

Aan de ene kant is een afgeronde pijler beter omdat de contractie dan minder is door het "aanliggen van de stroomlijnen". De totaal benodigde lengte vermindert zo t.o.v. het alternatief van rechthoekige pijlers, omdat de afvoer over een zelfde dagwijdte groter is.

Aan de andere kant is een rechthoekige pijler eenvoudiger te construeren en dus goedkoper. Wellicht dat een tussenoplossing de beste zal zijn. Daarbij wordt dan het "gemak" van de rechthoekige pijler gecombineerd met "redelijke"stromingseigenschappen. Voor enkele vormen en contractiecoëfficiënten zie figuur 2.11, blz. 95.

De totale lengte van de overlaat (de drempel alleen zonder pijlers) is bij een H van 10m 258m. Dit houdt in dat er in totaal 26 schuiven van 10 m breedte worden geplaatst. Om dit aantal te reduceren, immers zoveel onafhankelijk opererende schuiven zijn er niet nodig, wordt hier besloten om de breedte van de schuif te verhogen tot 13.5m. Zoals op de laatste bladzijde van bijlage 1.1 kan worden gezien wordt de schuif wel iets duurder, maar het verschil (3 mln.) is erg weinig in vergelijking met de totale kosten van de overlaatconstructie. Bovendien zijn er ook kosten die sterk afnemen bij toepassing van minder schuiven zoals bijv. de onderhoudskosten. Deze kosten zijn echter niet in de figuur betrokken. Door de genoemde ingreep daalt het aantal benodigde schuiven tot 20 stuks. Wel is dan de benodigde drempellengte van 258 m ruim overschreden nl. met $270 - 258 = 22$ m, echter de zijdelingse contractie verkleint het doorstroomprofiel ook al:

In figuur 2.11, blz. 95, geeft geval d al een reductie van $0.035 \cdot 27 \cdot 10 = 9.45$ m. Geval c geeft een reductie van $0.04 \cdot 27 \cdot 10 = 10.8$ m. 20 schuiven van 13.5 m geven dus een drempellengte die groot genoeg is, rekening houdend met een dwarscontractie die ligt tussen die van de gevallen d en e in figuur 2.11.

Vergroting van de schuiven tot 10 x 20 m zou 13 schuiven opleveren. Dit alternatief, waarbij $H/B = 0.5$, is echter weer veel duurder dan het eerste alternatief met schuiven van 10 x 13.5m, waarbij $H/B = 0.75$.

Bij deze overlaat is het niet nodig dat er scheidingswanden worden gemaakt in de woelbak achter de pijlers. Dit is wel het overwegen waard indien het water ook een zijdelingse stromingscomponent heeft. Omdat in dit geval voor de overlaat een zeer groot stuwmeer ligt (3810 km^2) zal iedere zijdelingse stromingscomponent al lang zijn uitgedempt bij aankomst bij de overlaat. De pijler hoeft dus niet aan benedenstroomse zijde te worden doorgezet maar kan verticaal worden aangenomen aan de benedenstroomse zijde van de overlaat. Een lichte helling zal wellicht al enige geleiding (zo dat dus al niet nodig is) geven, terwijl het uit esthetisch oogpunt ook een betere oplossing is dan een geheel verticale achterkant van de pijler.

Opgemerkt moet worden dat er natuurlijk wel een zekere dwarscomponent op kan treden door de aanwezigheid van de dam. In dat geval wordt de overlaat loodrecht op de "stroomrichting" geplaatst. De zo ontstane ligging is in dit geval bovendien in overeenstemming met het verdere verloop van de rivier.

d. Integratie van de overlaatonderdelen.

De schuif, verkeersweg en pijler moeten nu tot een geheel worden geïntegreerd. Belangrijk is dat de "baan" van de opendraaiende schuif vrij wordt gehouden. In eerste instantie zal er een onderscheid worden gemaakt t.a.v. de plaatsing van de verkeersweg, nl. links en rechts van de baan van de schuif (zie figuur 2.12a en 2.12b, blz. 96).

In dit stadium moet opgemerkt worden dat de manier van bevestigen van de schuifarmen aan de pijler geschiedt aan een vrije rand (zie voorbeeld in figuur 2.13, blz. 97). Op deze manier is het mogelijk (en makkelijk) om de armen van de schuif nauwkeurig te stellen. Ook is het voor de krachtswerking in de pijler zelf gunstig omdat nu de gehele pijler de voorspanning van de armbevestiging "voelt", en niet slechts een gedeelte van de pijler, waardoor een gecompliceerder spanningsbeeld zou ontstaan.

Ten aanzien van beide figuren (2.12a en 2.12b) kunnen opmerkingen worden gemaakt:

Bij figuur 2.12a:

-ongunstig is het scheve gedeelte van de pijler onder het wateroppervlak aan de bovenstroomse zijde. Constructief gezien is het eenvoudiger daar een verticale rand te maken.

-ongunstig is de beperking die aan de armlengte van de schuif wordt gesteld. In het geval van een grote armlengte moet namelijk de pijler ver naar de benedenstroomse kant worden uitgebouwd waardoor ten eerste veel materiaal moet worden gebruikt en ten tweede de stabiliteit van de gehele constructie nadelig wordt beïnvloed.

-gunstig is de plaatsing van de schuif aan de rechterkant op de drempel. Het gewicht van het water boven de drempel werkt nu gunstig t.a.v. de stabiliteit.

Bij figuur 2.12b:

-ongunstig is de ingewikkelde constructie van de pijler die nodig is om te zorgen dat de as van de schuif aan een vrije rand komt te liggen.

-ongunstig is ook de ontbrekende waterdruk boven de drempel.

-ongunstig is de overlast die het verkeer zou kunnen ondervinden van stuifwater, dat in dit geval immers dichterbij de verkeersweg ontstaat.

-gunstig bij dit ontwerp is dat in feite iedere lengte van de schuifarm voldoet. Het probleem van het "vrijhouden" van de baan treedt hier niet op, omdat de weg is gelegen achter de as van de schuif.

Voor figuur 2.12a is een alternatief bedacht, figuur 2.12c, waarbij de voorkant verticaal is en de schuifarmen zijn verkleind, om een minder brede pijler te krijgen. Hierdoor moet wel de weg verhoogd worden zodat de schuif nog vrij kan draaien.

Voor figuur 2.12b is het alternatief figuur 2.12d. De armen zijn verlengd om gebruik te kunnen maken van een vrije rand. Bovendien hoeft nu, omdat deze lange armen onderling en met de horizontaal een kleine hoek maken, de schuif slechts over een kleine hoek te worden gedraaid om een zelfde schuifopening te krijgen als bij kortere schuifarmen. Het stuifwater dat de weggebruikers hindert kan worden tegengegaan door een simpele scheidingswand op de weg aan te brengen.

Afweging:

De lange schuifarmen bij alternatief 2.12d zullen constructief gezien meer problemen geven dan kortere schuifarmen zoals bij figuur 2.12c. Belangrijker is dat figuur 2.12c nog zodanig kan worden aangepast dat er wél gebruik wordt gemaakt van de waterdruk boven de drempel. Hiervoor hoeft de schuif slechts weinig naar rechts te worden verschoven. Bovendien hoeft er bij figuur 2.12c ook geen scheidingswandje tegen stuifwater te worden gemaakt.

Gekozen wordt er voor de aanpassing van alternatief 2.12c, hetgeen resulteert in figuur 2.12e.

Hoofdstuk 3. De uitvoering.

3.1 Inleiding.

De overlaatconstructie is slechts een onderdeel van de dam die in de Niger wordt gebouwd. Behalve de overlaat wordt er ook een waterkrachtcentrale (wkc.) en een schutsluis in de dam opgenomen.

De constructie van de overlaat kan niet los worden gezien van de andere onderdelen.

Zoals eerder vermeld zullen eerst de overlaat en wkc. gebouwd worden en later pas de aansluitende aarden dam. Hoe en in welke periode de bouw achtereenvolgens wordt uitgevoerd wordt later besproken. De plaats van overlaat en wkc. in de dam, zoals in een eerdere studie voorgesteld zijn te zien in figuur 3.1, blz. 118.

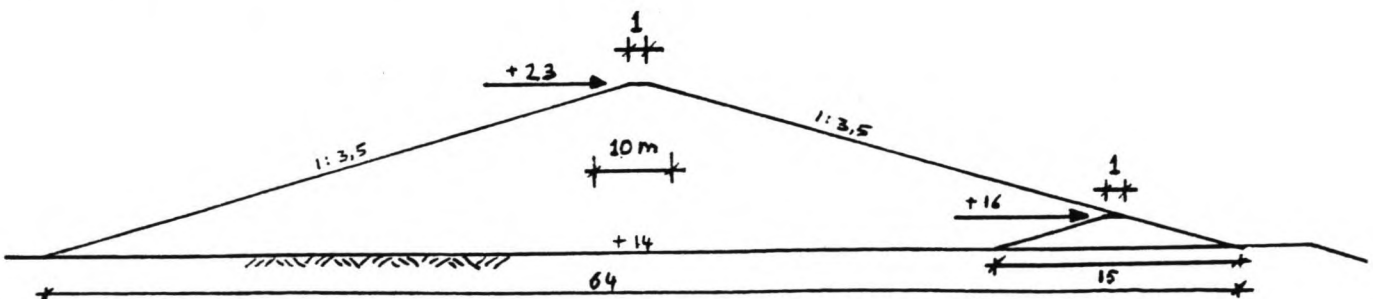
3.2 De bouwplaats.

In verband met de grote hoeveelheden beton die er geproduceerd moeten worden, wordt er van uitgegaan dat de overlaat en wkc. niet gelijktijdig gebouwd zullen worden.

Eerst wordt de wkc. gebouwd. Het voordeel hiervan is dat tijdens de bouw van de overlaat de rivierloop weinig wordt beïnvloed omdat het water dóór het reeds gebouwde deel van de wkc. kan stromen.

Ter plaatse van de overlaat ligt een zandplaat op +14 m+LD. Dit betekent, dat ieder jaar dit deel onder water komt te staan. (figuur 3.1, blz. 118). De bouwplaats moet dus verdedigd worden tegen hoog water. Er kan een keuze worden gemaakt tussen een hoge verdediging die veel geld en plaats kost, maar waar een lange bouwperiode bij hoort en een lagere verdediging, die wel minder geld en plaats kost, maar waarbij de bouwplaats eerder onder water loopt. Een hoge verdediging geeft bovendien het probleem dat de zandplaat uitgebouwd moet worden, omdat de bouwput zich vlak bij de rand van de zandplaat bevindt. Naast het grondverzet bóven 14 m +LD moet dit dus ook gebeuren ónder dit niveau, hetgeen de kosten nog eens extra verhoogt.

In de volgende figuur worden beide mogelijkheden in elkaar getekend. Er wordt gekozen voor de lagere verdediging.



Uitgangspunt bij de bepaling van de dijkhoogte is de 1:10 - jaarlijkse afvoer. Met een geringe verhoging van 2m tot +16 m wordt de bouwplaats 7 maanden niet overstroomd. Iedere meter verhoging geeft een verlenging van de "droge Periode" van ong. 3 weken. In eerste instantie wordt hier uitgegaan van een verhoging tot +16 m +LD. (zie figuur 3.2, blz. 119, afgeleid van figuur B.2.3.B. en de afvoerkromme voor Onitsha). De onderkant van de overlaat komt te liggen op +2.6 m. Omdat onder de overlaat een drainlaag van 0.5 m komt moet de bodem van de bouwplaats worden ontgraven tot +2 m. Er moet dan 12 m diep worden gegraven.

Er kunnen 2 wezenlijk verschillende manieren worden bedacht waarop de overlaat wordt gebouwd. Bij beide methoden moet worden bedacht dat de beschikbare bouwtijd slechts 7 maanden is. De mogelijkheden zijn:

1-De overlaat wordt in enkele stukken gedeeld die na elkaar vanaf het laagste niveau tot het hoogste niveau gebouwd worden.

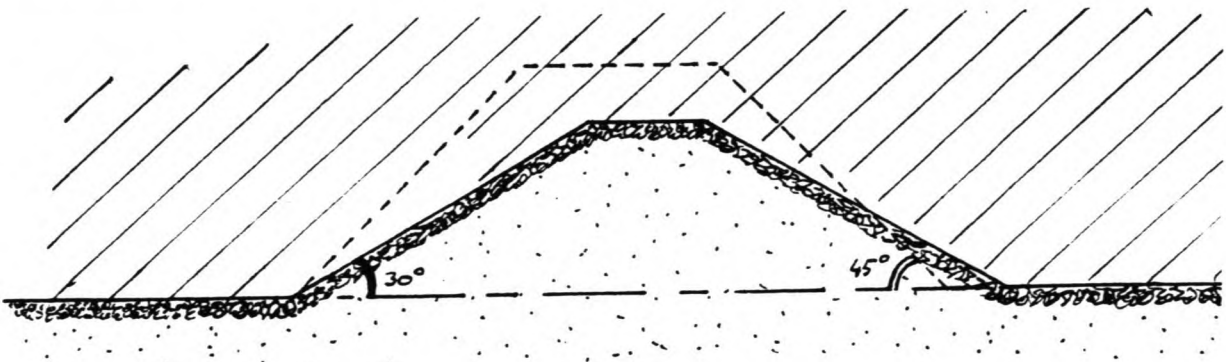
2-De overlaat wordt in zijn geheel vanaf het laagste niveau opgebouwd, waarbij echter lang niet de gehele constructie opgebouwd kan worden tot het hoogste niveau.

Methode 2 verdient de voorkeur. De reden hiervoor is dat er geen bouwput meer nodig is in de tweede droge periode. Vereiste hiervoor is dan wél dat de constructie minimaal tot maaiveldhoogte (= 14 m +LD) is opgetrokken. Of dit mogelijk is binnen 7 maanden zal later worden bekeken.

Alternatief 2 betekent dat er loodrecht op de asrichting van de dam in totaal nodig is op het niveau van de bouwputbodemp: de breedte van de overlaat + ruimte om vrachtauto's te laten rijden + stapelruimte voor bekistingen en materieel $\approx 112 + (2 \times 10) + (2 \times 9) = 150$ m.

In de as van de overlaat betekent dit: $336 + (2 \times 10) + (2 \times 12) = 380$ m.

Tot op een niveau van +2 m moet er dus $(380 \times 150) = 57000$ m² vrijgemaakt worden. Alleen zal er halverwege de drempel een verhoging mogen blijven bestaan in de grond omdat hier geen beton zal worden gestort (zie onderstaande figuur). Opgemerkt moet worden dat de eerder aangenomen uitsparing van de betonconstructie (gestippeld weergegeven in de figuur) is veranderd van vorm. Reden hiervan is de onmogelijkheid om de grond met drainlaag onder een hoek groter dan 30 graden te behouden.



Vanaf de rand van de bodem van de bouwput tot het niveau van de zandplaat op +14 m+LD, wordt een talud van 1:3.5 aangelegd. Het te ontgraven volume volgt dan uit de rechthoek die precies tussen het bodemvlak en het vlak op +14 m in ligt, te vermenigvuldigen met de diepte van de bouwput.

Het te ontgraven volume is: $422 \times 192 \times 12 = 972288 \text{ m}^3$.

Het niet ontgraven gedeelte, halverwege de drempel spaart ongeveer $50 \times 336 = 19000 \text{ m}^3$. Totaal ontgraven wordt er dus 953288 m^3 .

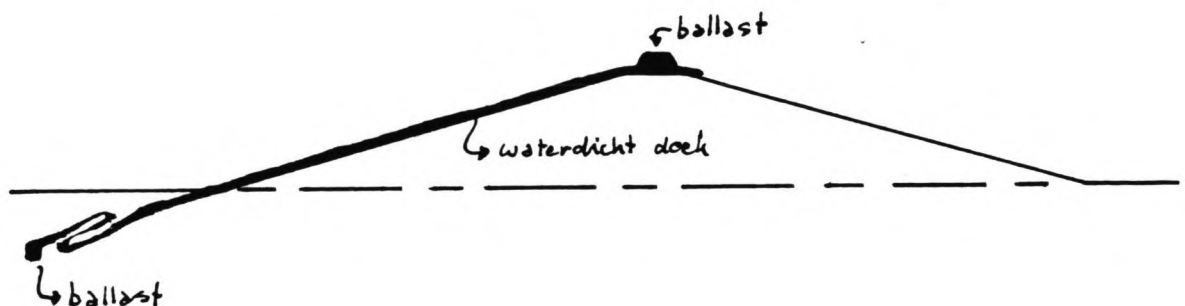
De hoeveelheid te ontgraven grond is zo groot dat baggeren de geëigende oplossing is.

3.3 De baggerwerkzaamheden.

Het baggeren kan gebeuren bij een hoge waterstand zodat er bij een lage waterstand optimaal van de tijd geprofiteerd kan worden om te bouwen. Uiteraard moet het baggerschip tijdig teruggevoerd worden naar de riviergeul, om droogvallen bij een dalende waterstand te voorkomen.

Het baggeren moet klaar zijn op het moment dat de rivierwaterstand lager is dan het niveau van de zandplaat (+14 m). Op dat moment kan er begonnen worden met het maken van de bouwput. In eerste instantie zal dat zijn het dicht maken van de geul die het baggerschip nodig had om naar en van de bouwput te komen. Daarna kan met het leegpompen van de bouwput worden begonnen.

De benodigde verhoging rond de bouwput van 2 m (tot 16 m+LD) wordt gemaakt door de aanleg van een dijkje. Dit dijkje zal aan de 'buitenkant' worden beschermd door een eenvoudig folie, vast gehouden door enige ballast. De praktijk heeft uitgewezen dat dit een afdoende bescherming is voor de dijk. Zie onderstaande figuur.



Er moet 946000 m^3 grond worden gebaggerd. Heeft een baggerschip een persleiding met een diameter van 600 mm en een pompsnelheid van 4.5 m/s, dan zal de capaciteit bij een zandconcentratie van 30 % bedragen:

$$0.3 \cdot 4.5 \cdot \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.382 \text{ m}^3/\text{s} = 1374 \text{ m}^3/\text{uur}.$$

De produktie van een baggerschip in een week ($7 \cdot 20 = 140$ uur

per week per schip) met een efficiëntie van 80 % is dan: $0.8 * 140 * 916 = 153890 \text{ m}^3/\text{week}$.
 Voor 946000 m^3 zijn dus $946000/153890 = 6.1$ weken nodig.
 Baggerschepen met vergelijkbare capaciteit hebben gemiddeld een diepgang van 4m. Deze waarde wordt hier ook aangehouden.

3.4 De bemaling.

Om te berekenen hoeveel er bemalen moet worden, om een droge bouwput te krijgen, wordt de volgende formule gebruikt (uit: dictaat f9N, waterbouwkundige constructies):

$$H - h = \frac{-Q}{2 * \pi * k * D} \ln \left(\frac{r}{R} \right) \quad \text{waarin}$$

de gebruikte symbolen zijn:

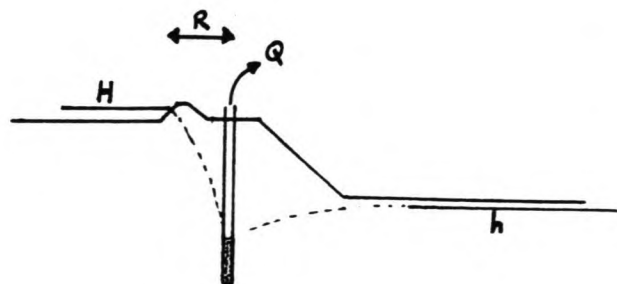
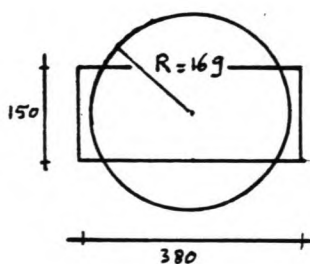
D = de gemiddelde waarde van de grootste en kleinste waterstand in het stroomvoerende pakket. Omdat er hier geen ondoorlatende bodem aanwezig is wordt de onderkant van het stroomvoerend pakket aangenomen op de hoogte van de onderkant van de bemalingsbron. Deze dient ongeveer 12 m beneden de bouwputbodembodem te reiken. Hier $([15+12] + [1.5+12])/2 = 20.25 \text{ m}$.

H = de hoogste waterstand in het beschouwde gedeelte van het watervoerende pakket. Hier wordt een waterstand genomen van $+15 \text{ m} + \text{LD}$.

h = de laagste waterstand in het beschouwde gedeelte van het watervoerende pakket. Deze wordt aangenomen op 0.5 m onder het oppervlak van de bouwput = $2 - 0.5 = +1.5 \text{ m} + \text{LD}$.

R = de afstand uit de put, waarop de verlaging van de waterstand nagenoeg nul is. R moet nog bepaald worden.

r = de straal van een ronde bouwput als benadering van de werkelijke rechthoekige bouwput. Hiervoor geldt de som van de lange en korte zijde gedeeld door π : $(380 + 150)/\pi = 169 \text{ m}$. (zie onderstaande figuur).



In feite is dit de formule die voor spanningswater geldt, terwijl hier van freatisch water sprake is. De rechtvaardiging van het gebruik van deze formule komt voort uit de aanname dat $(H + h)$ gelijk wordt gesteld aan $2D$. Het voordeel hiervan blijkt bij de berekening van de invloed van een voedende grens. Zie hiervoor verder.

Bij uitgaan van een waterstand van +15 m+LD volgt er:

$$15 - 1.5 = \frac{-Q}{2 * \pi * 4 * 10^{-5} * 20.25} \ln \left(\frac{169}{R} \right) \quad \text{---->}$$

Om R te berekenen wordt vaak de formule van Sichardt gebruikt: $R = 3000 * (H - h) * k$. Deze empirische formule is echter afgeleid voor kleine bemalingen, terwijl daar in dit vraagstuk geen sprake van is. Het verschil tussen grote en kleine bemalingen wordt veroorzaakt door het verschil in juistheid van de schematisatie tot één enkele bemaling in een cirkelvormig gebied. Bij een kleine bemaling is dit meer geoorloofd.

Invulling van de formule van Sichardt levert:

$$R = 3000 * (15 - 1.5) * (4 * 10^{-5}) = 256 \text{m.}$$

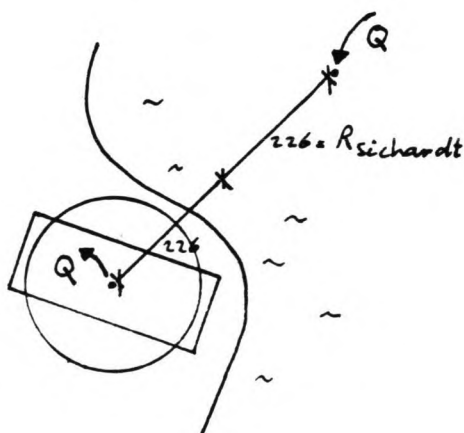
Omdat de juistheid van de toegepaste formule minder groot is bij grote bemalingen, en door de aanwezigheid van horizontale zandsteenlagen, waardoor in horizontale richting een relatief grote doorlatendheid ontstaat, is het aannemelijk dat R een grotere waarde zal hebben dan de berekende 256m.

Er wordt gekeken naar een R-waarde van 300 en 400m.

$$R = 300 \quad \text{---->} \quad Q = 0.120 \text{ m}^3/\text{s} = 432 \text{ m}^3/\text{uur.}$$

$$R = 400 \quad \text{---->} \quad Q = 0.078 \text{ m}^3/\text{s} = 287 \text{ m}^3/\text{uur.}$$

Omdat de bouwput in een zandplaat wordt gemaakt, zal er een 'voedende' invloed van de rivier uitgaan. De rivier treedt op als een 'voedende' grens, d.w.z. de rivier zal zorgen voor een grotere toestroming tot de bouwput dan in het geval zónder rivier naast de bouwput. Ter plaatse van de grens wordt de stijghoogte niet beïnvloed door de bemaling. Rekentechnisch wordt dit benaderd door het veronderstellen van een 'spiegelput': vanuit de bemalingsput wordt een loodlijn getrokken op de rivier. Even ver van de voedende grens verwijderd, echter aan de andere zijde ervan wordt een injectieput verondersteld die even veel water injecteert in de grond als de bemalingsput daar aan onttrekt. Het resultaat is dat langs de grens de stijghoogte constant is. De berekende wateronttrekkingen moeten in feite dus nog worden gecorrigeerd. Een schematisering van de beschreven situatie is in de onderstaande figuur te zien.



In de situatie te Onitsha zal het water maximaal een waterstand hebben van 15m +LD, tijdens de periode dat er bemalen moet worden. De rivier als voedende grens, grenst dan aan de omdijking van de bouwput. De afstand vanaf het midden van de geschematiseerde circelvormige bouwput tót die omdijking, bedraagt: - de berekende 169m +
 - 1 x de horizontale afstand die door een taludhelling van 1:3.5 en 12m hoog wordt overbrugd +
 - de breedte van de 2m hoge dijk met een talud van 1:3.5 en een kruin van 1m =
 $169 + (3.5 * 12) + (2 * 2 * 3.5 + 1) = 226m.$

De optredende verhoging door de spiegelbron is:
 bij R = 300m:

$$\frac{-0.120}{2 * \pi * 4 * 10^{-5} * 20.25} \ln \left(\frac{2 * 226 - 169}{300} \right) = 0.14 \text{ m.}$$

en bij R = 400m:

$$\frac{-0.078}{2 * \pi * 4 * 10^{-5} * 20.25} \ln \left(\frac{2 * 226 - 169}{400} \right) = 0.89 \text{ m.}$$

De totale verlaging is hiermee voor R = 300 en 400 gekomen op resp. $12 - 0.14 = 11.86 \text{ m}$ en $12 - 0.89 = 11.11 \text{ m}$.

Het debiet moet dus worden vergroot tot resp. $12/11.9 * 432 \approx 437 \text{ m}^3/\text{uur}$ en $12/11.1 * 287 \approx 310 \text{ m}^3/\text{uur}$.

Het verschil tussen beide is minimaal. Een goede indicatie voor het te onttrekken debiet is verkregen.

Uit veiligheidsoverwegingen wordt er besloten om een capaciteit te installeren van 1.2 maal de berekende benodigde capaciteit. De reden hiervoor is dat er altijd nog grondwater vanuit diepere lagen naar boven komt, terwijl daar in de berekening geen rekening mee is gehouden.

Er wordt nu een bemalingsvermogen geïnstalleerd van $450 \text{ m}^3/\text{uur}$. Hiervoor kunnen 10 pompen worden geïnstalleerd van ieder $45 \text{ m}^3/\text{uur}$. Omdat de afstand tussen de pompen dan erg groot is ($\pm 100\text{m}$), wordt er besloten om 25 pompen van ieder $18 \text{ m}^3/\text{s}$ te installeren. De afstand tussen de pompen is nu $\pm 40\text{m}$. Ook zal er een sleuf worden gegraven aan de buitenkant van de putbodem, waar alle overtollige water zich kan verzamelen, en waar desgewenst met een pomp water uit kan worden onttrokken. De bouwput met afmetingen is te zien in figuur 3.3, blz. 120.

3.5 De betonconstructie.

Voor de snelheid waarmee het beton wordt verwerkt, worden de volgende getallen aangehouden (de orde van grootte is gebaseerd op vergelijkbare grote werken in de waterbouw, waar massabeton werd geproduceerd):

een gemiddelde van 1000 m^3 beton/dag met een maximum van 1300 m^3 beton/dag.

De eerste droge periode.

Indien er gebouwd wordt tot $14 \text{ m} + \text{LD}$ dan kan er in 4 lagen van elk 3 m hoog worden gestort ($14\text{m} + \text{LD} - 2\text{m} + \text{LD} = 12\text{m}$). Zie figuur 3.4, blz. 121. Er zijn 2 dilatatievoegen in de constructie opgenomen, waardoor de overlaat in 3 delen wordt gedeeld: 2 delen van elk 118 m lengte, en 1 deel van 102 m lengte. In een dwarsdoorsnede (figuur 3.4) zullen nu de betonoppervlakken van iedere 3 m hoge stort worden bepaald, waarna kan worden uitgerekend hoe groot de lengte van de stort in de asrichting is.

Laag 1: $19.5 + 46.5 = 66 \text{ m}^3 = 1000/66 = \pm 15 \text{ m}$ in asrichting.
laag 2: $28.5 + 41.5 = 70 \text{ m}^3 = 1000/70 = \pm 14.5 \text{ m}$ in asrichting.
laag 3: $76.5 \text{ m}^3 \approx 13 \text{ m}$ in asrichting.
laag 4: $64.5 \text{ m}^3 \approx 15.5 \text{ m}$ in asrichting.

De woelbak wordt in stroomrichting in drieën gedeeld en vanaf de overlaat worden de delen in benedenstroomse richting gemaakt, waarbij ieder deel onderling ook nog eens in de richting van de damas is verdeeld in 3 delen, net als de overlaat (zie figuur 3.5, blz. 122).

Voor de eerste stort (het dichtst bij de overlaat) geldt: 78 m^3
dus $1000/78 \approx 12.5 \text{ m}$ in asrichting.
stort 2: $1000/66.3 \approx 15 \text{ m}$ in asrichting.
stort 3: $1000/57.3 \approx 17.5 \text{ m}$.

De verschillende blokken die na elkaar worden gestort, zijn te zien in figuur 3.5. Vermeden wordt dat er een blok wordt gestort, aangrenzend aan een pas gestort blok. Hiermee wordt bereikt dat ieder blok een groter oppervlak heeft direkt na het storten, en dus meer kan afkoelen, hetgeen nodig is i.v.m. optredende spanningen.

Globaal wordt er 93000 m^3 beton gestort voor de drempel tot $+14\text{m} + \text{LD}$ en 67000 m^3 beton voor de woelbak. Samen is dit 160000 m^3 .

Uit deze getallen volgt een benodigde tijd voor het storten van de overlaat tot het niveau van $+14\text{m} + \text{LD}$ van ong. 160 dagen ≈ 5.5 maand ≤ 7 maanden, zodat deze methode van bouwen gehanteerd kan worden.

De tweede droge periode.

Om de drempel af te maken vanaf het niveau van $14\text{m} + \text{LD}$ (zie figuur 3.4, blz. 121):

Laag 5: $55.5 = 1000/55.5 = \pm 18 \text{ m}$ in asrichting.
laag 6: $1000/49 = \pm 20.5 \text{ m}$ in asrichting.

laag 7: $1000/43.5 = \pm 23$ m in asrichting.
laag 8: $1000/32 = \pm 31$ m in asrichting.

Bij het storten van het bovenste deel van de drempel, worden tevens de pijlers meegestort. Er moet dus op worden gelet dat de voegen van de storten zich steeds aan weerszijden van de pijlers bevinden. Hierdoor zal de integratie van pijler en overlaat maximaal zijn.

In totaal zijn er 20 schuiven van 13.5 m. Dit betekent dat er 21 pijlers zijn:

- 2 randpijlers, die verbonden zijn aan een randconstructie.
- 2 pijlers van 5 m dik, waar een dilatatievoeg middendoor loopt.
- 17 pijlers van 3 m dik.

De pijlers bevatten voorspanningskabels, die krachten, op de schuiven uitgeoefend, overdragen op de pijler. Deze voorspanningskanalen kunnen ook naar de drempel gevoerd worden en daar in zijdelingse richting uitwijken, om meer kracht te kunnen afdragen op het (massa)beton.

Het naar de drempel voeren van deze voorspankanalen kan gebeuren tot 14 m +LD, het maximale bouwniveau van de eerste droge periode, omdat in de tweede droge periode vanaf dit niveau nog niet is gestort. Slechts in dat deel kunnen de voorspankabels dus worden opgenomen. De voorspankanalen kunnen eindigen in een holle ruimte in de pijler, die van bovenaf bereikbaar is. Zo kan gemakkelijk worden voorgespannen na het storten van de pijler. Zie voorbeeld van figuur 2.13, blz. 97. Ook kunnen de voorspankanalen in de lengte door de pijler worden getrokken. Het nadeel hiervan is dan dat de voorspankabeleinden vaak onder water liggen (het stuwmeerpeil varieert) en dus moeilijk bereikbaar zijn (hetgeen nodig kan zijn).

Uiteraard zal er in de pijler ook gewoon wapeningsstaal worden toegepast. De pijlers worden immers naast de zeer grote belasting door de schuiven uitgeoefend, ook belast door de wegconstructie inclusief verkeer, en veranderlijke krachten door een variërende schuifstand, waardoor belasting in verschillende richtingen optreedt.

3.6 Het betonstorten.

Op welke wijze moet het beton in het werk worden gebracht? Hiervoor is het belangrijk om te weten waar het beton geproduceerd wordt.

In verband met de jaarlijks hoge waterstanden wordt de betonwerkplaats gebouwd buiten het hoogwaterbed van de rivier. Dit kan echter zowel aan de oost- als aan de westzijde van de rivier zijn. Hier wordt aangenomen dat de betonwerkplaats aan de westzijde van de rivier staat. De reden hiervan is dat er voor de overlaatconstructie, gelegen aan de westzijde, meer

beton nodig is dan voor de waterkrachtcentrale, gelegen aan de oostzijde. Een consequentie is dan wel dat er in het eerste bouwjaar een hulpbrug moet komen om de wkc. mee te kunnen bereiken.

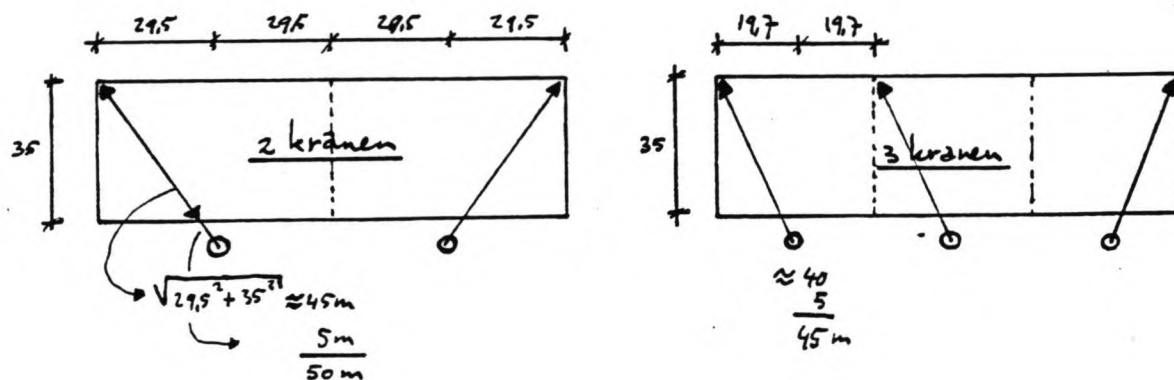
Drie methodes om de beton vanaf de productieplaats te vervoeren zijn:

- 1 - in een kubel op een vrachtauto naar de bouwput en daar met behulp van een kraan in het werk storten.
- 2 - per vrachtauto naar de rand van de bouwput vanwaar verder vervoerd per kabelbaan.
- 3 - per kabelbaan direct van de productieplaats naar het werk, waar direct gestort kan worden.

Uitgangspunt is dat er 1000 m^3 gemiddeld per dag moet kunnen worden verwerkt. Stel dat er 10 uur gewerkt wordt, dan is dat $100 \text{ m}^3/\text{uur}$. Dit is 240 ton per uur.

1. Het gebruik van kranen.

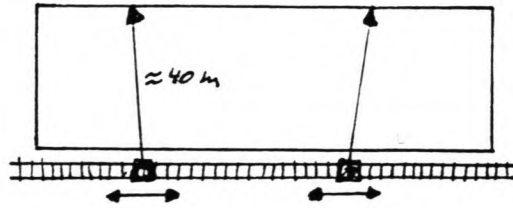
Het grondvlak van de drempel van de overlaat, dat met een kraan moet worden bestreken is in drie delen opgesplitst, waarvan het grootste deel 118 m lang is en 35 m breed. Indien er kranen worden gebruikt die niet mobiel zijn, dan zouden er voor één deel van 118 m twee kranen nodig zijn van $\approx 50 \text{ m}$, of drie kranen van $\approx 45 \text{ m}$ lengte (van de giek). Zie de onderstaande figuur.



Deze situatie is niet erg gelukkig omdat:

- de benodigde lengtes van de giek erg groot zijn
- ondersteuning van één kraan aan de andere niet mogelijk is
- in het geval van uitval van een kraan ernstige vertraging in de bouw optreedt.

Beter is het hier om bijvoorbeeld 2 kranen te gebruiken, die zich op een rail kunnen voortbewegen. De giek kan daardoor continue loodrecht op de railrichting worden gehouden, zodat de benodigde lengte korter is. Er kan dan volstaan worden met een giek lengte van 40 m, zoals in de onderstaande figuur te zien is.



Indien er met kubels wordt gewerkt en in één kubel gaat 4 m^3 per keer, dan moeten er per uur 25 kubels worden gestort. Met 2 kranen is dat 12 kubels per uur, hetgeen betekent dat er iedere 5 minuten een vrachtauto moet worden gelost. Wellicht dat aan iedere kant een kraan op tracks met een giek lengte van 20 m een beter alternatief is. Een optredend nadeel is dat de rail 2 maal verplaatst moet worden nadat met de woelbak is begonnen.

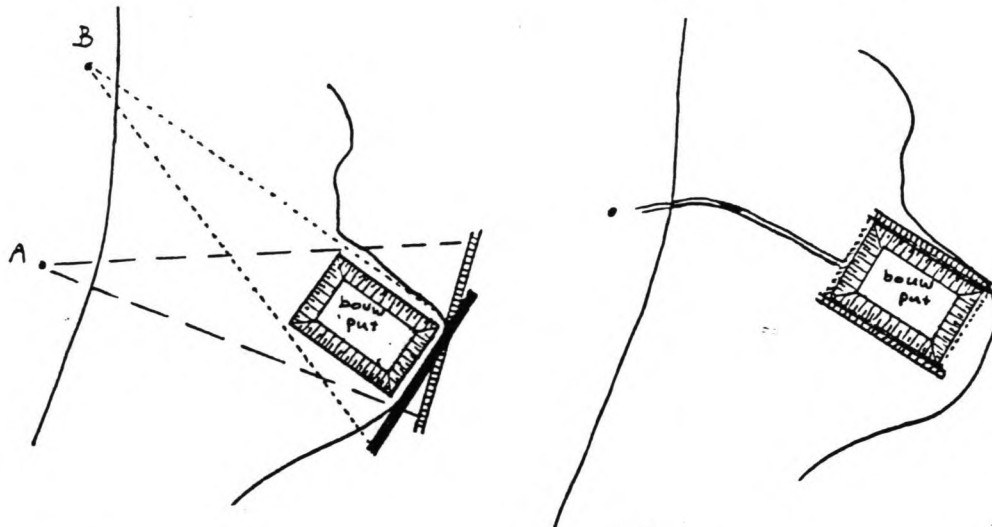
2. Het gebruik van vrachtauto's in combinatie met een kabelbaan.

Indien er loodrecht op de asrichting van de dam een rail wordt aangelegd aan weerszijden van de overlaat waarop verrijdbare torens staan, dan zal de kabelbaan de gehele overlaat kunnen bestrijken. Wordt er bovendien een dubbele baan gebruikt (heen én weer) dan zal het tijdverlies tussen de arriverende hangkubels gering zijn.

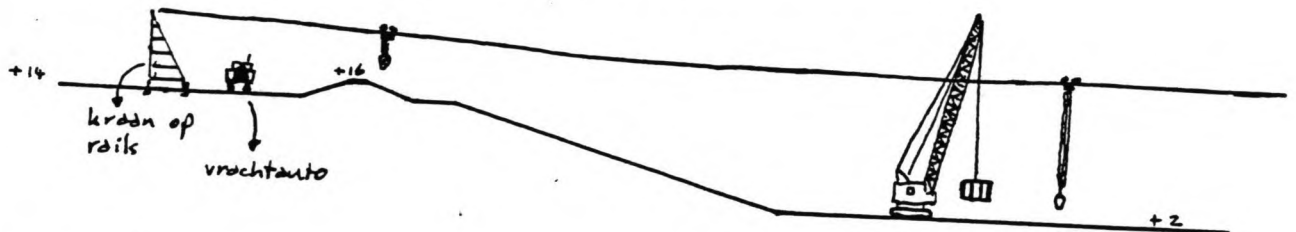
Een voordeel bij deze werkwijze is dat de vrachtauto's geen op/afrit hoeven te gebruiken omdat ze door de kabelbaan gelost worden buiten de bouwput. Tijdwinst zal hiervan het gevolg zijn.

3. Het gebruik van een kabelbaan vanaf de betonproductieplaats.

Er kan gedacht worden aan een vast punt van de kabelbaan op de westelijke oever en een verplaatsbare toren op rail aan de andere kant van de bouwput. Nadeel is hier echter de afstand tussen de betonproductieplaats en de bouwput, die zeer groot is ($\pm 1 \text{ km}$). Dit kan problemen geven met een verplaatsbare toren, vooral ook omdat de overlaat niet evenwijdig aan de oever staat. Bovendien is de aanvoer van beton niet zo groot omdat de hangkubels niet zo groot zijn (2 m^3). Voor verduidelijking zie de volgende figuur.



Er wordt besloten om methode 2 te gebruiken. De kabelbaan zal de door vrachtauto's aangevoerde kubels direct boven de te storten plaats brengen. Zie de figuur hieronder.



Bovendien zal er gebruik gemaakt worden van een enkele kranen op het werk voor aanvullende werkzaamheden zoals bijvoorbeeld het tillen van bekistingen of wapening. Deze kraan kan op tracks worden geplaatst óf het kan een gewone mobiele kraan zijn, mits hiervoor rijstroken zijn aangelegd op de bouwplaats. Zie figuur 3.3, blz. 120. Er zal dan uiteraard toch een op/afrit moeten worden gemaakt. Deze wordt gebruikt om zwaar materieel naar de bouwput te vervoeren. Bovendien kunnen zo vrachtauto's toch naar beneden rijden, in het geval van uitvallen van de kabelbaan.

3.7 De benedenstroomse bodembescherming.

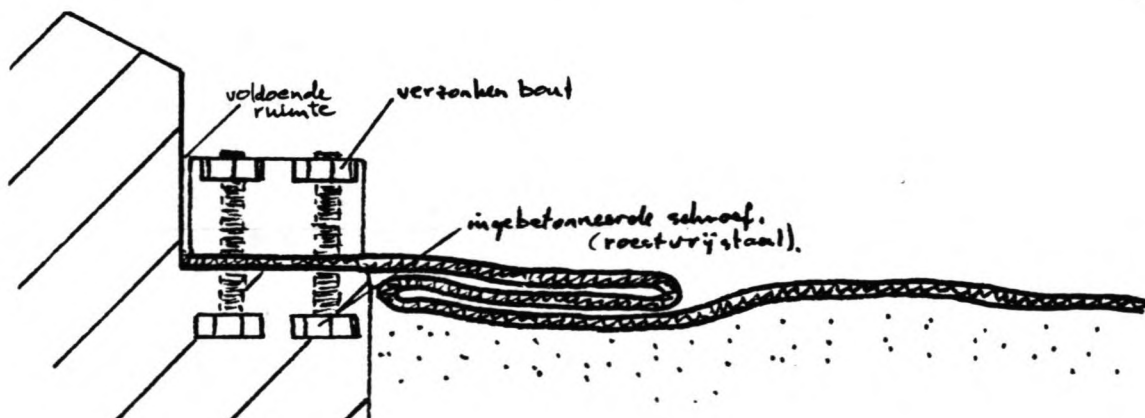
Er is in het voorgaande al rekening gehouden met het feit dat de benedenstroomse bodembescherming niet in de eerste droge periode, samen met de overlaat en woelbak, wordt aangelegd. Hier zal dit nog eens verduidelijkt worden. Het uitgangspunt vormt een bodembescherming van 75 m in stroomrichting (even lang als de woelbak). De benodigde grootte van de stortsteen is berekend in bijlage 2.2, blz. 64. Indien er in de eerste droge periode een put gebaggerd moet worden op 2 m+LD waarin tevens de bodembescherming wordt gemaakt, dan zal het bodemvlak niet $380 \times 150 = 57000$, maar $460 \times 225 = 103500 \text{ m}^2$ bedragen. Het te baggeren grondvolume is dan 1608408 m^3 $(460 + 3.5 \cdot 12) \cdot (225 + 3.5 \cdot 12)$. Dit is 65 % meer

dan het volume benodigd voor alleen overlaat en woelbak. Om die reden én vanwege het feit dat er dan meer bemalen moet worden, zal de bodembescherming worden aangelegd in de tweede droge periode.

Voordat de droge periode begint moet een baggerschip het gebied benedenstrooms van de woelbak hebben gebaggerd tot een niveau van 4.5 m +LD. Hiervoor zal er wellicht niet vanaf het niveau van 14 m +LD hoeven te worden gebaggerd omdat de rivier in de natte periode een deel heeft geërodeerd (onderzoek naar de mate waarin dit is gebeurd zal tevens gebruikt kunnen worden om het programma van de ontgrondingsprotectie bij te sturen). Een ontgrondingsonderzoek gebeurt in bijlage 2.3 op blz. 68. Is de droge periode eenmaal aangebroken dan kan er op 2 manieren te werk worden gegaan:

óf de put wordt eerst leeggepompt en nadat bemaling is aangelegd wordt de bodembescherming in den droge aangelegd, óf de put wordt niet leeg gepompt en de bodembescherming wordt in het (stilstaande) grondwater aangelegd.

Er wordt voor de tweede methode gekozen. Deze methode zal goedkoper zijn dan de eerste, immers er hoeft geen bemaling te worden aangelegd, én er zal veel tijdswinst optreden. Extra zorg dient nu te worden besteed aan het egaal maken van de bodem. Om het doek te leggen kan er gebruik worden gemaakt van liggers die aan het einde van het doek worden bevestigd en die aan een in de constructie gemaakte uitsparing worden vastgemaakt. Ook zal er voor moeten worden gezorgd dat het doek in het begin voor een deel dubbel komt te liggen zodat trekspanningen in het doek worden voorkomen. Zie onderstaande figuur.



3.8 De randconstructies.

Onder de term randconstructies wordt hier verstaan: de vleugelmuur, die aan de benedenstroomse kant van de overlaat haaks op de damas staat en de woelbak begrenst, én het landhoofd dat aan weerszijde van de overlaat grenst en in de richting van de damas in de aarden dam is opgenomen.

De vleugelmuur.

Zoals bekend is, zal de woelbak aan de zijkanten worden begrensd door een wand. Deze wand heeft twee functies:

- het scheiden van het aangrenzend damlichaam van de woelbak.
- voorkomen dat het water, dat over de drempel stroomt te snel uitwaaiert bij het verlaten van de woelbak. Hiermee wordt voorkomen dat de voet van het aangrenzend damlichaam beschadigt.

De vleugelmuur (zie figuur 3.6, blz. 123) moet dus hoog genoeg zijn om het damlichaam te kunnen 'keren' aan de zijkant, en lang genoeg zijn om de voet van dit zelfde damlichaam te beschermen tegen erosie.

Vanaf de pijler zal de vleugelmuur vanaf 39 m+LD parallel lopen aan het talud van het damlichaam. Vanaf het niveau +25 m +LD, loopt de muur horizontaal. De vleugelmuur wordt niet doorgetrokken tot het einde van de bodembescherming. De reden is dat er daar ontgrondingen zijn te verwachten waar de wand dan aan wordt blootgesteld. De mogelijke ontgroning door turbulentie aan het einde van de vleugelmuur wordt voorkomen door rondom de plaats waar de vleugelmuur eindigt de bodembescherming door te zetten. Dit is op 2 mogelijke manieren getekend in figuur 3.7 op blz. 124. nl. zoals getekend bij A en B. Bij alternatief A hoeft er minder bodembescherming te worden aangelegd. Echter het grote nadeel van A t.o.v. B is dat de vleugelmuur zo lang is, dat deze niet in de bouwput kan worden gemaakt. Om die reden wordt alternatief A verworpen.

Bij het hanteren van een helling van 1:4 van de aarden dam aangrenzend aan de vleugelmuur fungeert de vleugelmuur als een keermuur ter plaatse van de bodembescherming, omdat daar het peil van de bovenzijde van het stortebed aanzienlijk lager is dan het omliggende zandplaatoppervlak (zie figuur B.3.4.A., blz. 113). Daarom wordt besloten om bij alternatief B ter plaatse van de vleugelmuur, de helling van de aarden dam 1:3 te laten zijn.

Omdat ook de bodembescherming ligt in de zandplaat van 14 m, zal er vanaf het eind van de bodembescherming een talud zijn (het talud dat met baggeren is gemaakt) tot aan het niveau van +14 m+LD. Dit talud ligt rondom de gehele bodembescherming.

De vleugelmuur staat in het verlengde van de laatste (of eerste pijler). De pijlers worden 'gedragen' door de drempel van de overlaat, die uit massief beton bestaat. De vleugelmuur echter staat boven de rand van de woelbak, wat géén goede fundering voor de vleugelmuur betekent. De vleugelmuur zal apart gefundeerd moeten worden.

Door het verschil in fundering tussen de randpijler van de overlaat en de vleugelmuur, zal er een voeg tussen beide constructies moeten komen. Deze is verticaal en wordt ter plaatse van doorsnede A-A in figuur B.3.4.A., blz. 113, geplaatst.

De onderkant van de vleugelmuur ligt op het niveau dat ook de

onderkant van de woelbak heeft. Hierdoor kan de vleugelmuur tegelijkertijd met de drempel en woelbak in de eerste periode worden gebouwd tot het niveau van +14 m+LD.

Verschillende doorsnedes van de vleugelmuur zijn weergegeven in bijlage 3.4, blz. 113. De vleugelmuur wordt als een (vrij hoge) keermuur uitgevoerd. Er kan nog besloten worden om tussen woelbak en vleugelmuur geen voeg te maken. Het voordeel is uiteraard dat de woelbak dan meedoet in het opvangen van het buigend moment, een nadeel is dat er dan veel meer wapening in de (rand van de) woelbak moet worden aangebracht waardoor de bouw hiervan langer duurt. In bijlage 3.4 zijn globale berekeningen gemaakt waarbij de woelbak niet bijdraagt aan het opnemen van het buigend moment.

Opgemerkt dient te worden dat het ook mogelijk is om een trekanker toe te passen in doorsnede A-A om de momenten mee te reduceren. De dikte van de vleugelmuur wordt dan kleiner.

Bij de berekeningen worden steeds twee dingen onderzocht:

- kan de constructie afschuiven?
- kan de constructie kantelen?

Door de optredende horizontale korreldrukken zullen er grote momenten in de wand optreden. Aan de hand van deze momenten en tabel 11.3b van de T.G.B. 1974 worden dikte en wapeningpercentage berekend. Aan de hand van de genoemde criteria en de berekende benodigde wapening om de momenten te kunnen opvangen, worden de dimensies van de vleugelmuur bepaald (een zelfde werkwijze wordt gevolgd bij het landhoofd. Hier wordt van een symmetrisch ontwerp van de overlaat uitgegaan, zodat landhoofd en vleugelmuur aan beide zijden van de overlaat gelijk (maar gespiegeld) zijn.

De constructie zal bij doorsnede C-C aan beide kanten voorzien moeten zijn van een kleine voetplaat. Dit komt doordat de belasting aan beide zijden even groot is. Om stabiliteit te ontlenen aan de óp deze voetplaat rustende grond moet de muur hier enkele meters diep de grond in gaan. Een alternatief is het heien van enkele palen aan het einde van de wand waar de wand dan haar stabiliteit aan ontleent.

Het landhoofd.

Aan de bovenstroomse zijde aan de zijkanten van de overlaat, wordt het aangrenzende dijklichaam omgekegeld. Hierdoor verloopt ter plaatse van de verkeersweg het talud van ± 12 m+LD bij de grens met de overlaat tot verkeersweghoogte (= +39 m) aan de andere kant (zie bovenaanzicht, figuur 3.7, blz. 124). Eén zijde van het landhoofd wordt dan begrensd door water en een aarden lichaam onder een helling, terwijl de andere zijde wordt begrensd door het volledige damlichaam.

Het te ontwerpen landhoofd zal ter plaatse van de grens met de overlaat dieper gefundeerd moeten zijn dan + 12 m omdat er

anders veel onderloopsheid op kan treden (de kwelweg van het water is dan kort, en wordt slechts door de damwand doorkruist).

Het landhoofd wordt bij een fundering op +7 m+LD, 32 m hoog ter plaatse van de grens met de overlaat (zie figuur B.3.4.B, blz. 115). Omdat er een verlopend grondniveau aan de benedenstroomse kant aanwezig is, kan er trapsgewijs worden geconstrueerd in de lengte as van de dam.

In bijlage 3.4, blz. 113, worden er enkele doorsnedes berekend. Bedacht moet worden dat de 'voorkant' van de constructie in het verlengde ligt van de voorkant van de overlaat. Zo kan er in de eerste droge periode al gebouwd worden aan het landhoofd tot een niveau van +14 m+LD. Om dit te bereiken hoeft slechts de eerste aan de overlaat grenzende 27 m van het landhoofd te worden gebouwd. Dit past net niet binnen de bouwput zodat deze in de lengterichting van de dam 2 * (27 - 22) = 10 m langer moet worden gemaakt.

Belangrijk is het om in te zien dat er ter plaatse van de grens met de overlaat (doorsnede A-A) sprake is van actieve gronddruk aan de 'hoge grondkant' en van passieve gronddruk aan de 'lage grondkant'. Bij doorsnede C-C zijn beide grondniveau's aan elkaar gelijk; er zal geen verplaatsing te verwachten zijn en er mag met de neutrale gronddruk worden gerekend. Voor doorsnede B-B geldt hetzelfde als voor A-A. Daar kan de vergelijking met een damwand worden gemaakt, waarbij over de kant met het hoge grondniveau actieve en over de andere kant passieve gronddruk wordt berekend.

In doorsnede A-A wordt berekend dat het 32 m hoge landhoofd, indien voorzien van een helling aan de bovenstroomse kant van 80 graden, een dikte aan de bovenkant heeft van 3 m. Door deze geringe dikte t.o.v. de breedte van de weg zullen er grote momenten in de weg optreden. Om deze momenten te verminderen moet de weg op meerdere plaatsen of over een groter oppervlak worden ondersteund. Hier wordt ervoor gekozen om dwarsliggers toe te passen. De te ondersteunen constructie bestaat in feite uit 2 rijstroken van samen 7 m (dit is het zwaarst belaste deel van de verkeersweg).

De kruin van de aangrenzende aarden dam heeft een breedte van 15 m, bestaande uit 10.7 m voor de verkeersweg en 5 m extra om de rail nog te kunnen leggen.

Door de grote slankheid van het landhoofd en de optredende horizontale korreldrukken zullen er momenten in het landhoofd optreden. Aan de hand van deze momenten en tabel 11.3b van de T.G.B. 1974 worden dikte en wapeningpercentage berekend. De maatgevende belastingsituatie is per doorsnede vermeld.

3.9 De bouw.

Er moet nu een bouwschema worden gemaakt. De bouw van de overlaat kan met een grotere mate van zekerheid worden geprogrammeerd dan de andere onderdelen van de dam. Zij vormen immers geen onderwerp van onderzoek. Het uiteindelijke

bouwschema is te zien in figuur 3.8, blz. 125.

De voorbereidingen voor de bouw van de gehele dam bestaan uit het inrichten van de betonproductieplaats op de westelijke oever buiten het hoogwaterbed van de rivier. De keuze van de westelijke oever is gebaseerd op de grootste hoeveelheid beton, die aan deze kant wordt verwerkt in de dam. Een gevolg van deze keuze is wel dat er een hulpbrug moet worden gemaakt om tijdens de bouw van de wkc. alle materiaal over de hoofdgeul te kunnen brengen.

Verder kan er begonnen worden met alle benodigde materiaal en materieel te mobiliseren (cement, toeslagmateriaal, baggermaterieel, grondverzetmachines etc.).

De verschillende optredende stadia van de bouw van de dam zijn te zien in figuur 3.9, blz. 126. De figuren 3.10 en 3.11 op blz. 127 en 128, laten 2 stadia van specifiek de overlaat zien.

Aangenomen wordt hier dat de wkc. wordt gebouwd door eerst de onderbouw te prefabriceren en die vervolgens af te zinken in een diepe kuil, die gebaggerd wordt in een laag gelegen deel van de rivierbodem. Dit in tegenstelling tot de overlaat, die op een zandplaat wordt gebouwd. De grond in deze kuil moet voor het afzinken van de onderbouw worden verdicht om zettingen te voorkomen. De hulpbrug dient nu om de opbouw van de wkc. mogelijk te maken. Bedacht moet worden dat er ontgrondingen kunnen optreden t.g.v. stroming om en door de w.k.c. heen. Hiervoor moet een protectie worden aangebracht rond de zijkanen van de constructie. In het bouwschema kan dit gebeuren onder de post 'afwerking'.

Er zal getracht worden om direct na de voltooiing van de gehele stuwdam reeds enkele turbines operationeel te laten zijn. Op die manier wordt er direct aan de primaire functie van de stuwdam voldaan nl. het opwekken van electriciteit. Om alle turbines direct na bouw van de stuwdam te laten werken is onmogelijk omdat de installatie van de turbines veel tijd kost. Aan de installatie van enkele turbines kan worden gewerkt in de 3e en 4e droge periode. In de 3e en 4e natte periode kan de wkc. niet per land bereikt worden, hetgeen wel kan in de droge periodes. Pas aan het eind van de 4e natte periode is de verkeersweg klaar. In de 5e droge periode kan de installatie van turbines voortgezet worden.

Aan het eind van de 5e natte periode zullen er dus enkele turbines klaar zijn voor gebruik.

Na de bouw van de wkc. zal in de 2e natte periode worden begonnen met baggerwerkzaamheden voor de bouw van de overlaat. Hier wordt de bouw van de overlaat globaal doorlopen:

1. In de 2e natte periode wordt de bouwput van de overlaat gebaggerd.
2. De 3e droge periode wordt gebruikt om de overlaat inclusief woelbak, keermuur en scheidingswand te bouwen tot een niveau van +14 m+LD (in het bouwschema zijn de benamingen voor de keermuur en scheidingswand resp. muur en wand).

3. In de 3e natte periode wordt het gebied van de toekomstige bodembescherming gebaggerd.
4. In de 4e droge periode wordt de drempel afgemaakt en worden de pijlers van de overlaat gestort. Omdat er nu boven maaiveldhoogte wordt gebouwd kunnen er bij een hoge waterstand (en dus hoge watersnelheden) grote ontgrondingen ontstaan, die de stabiliteit van de overlaat in gevaar brengen. Om de overlaat tegen deze ontgrondingen te beschermen wordt de keermuur aangelegd aan weerszijden van de overlaat. Voor het verkrijgen van stabiliteit is het noodzakelijk dat er al een deel van de aarden dam wordt gemaakt. Het stuk aarden dam tussen de overlaat en de wkc. wordt gebouwd tot een niveau van 23 m +LD, en is dus nog lang niet gelijk aan de uiteindelijk te bouwen dam (er is geen tijd om de dam tussen overlaat en wkc. direct op te bouwen tot 39 m +LD). Ook zal nu de bodembescherming áchter de woelbak worden gelegd in stilstaand grondwater.
5. De 4e natte periode wordt gebruikt om de verkeersweg met rail te bouwen. De bekisting voor de liggers zal komen te hangen aan de pijlers, zodat er geen afstempeling op de drempel van de overlaat nodig is. Ook zullen nu de pijlers worden voorgespannen, daar in het 5e bouwjaar de schuiven zullen worden geplaatst (hoewel deze niet diréct belast worden).
6. In de 5e droge periode wordt de aarden dam voltooid, inclusief de weg erop en de rail tussen overlaat en wkc (slechts in dit gebied hoeft de loopkraan te functioneren). Nu worden de schuiven in delen (van 1/3 schuif) aangevoerd en ter plaatse aan elkaar gelast en geplaatst. In deze periode is het ook mogelijk nog een andere constructie te bouwen zoals een schutsluis, omdat betonproductiematerieel niet meer operationeel hoeft te zijn voor de overlaat.

Een enkele opmerking moet hier nog worden gemaakt:

- Omdat bij het storten van beton direct op de drainlaag, deze verstopt kan raken door intreding van cement moet er een (eenvoudig) folie op de drainlaag worden gelegd alvorens het beton wordt gestort.

- Het storten van beton in de 4e droge periode kan door een kraan gebeuren. Nu is het te bestrijken oppervlak van de giek van de kraan kleiner dan in de 3e droge periode, waar zowel drempel als woelbak moesten worden gestort. Echter een kabelbaan is hier ook gewenst omdat zo tevens het gebied van de bodembescherming benedenstrooms van de woelbak kan worden bereikt. Een ponton waar steenslag van wordt gelost is hier het alternatief voor de kabelbaan. Het gebruik van één (of meer) pontons in samenwerking met kranen of een kabelbaan is een keuze die op basis van kosten en tijd zal moeten worden gemaakt. De kraan is nodig omdat de hoogte van storten hoger is dan met de kabelbaan wordt bereikt.

3.10 Technische details.

Een aantal zaken dienen nog te worden besproken.

Omdat de te storten hoeveelheid beton zo groot is, zal er een forse temperatuurstijging in het beton optreden. Om deze tegen te gaan wordt de beton in blokken gestort. Naast een juist gestort blok zal niet direct een nieuw blok worden gestort, zodat het oppervlak grenzend aan de buitenlucht groot is. Koeling kan hierdoor op natuurlijke wijze geschieden. Een andere reden voor het storten in blokken is dat op deze wijze trekspanningen, die ontstaan tijdens het afkoelen van de constructie, beperkt zullen blijven. Om de afzonderlijke blokken nog meer te koelen, wordt er vaak gebruik gemaakt van koelbuizen. Dit zijn metalen buizen met een diameter van 20 à 25 mm, en een wanddikte van enkele mm's. De koelbuizen worden op een (of meerdere) horizontale doorsnedes van het betonblok aangebracht, waarna de rest van het betonblok wordt gestort. Uiteraard moet er bij het verdichten van de beton rekening worden gehouden met de hoogteligging van de koelbuizen, daar ze gemakkelijk kunnen beschadigen. Nadat de buizen hebben gediend om het beton te koelen worden ze volgespoten met een epoxy polyester.

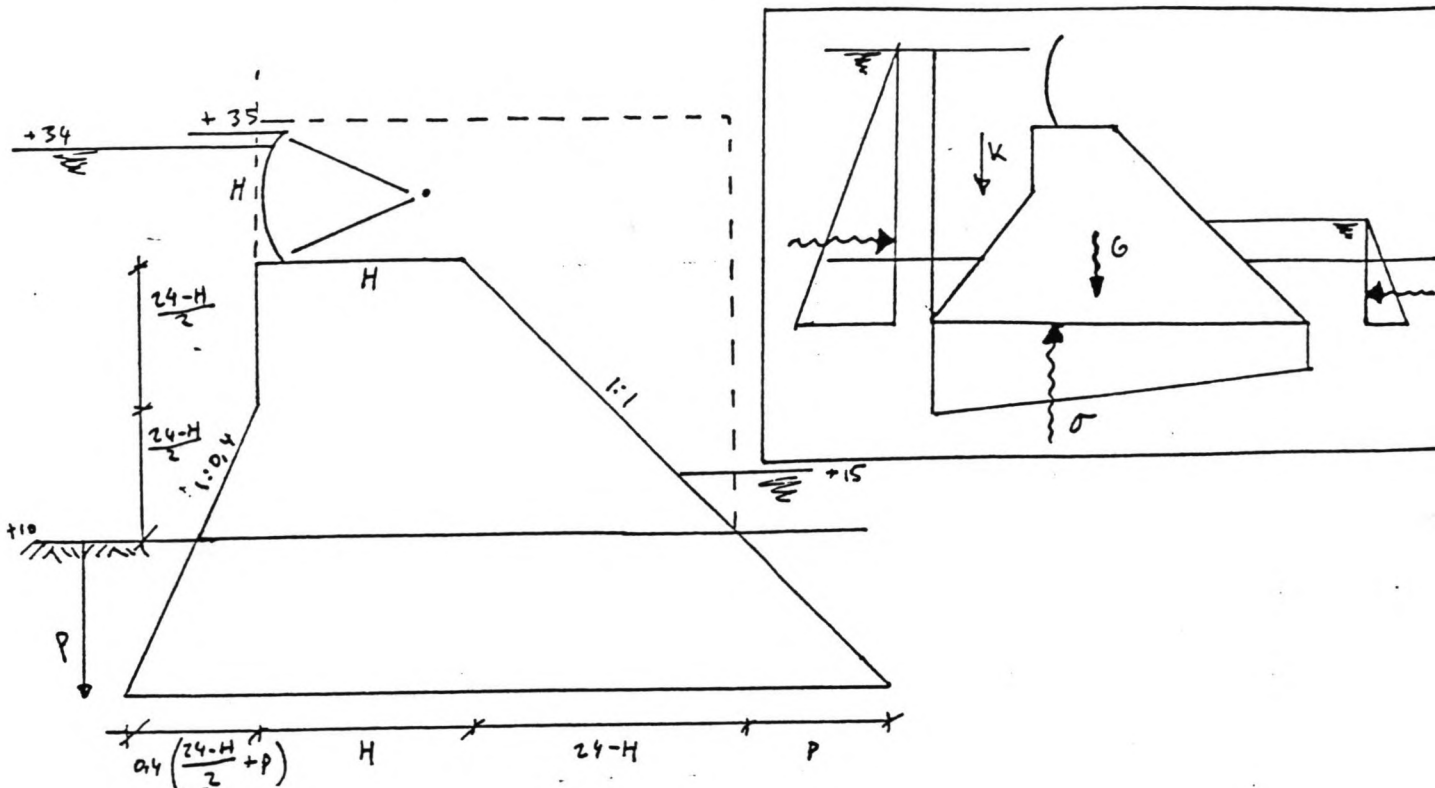
Andere methoden, die vaak worden toegepast, om de temperatuur van het beton 'laag' te houden zijn het koelen van de te gebruiken toeslagmaterialen en water, en de toepassing van low heat cement.

Het storten van de constructie die verdeeld is in vele blokken vraagt een bepaalde strategie. Omdat er 2 dilatatievoegen in de constructie worden opgenomen ontstaan er in feite 3 te storten delen van de overlaat. Twee hiervan zijn 118 m lang en één is 102 m lang. Zoals er bij de afzonderlijk te storten betonblokken geen aangrenzende blokken worden gestort direct na elkaar, worden er nu ook geen aangrenzende overlaatl delen direct na elkaar gestort. Zo zullen de overlaatonderdelen in combinatie met een dilatatievoeg over de gehele breedte en over de gehele hoogte onafhankelijke delen vormen, waardoor spanningen t.g.v. vervormingen beperkt kunnen blijven.

Omdat er steeds beton wordt gestort in blokken zullen er op de verticale en horizontale scheidingsvlakken tussen aansluitende blokken constructievoegen ontstaan. Deze moeten goed gemaakt worden om een grote samenhang tussen de blokken te verkrijgen. De werkwijze is dan als volgt: ± 24 uur na het storten van het beton wordt het oppervlak behandeld met een hogedruk waterspuit. Hiermee wordt bereikt dat het oppervlak ruw wordt: het toeslagmateriaal blijft uitsteken terwijl toch de beton intact blijft. Voor het aangrenzende blok gestort wordt, wordt het oppervlak bespoten met water (zonder druk) om het schoon en nat te maken. Hierna wordt het oppervlak ingesmeerd met een mortelmix van ± 1 cm, waardoor de aanhechting met het aangrenzende blok optimaal is.

Bijlage 1.1

Globale berekening van economische afmetingen.



G: $24[H(4-H+p) + ((24-H)/2+p)^2 * \frac{1}{2} * 0.4 + (24-H+p)^2 * \frac{1}{2}] =$
 $7603.2 - 57.6H - 10.8H^2 + 691.2p + 16.8p^2 - 4.8pH$

W: $W_l - W_r = \frac{1}{2} * 10(24+p)^2 - \frac{1}{2} * 10(5+p)^2 = 5(24+p)^2 - 5(5+p)^2 =$
 $2755 + 190p$

O: $0.75 [\frac{1}{2}(10(24+p)+10(5+p)) * (28.8 - 0.2H + 1.4p)] =$
 $3132 - 21.75H + 368.25p + 10.5p^2 - 1.5pH$

K: -water

$10[(H+(24-H)/2)((24-H)/2+p)0.4 + \frac{1}{2}((24-H)/2)^2 0.4 +$
 $0.4p(24-H)/2 + \frac{1}{2} * 5^2 + 5p] = 989 - 24H - 0.5H^2 + 1467$

-grond

$4p^2 + 10p^2 = 14p^2$

Totaal: $989 - 24H - 0.5H^2 + 146p + 14p^2$

P: dikte pijler: $0.3H$

$P = 24[H(H+(24-H)/2) + 0.5((24-H)/2)^2] =$

$1728 + 144H + 15H^2$. Per m': (totale gewicht aan

pijlers)/L = (aantal pijlers * gewicht van 1 pijler)/L =

$[(L/(0.3H+H)) * 0.3H(1728+144H+15H^2)]/L =$

$398.8 + 33.2H + 3.46H^2$

Samengevat:

	H	H ²	p	p ²	Hp	
G	-57.6	-10.8	691.2	16.8	-4.8	7603.2
W			190			2755
-O	21.75	-368.25	-10.5	1.5		-3132
K	-24	-0.5	146	14		989
P	33.2	3.46				398.8

Opmerkingen t.a.v.:

W: (door het water uitgeoefende druk)

Als absoluut maximum voor de bovenstroomse waterstand geldt 35 m+LD. Dit kan worden veroorzaakt door een waterstand van 34 m+LD (het 'full supply level') plus golfopzet en opwaaiing. Omdat in een dergelijke situatie van veel wind en gelven en een hoge waterstand, de schuiven al zeter open staan is de benedenstroomse waterstand al toegenomen.

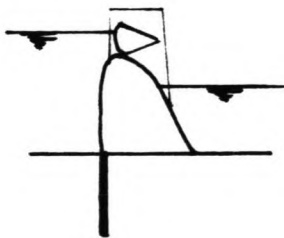
Als maatgevende belasting wordt aangenomen een zo groot mogelijk verschil tussen boven- en benedenstroomse waterstan. Daarom geldt bovenstrooms: 34 m+LD als benedenstrooms 35 m+LD geldt.

K: (Kolom water of grond boven de constructie)

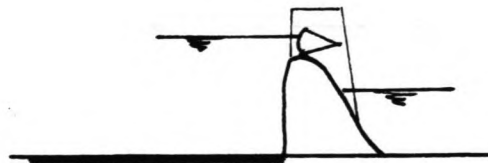
Voor grond wordt voor het natte volumegewicht aangehouden: $\tau = 20 \text{ kN/m}^3$. Voor droge grond geldt: $\tau_d = 17 \text{ kN/m}^3$.

O: (opwaartse druk)

Om de kwelweg te vergroten moet aan de bovenstroomse zijde van het kunstwerk een uitbreiding komen van een ondoorlatend materiaal. Mogelijkheden hiervoor zijn:



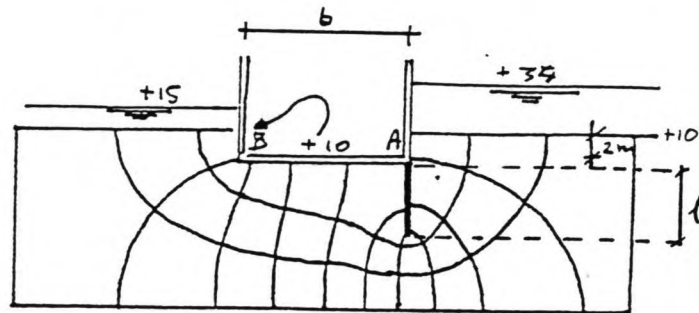
damwand



ondoorlatende bodembescherming

Door de constante aanwezigheid van het reservoir zal het gekozen scherm in beide gevallen onder water liggen. Hier wordt voor de damwand gekozen omdat de grond een horizontale gelaagdheid vertoont en verticale doorsnijding daarvan de beste oplossing is tegen grondwaterstroming. Wel moet worden bedacht dat het heien

van de damwand door deze horizontale gelaagdheid moeilijker kan zijn dan in gewoon zand. Aandacht dient dan ook te worden geschonken aan de manier van heien. In het volgende plaatje wordt een damwand gebruikt met een lengte van ongeveer $\frac{1}{2}b$.



Vierkantennet voor stroming onder een constructie. Zonder damwand is de opwaartse druk (in kN/m^2): $\frac{1}{2}(70 + 260) = 165$. Mét damwand is de opwaartse druk in B: $50 + (1.5/9.5)*165 = 76$ en in A: $50 + (4.5/9.5)*165 = 128$ Gemiddeld is dit $(76 + 128)/2 = 102$

Het damwandscherm geeft een reductie van de opwaartse kracht van $(165-102)/165 = 38\%$, als $l = \frac{1}{2}b$.

In de berekening van de opwaartse kracht zal een reductie van 25% worden toegepast; dit om de zojuist geschetste ruwe methode meer als indicatie dan als regel aan te houden. Wél moet de berekende lengte van de damwand als minimum wordt aangehouden. Natuurlijk is ook een uitbreiding aan de benedenstroomse zijde zinvol om waterspanningen te beperken, echter een uitbreiding aan de bovenstroomse zijde zal meer effect hebben.

Er wordt nu bekeken of aan criterium 1 is voldaan.

$$\text{Kriterium 1 is: } \frac{W}{G + K + P - O} \leq 0.58 \text{ --->}$$

$$190p + 2755 - 0.58(-26.65H - 7.84H^2 + 468.95p + 20.3p^2 - 3.3Hp + 5859) \leq 0$$

$$p = \frac{-7.0 + 0.16H \pm \sqrt{(-170 + 3H + 1.59H^2)}}{2}$$

$$H = 0 \text{ ---> } p = \frac{1}{2}(-170); \text{ neem } 0 \text{ (geen reële oplossing mogelijk)}$$

$$H = 5 \text{ ---> } p = \frac{-6.2 \pm \sqrt{(-115.3)}}{2}; \text{ idem}$$

$$H = 10 \quad \text{---->} \quad p = \frac{-5.4 \pm (19.4)}{2} = -0.5 \text{ m.} \quad \text{---->} \quad p = 0$$

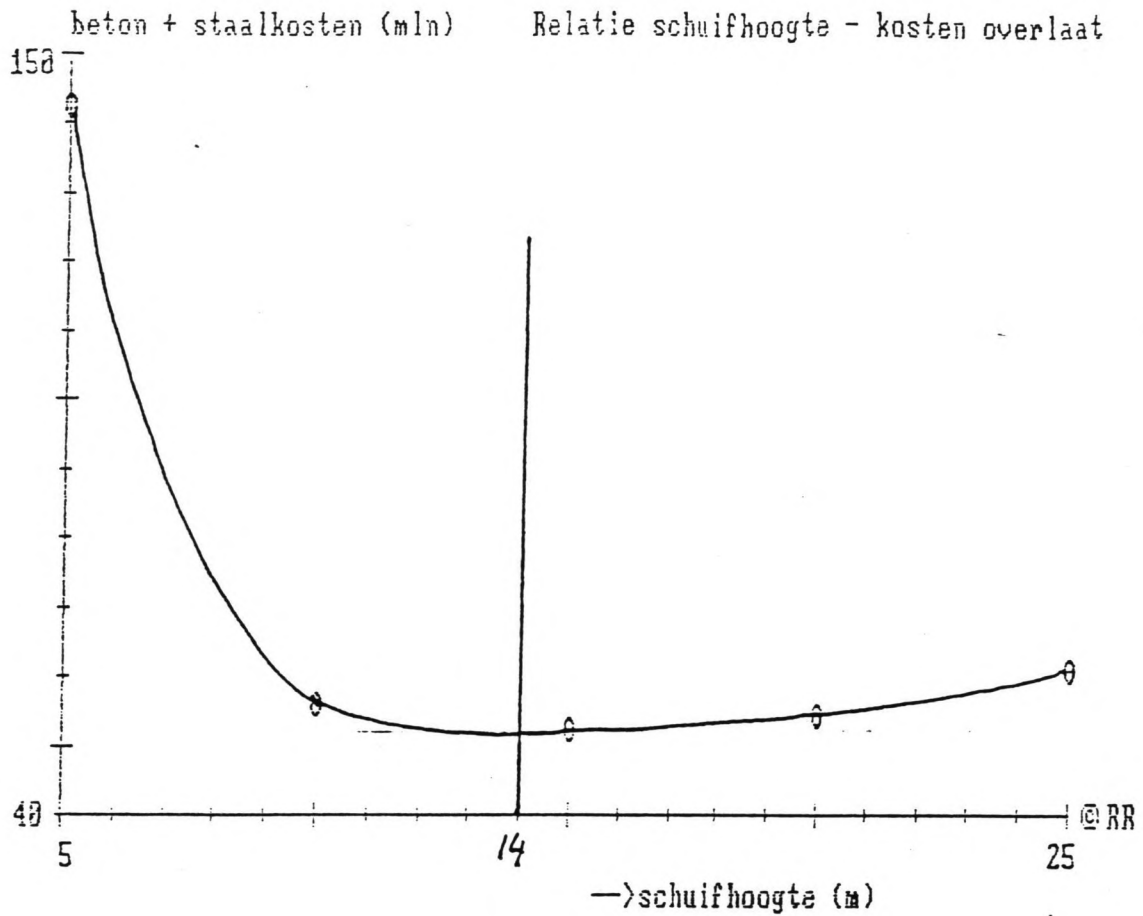
$$H = 15 \quad \text{---->} \quad p = \frac{-4.6 \pm (243.1)}{2} = 5.3 \text{ m.}$$

$$H = 20 \quad \text{---->} \quad p = \frac{-3.8 \pm (524.4)}{2} = 9.6 \text{ m.}$$

$$H = 25 \quad \text{---->} \quad p = \frac{-3.0 \pm (900)}{2} = 13.5 \text{ m.}$$

Op de volgende pagina is een tabel te zien waarin voor de verschillende waarden van H de kosten zijn berekend voor betonconstructie en schuif.

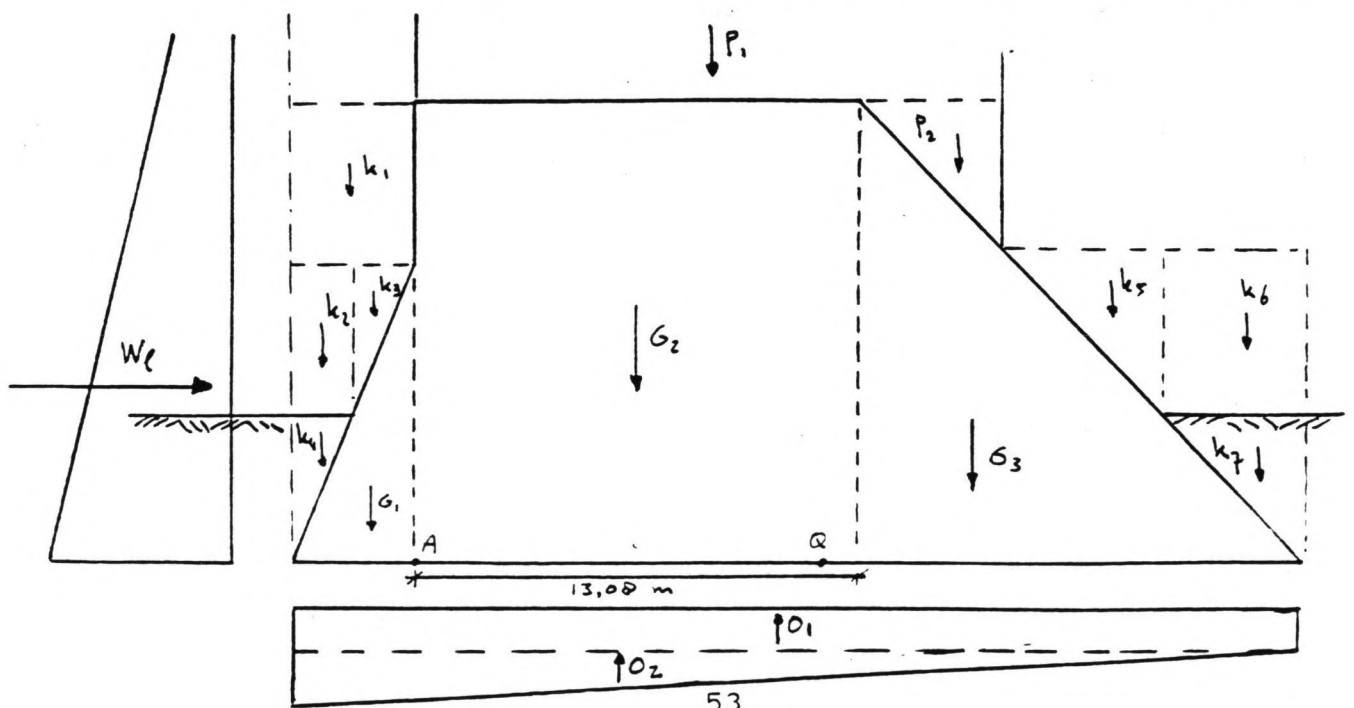
H	5	10	15	20	25
p	0	0	5.3	9.6	13.5
G+P(kN)	7697	7024	10120	12762	15198
L	729	258	140	91	65
beton (10^3 kN)	5611	1812	1417	1161	988
beton (mln)	116.9	37.7	29.5	24.2	20.6
aant.schuiven	146	26	10	5	3
H (feet)	16.7	33.3	50.0	66.7	83.3
W_1 per schuif(lb)	4887	35905	143200	410030	948800
W_2 per schuif(lb)	7949	15850	23800	31750	39650
W_{tot} per schuif	12836	51755	167000	441780	988450
schuifkosten(mln)	0.175	0.705	2.275	6.017	13.463
staalkost.tot.	25.6	18.3	22.8	30.1	40.4
totale kosten	142.5	56.0	52.3	54.3	61.0



In het vervolgonderzoek zal de waarde $H = 14$ m worden gebruikt. Hierbij is $p = (-4.76 \pm 13.55)/2 = 4.4$ m.

Er moet ook aan criterium 2 worden voldaan.

Aan de hand van onderstaande schets wordt het aangrijpingspunt van de resultante bepaald op de horizontale lijn van de basis:



Momenten t.o.v. A:

G(1) * 1.25	---->	424.13 * 1.25	=	530.16
-G(2) * 7	---->	4838.4 * 7	=	-33868.8
-G(3) * 18.67	---->	2419.2 * 18.67	=	-45166.46
-W(1) * 5.07	---->	4032.8 * 5.07	=	-20446.3
W(r) * 3.13	---->	441.8 * 3.13	=	1382.83
-P(1) * 10.5	---->	7056 * 10.5	=	-74088
-P(2) * 18.67	---->	588 * 18.67	=	-10977.96
K(1) * 1.88	---->	714.4 * 1.88	=	1343.07
K(2) * 2.88	---->	88 * 2.88	=	253.44
K(3) * 1	---->	50 * 1	=	50
K(4) * 3.17	---->	77.4 * 3.17	=	245.36
-K(5) * 24.33	---->	125 * 24.33	=	-3041.25
-K(6) * 28.2	---->	220 * 28.2	=	-6204
-K(7) * 28.93	---->	193.6 * 28.93	=	-5600.85
O(1) * 12.12	---->	2089.81 * 12.12	=	25328.50
O(2) * 6.83	---->	3017.2 * 6.83	=	20607.48

$$\Sigma V = 11439.98 \text{ kN} \qquad \Sigma M = - 149652.78 \text{ kNm}$$

Het aangrijpingspunt van de resultante kracht:

$$\begin{aligned} \Sigma M &= 149652.78 \\ -- &= \text{-----} = 13.08 \text{ m rechts van A (punt Q)} \\ \Sigma V &= 11439.98 \end{aligned}$$

Geconcludeerd kan worden dat de resultante van alle krachten door het middelste derde deel van het bodemvlak gaat zodat er is voldaan aan het tweede criterium.

Nu zullen de kosten worden berekend bij verschillende waarden voor H/B:

H/B = 0.5

L	729	258	140	91	65
HxB(m)	5x10	10x20	15x30	20x40	25x50
HxB(ft)	16.7x33.3	33.3x66.7	50x100	66.7x133.3	3.3x166.7
W(1) [lb]	9034	102239	479005	1471326	3539826
W(2) [lb]	7966	15884	23850	31816	39734
W(tot)	17000	118123	502855	1503142	3579560
W(kN/schuif)	77.2	536.3	2283.0	6824.3	16251.2
kost./sch.	0.232	1.609	6.849	20.473	48.754
aant.sch.	73	13	5	3	2
kost.staal	17.0	20.9	34.3	61.4	97.5
kost.beton	116.9	37.7	29.5	24.2	20.6
totaal	133.9	58.6	63.8	85.6	118.1

H/B = 0.5

L	1	2	3	4	5
L	729	258	140	91	65
HxB(m)	5x6.7	10x13.3	15x20	20x26.7	25x33.3
HxB(ft)	16.7x22.3	33.3x44.3	50x66.7	66.7x89	83.3x111
W(1) [lb]	5979	52868	230499	686793	1617896
W(2) [lb]	7955	15862	23817	31772	39679
W(tot)	13934	68730	254316	718565	1657575
W(kN/schuif)	63.3	312.1	1154.9	3263.1	7527.3

kost./sch.	0.190	0.936	3.465	9.789	22.582
aant.sch.	109	20	7	4	2
kost.staal	20.7	18.7	24.3	39.2	45.2
kost.beton	116.9	37.7	29.5	24.2	20.6
totaal	137.6	56.4	53.8	63.4	65.8

H/B = 1

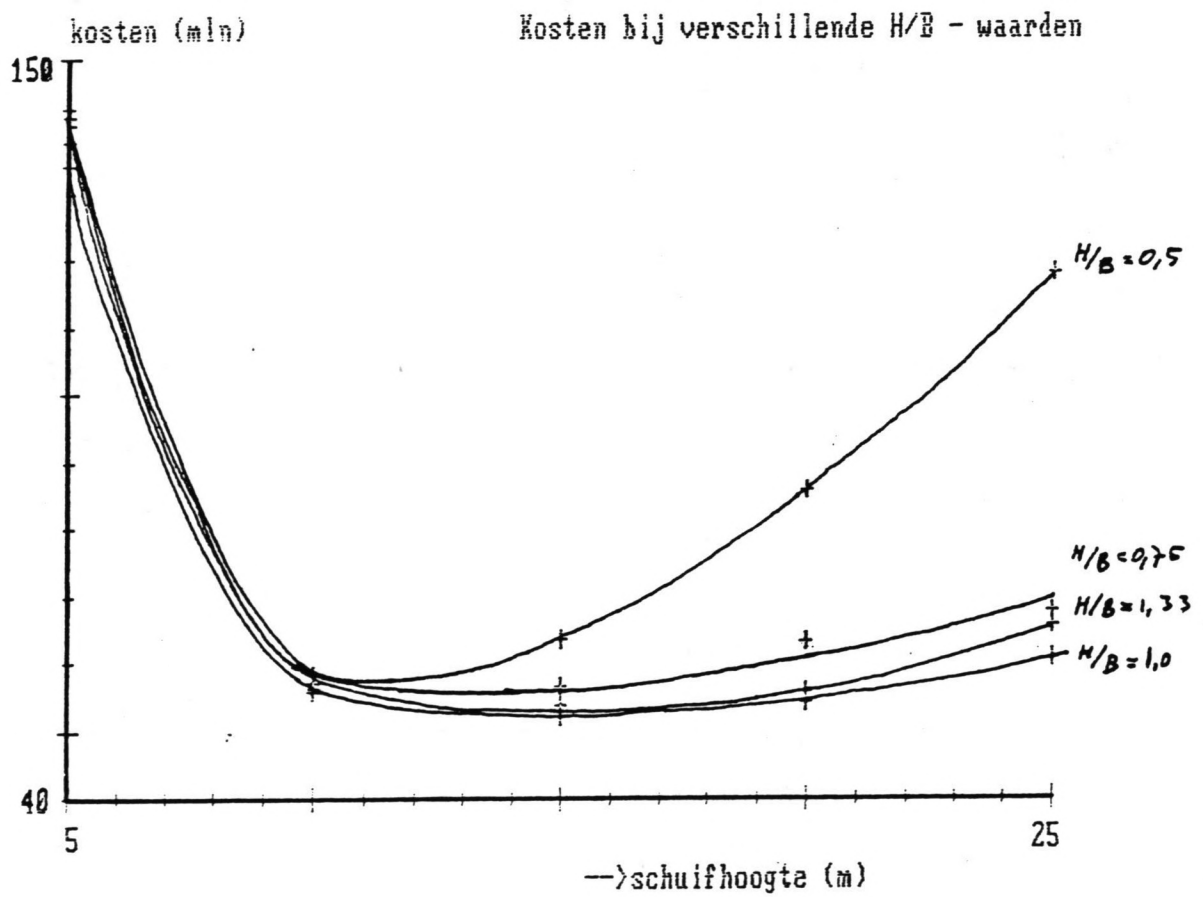
totaal	142.5	56.0	52.3	54.3	61.0
--------	-------	------	------	------	------

B/H = 0.75

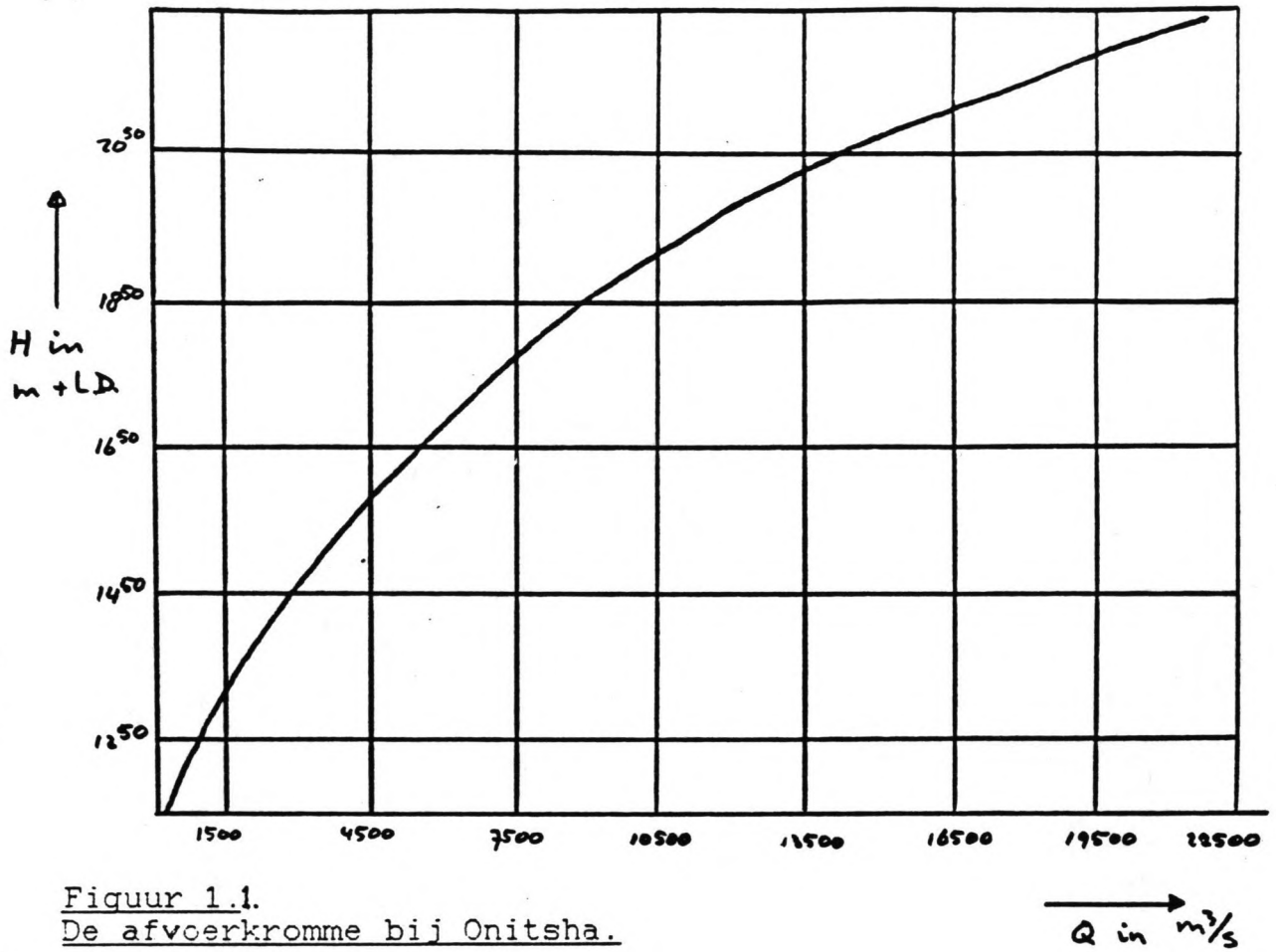
HxB(m)	6.7x5	13.3x10	20x15	26.7x20	33.3x25
totaal	141.6	57.3	56.8	55.8	68.0

Op de volgende pagina zijn in een grafiek de kosten tegen de schuifhoogte uitgezet voor verschillende waarden van H/B.

plaatje kosten bij H/B - waarden



Bijlage 1.2
Figuren horend bij hoofdstuk 1.



Figuur 1.1.
De afvoerkromme bij Onitsha.

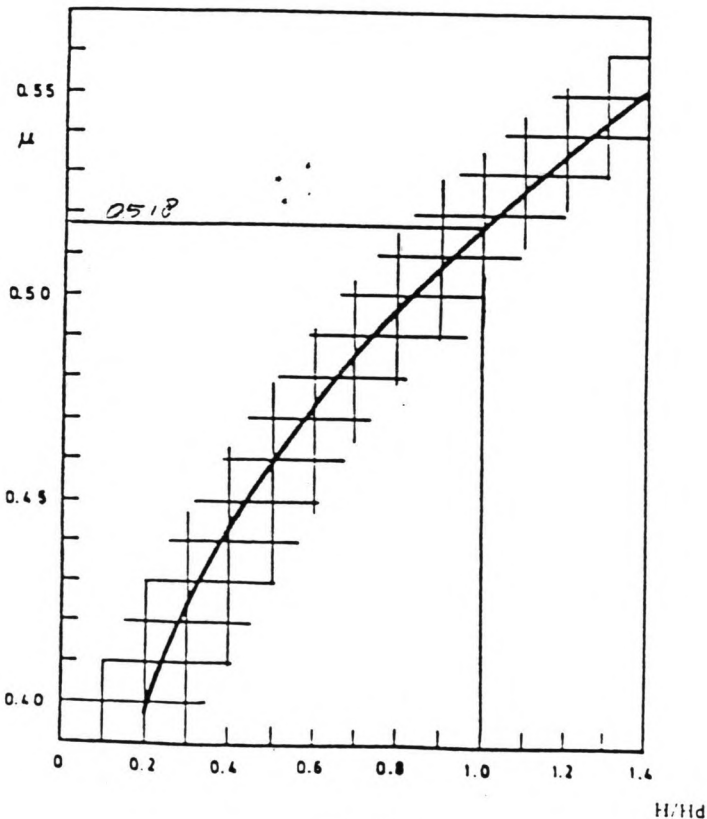


Fig. 2

Variation of discharge coefficient μ against H/H_d .

DISCHARGE CAPACITY

Discharge can be computed by the expression

$$Q = \mu L \sqrt{2g} H^{3/2}$$

where

Q - discharge in m^3/s

μ - discharge coefficient

L - length of crest in m

g - gravity acceleration in m/s^2

H - effective head in m

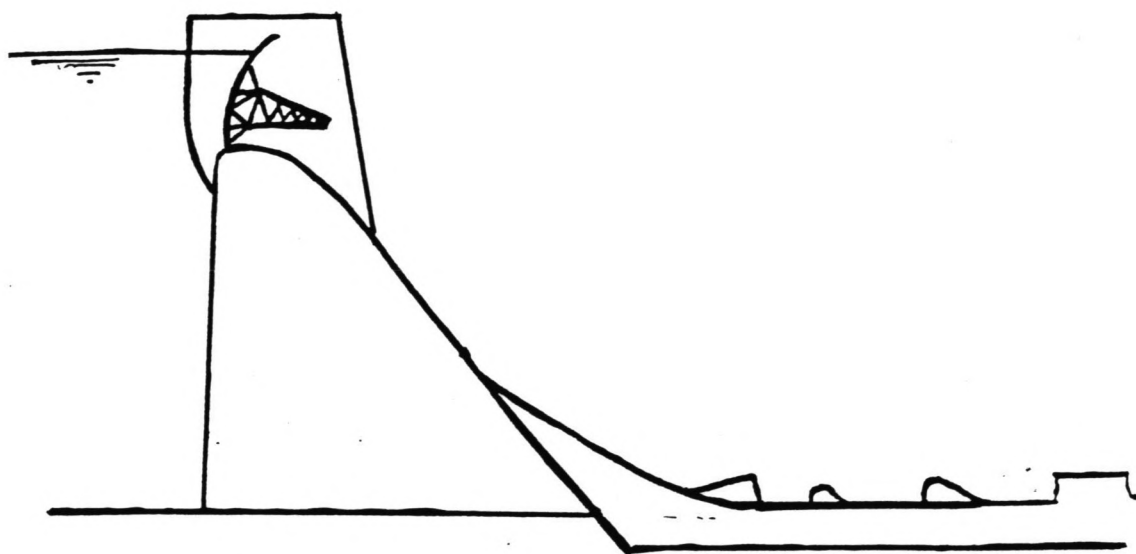
Values of μ are given in Fig. 2,

For the design head μ is equal to 0.518.

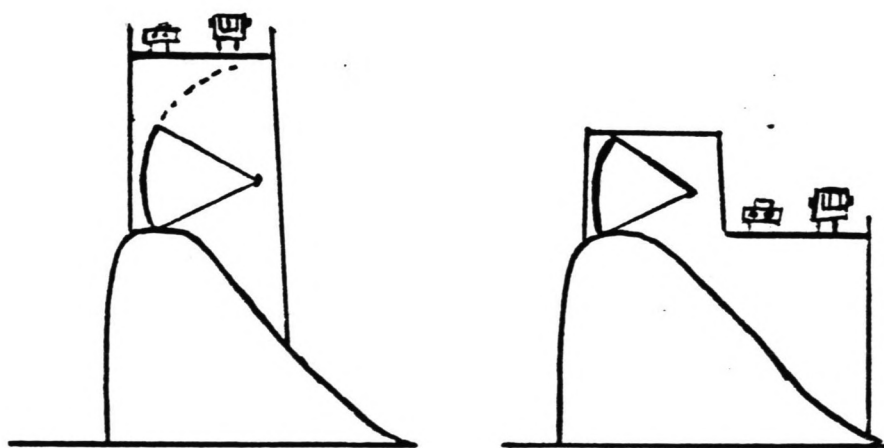
Figuur 12.

De afvoercoëfficiënt bij

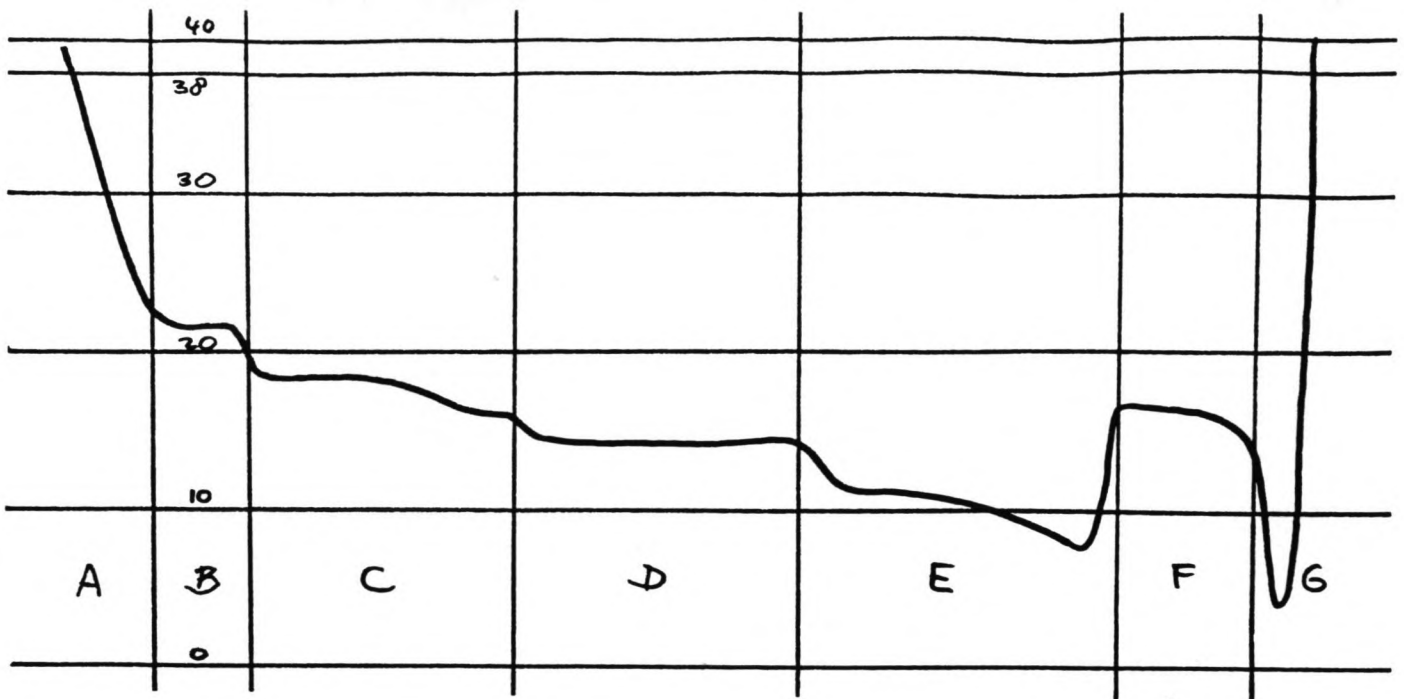
verschillende waarden van H/H_d .



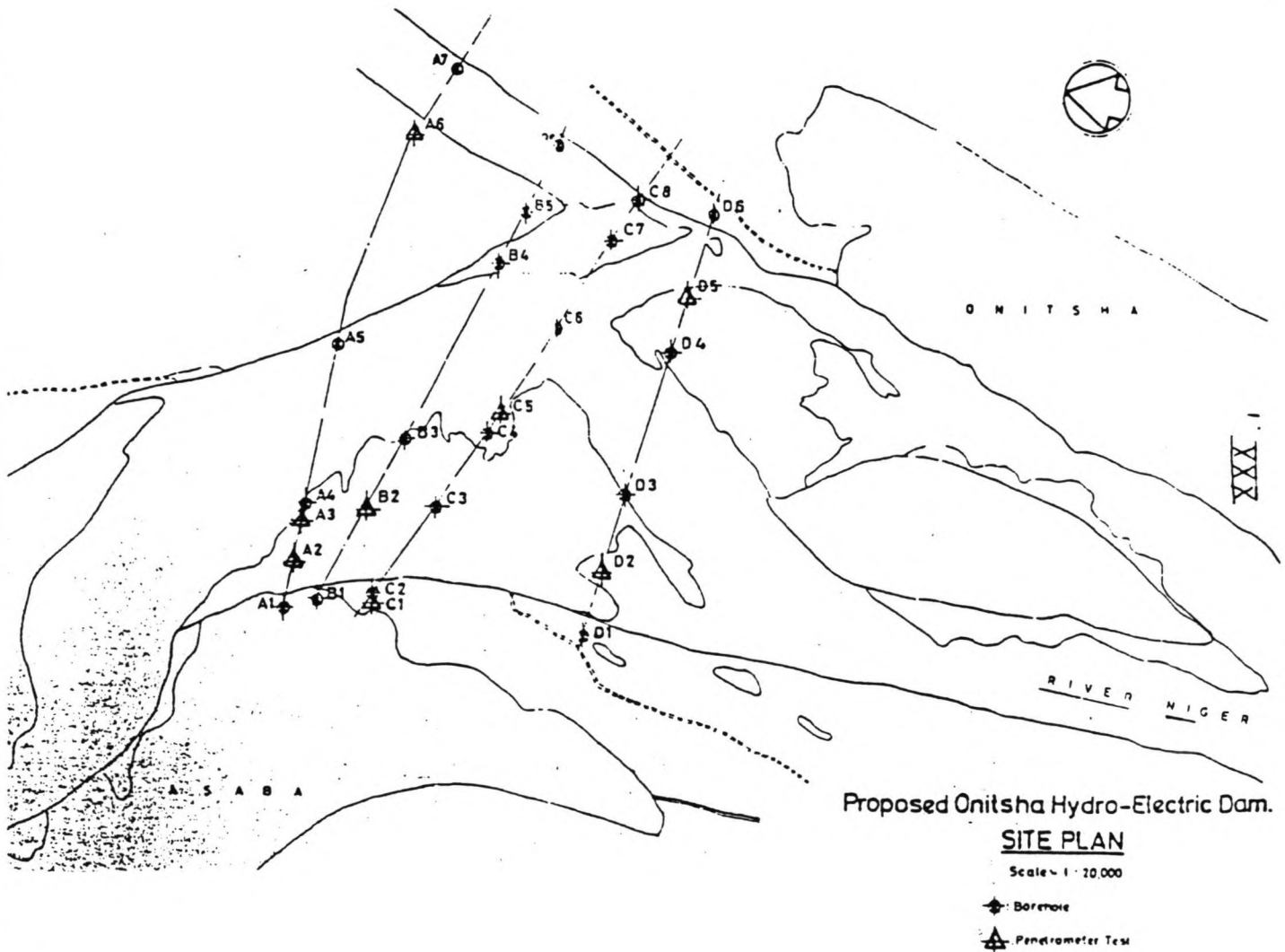
Figuur 13.
Voorbeeld van een segmentschuif op een overlaat.



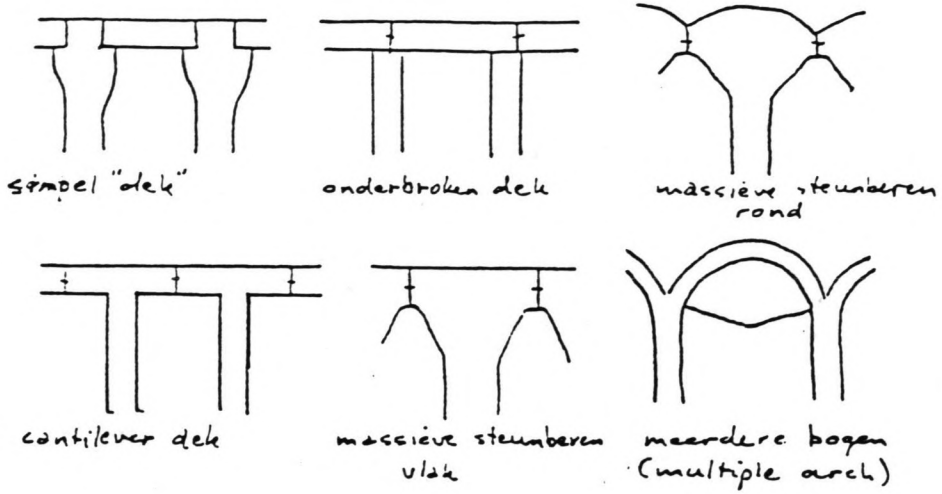
Figuur 14.
Plaats van de verkeersweg.



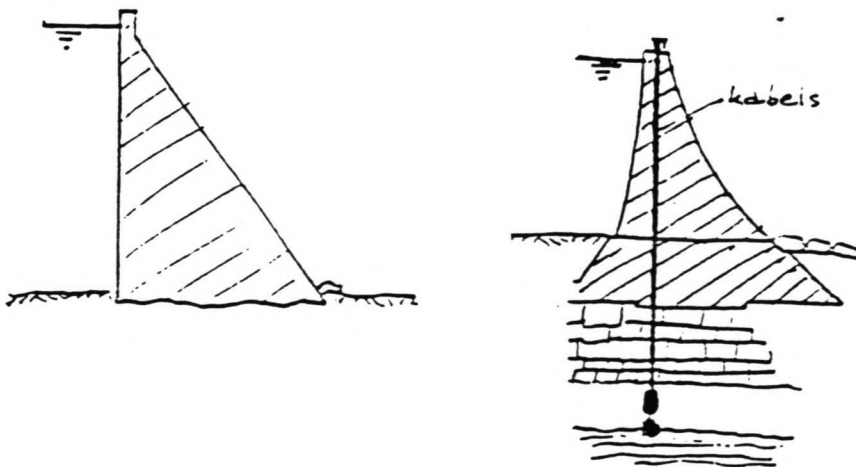
Figuur 15.
Dwarsprofiel van de Niger bij Onitsha.



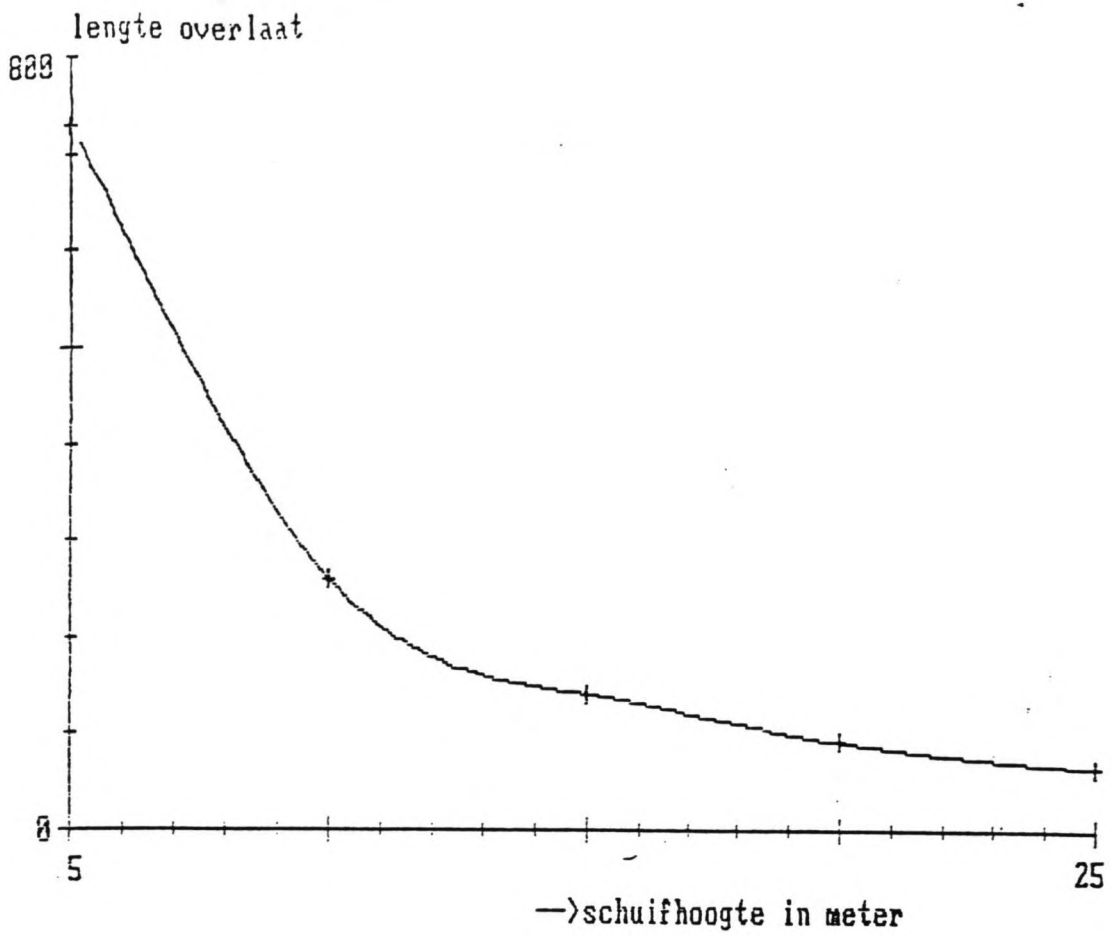
Figuur 16.
Overzicht van de Niger bij Onitsha. Lijn c is het voor dit onderzoek maatgevende dwarsprofiel.



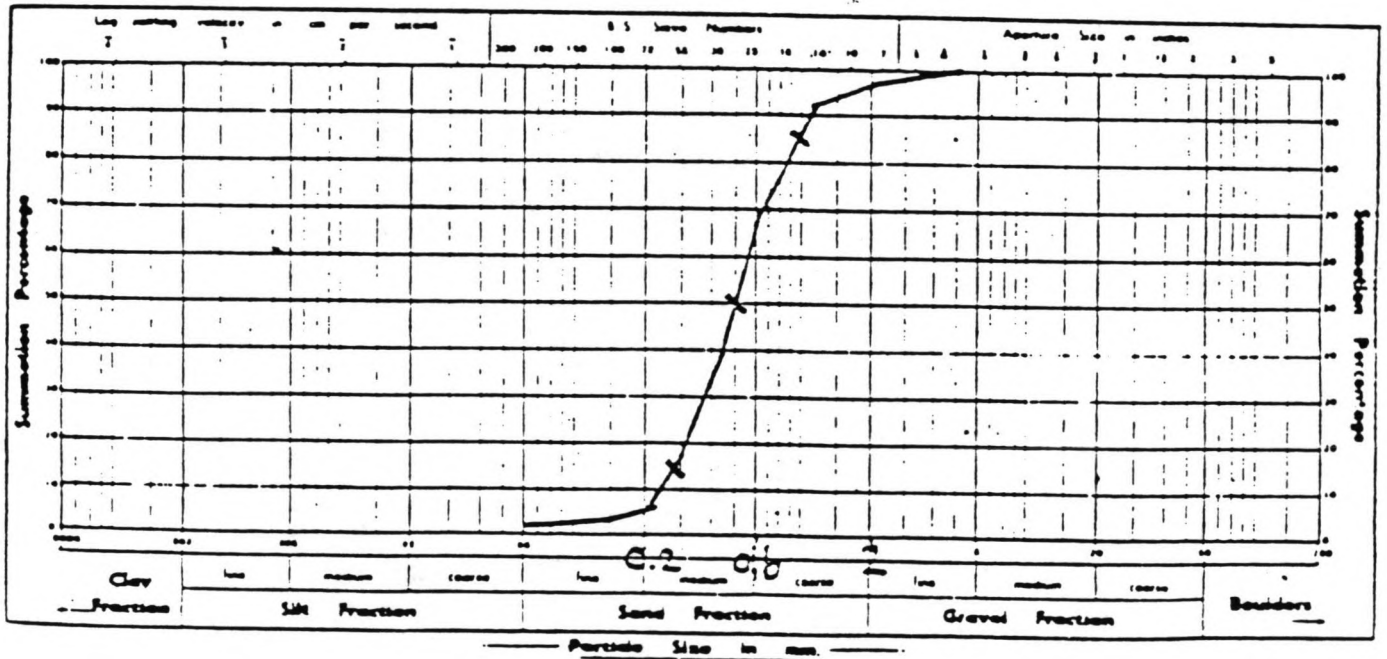
Figuur 17.
Mogelijke vormen van de hoofdconstructie.



Figuur 18.
Gewichtsdam en op ondergrond voorgespannen gewichtsdam.



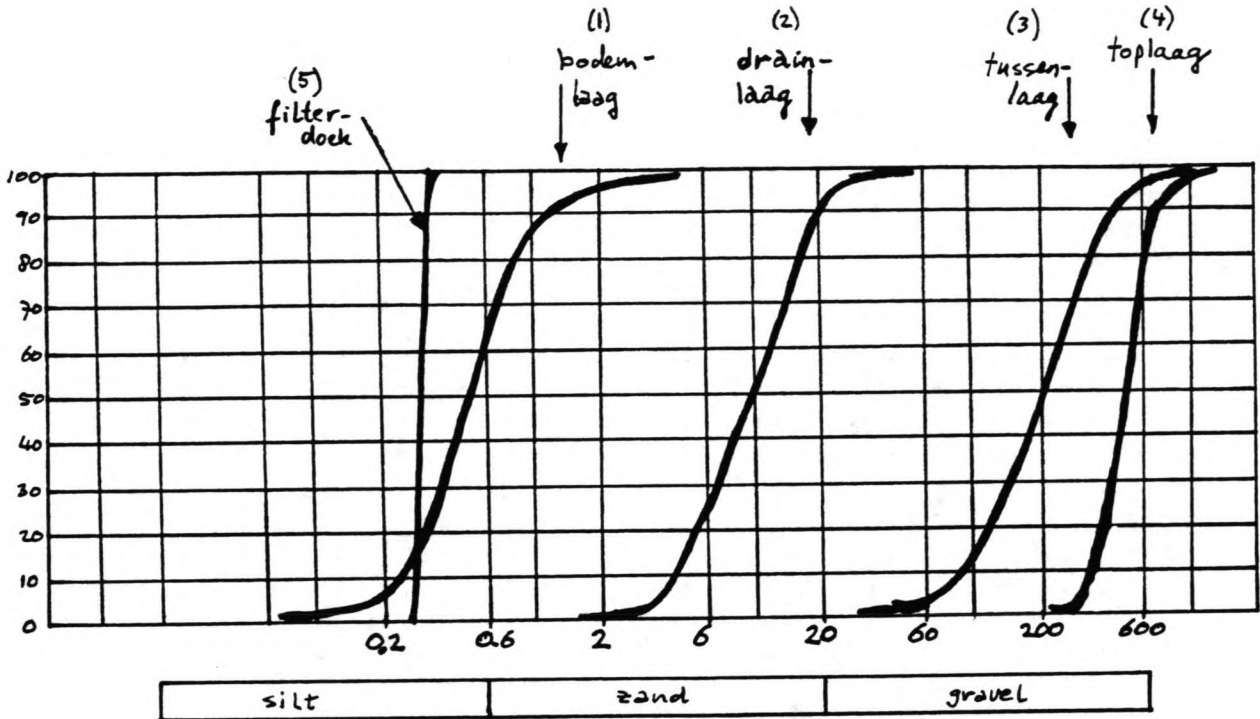
Figuur 19.
Relatie tussen schuifhoogte en lengte van de overlaat.



Figuur 110.
Nadere samenstelling van de grondkorrels bij Onitsha.

Bijlage 2.1
Berekening van het granulaire filter.

Om de benodigde filtersamenstelling te kunnen berekenen zijn allereerst de gegevens van de bodem nodig. De samenstelling van het bodemmateriaal kan worden weergegeven met lijn (1) uit de onderstaande figuur:



Hieruit blijken de volgende waarden: $d_{15} = 0.25$ mm
 $d_{50} = 0.50$ mm
 $d_{85} = 1.00$ mm

Uit het dictaat f4 (flexibele waterbouwkundige keringen) kan de volgende informatie worden gehaald:

$D_{50} / d_{50} = 12 \text{ à } 60$ t.b.v. stabiliteit van het filter (geen migratie van basiskorrels in de filterporiën)

$D_{15} / d_{15} \leq 12 \text{ à } 40$ t.b.v. de waterdoorlatendheid

$D_{60} / d_{60} = \leq 10$ t.b.v. de interne stabiliteit in een laag

Hierin zijn D en d de diameters van resp. het filtermateriaal en de (onderliggende) basis; de index beschrijft het percentage korrelmateriaal dat door een zeef met dezelfde diameter is gegaan.

Stel $\frac{D_{50}}{d_{50}} = 20 \rightarrow D_{50} = 10$ mm

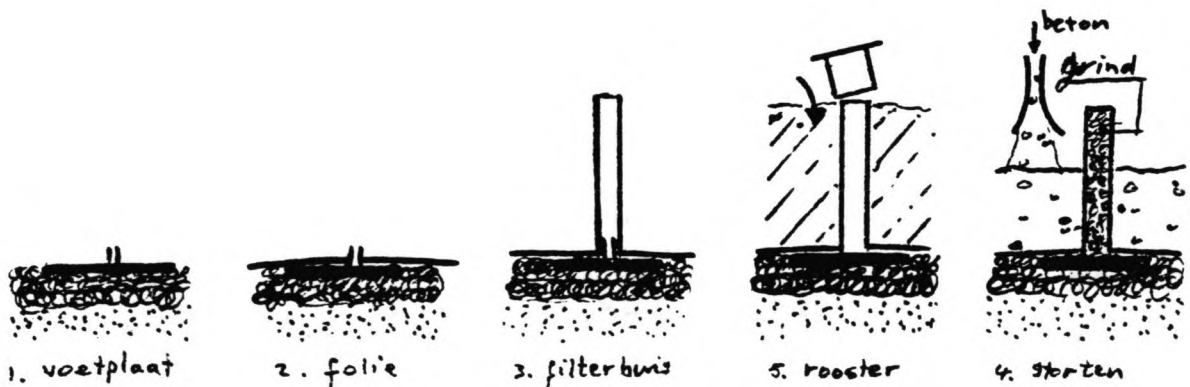
$$\text{Stel } \frac{D_{15}}{d_{15}} = 20 \quad \text{--->} \quad D_{15} = 5 \text{ mm}$$

Indien we deze diameters in een grafiek zetten kunnen we gemakkelijk een bijpassende verhouding kiezen voor D_{60}/D_{10} , zodanig dat er een vloeiende kromme ontstaat. Gekozen is voor $D_{60}/D_{10} = 2$. Zie hiervoor lijn (2) uit de bovenstaande figuur.

Omdat er aan de bovenkant van het filter geen randvoorwaarde geldt t.a.v. de korreldiameter, kan er volstaan worden met één laag korrelmateriaal. Wél zal er voor moeten worden gezorgd dat het filter niet weg wordt gezogen door de stroming in de woelbak. Een mogelijkheid om hiervoor te zorgen is het eigen gewicht groot genoeg te maken. Echter omdat de stroomsnelheid waarden kan bereiken van 20 m/s, zal het "zuigeffect" dermate groot zijn dat besloten wordt om de korrels te borgen met een rooster.

Dit rooster wordt zo gefabriceerd, dat het óm de filterbuizen kan worden geschoven. De filterbuizen moeten op de berekende afstand van elkaar staan en kunnen rechtop worden gehouden door een grote stalen voetplaat (zie onderstaande figuur). De werkwijze is als volgt:

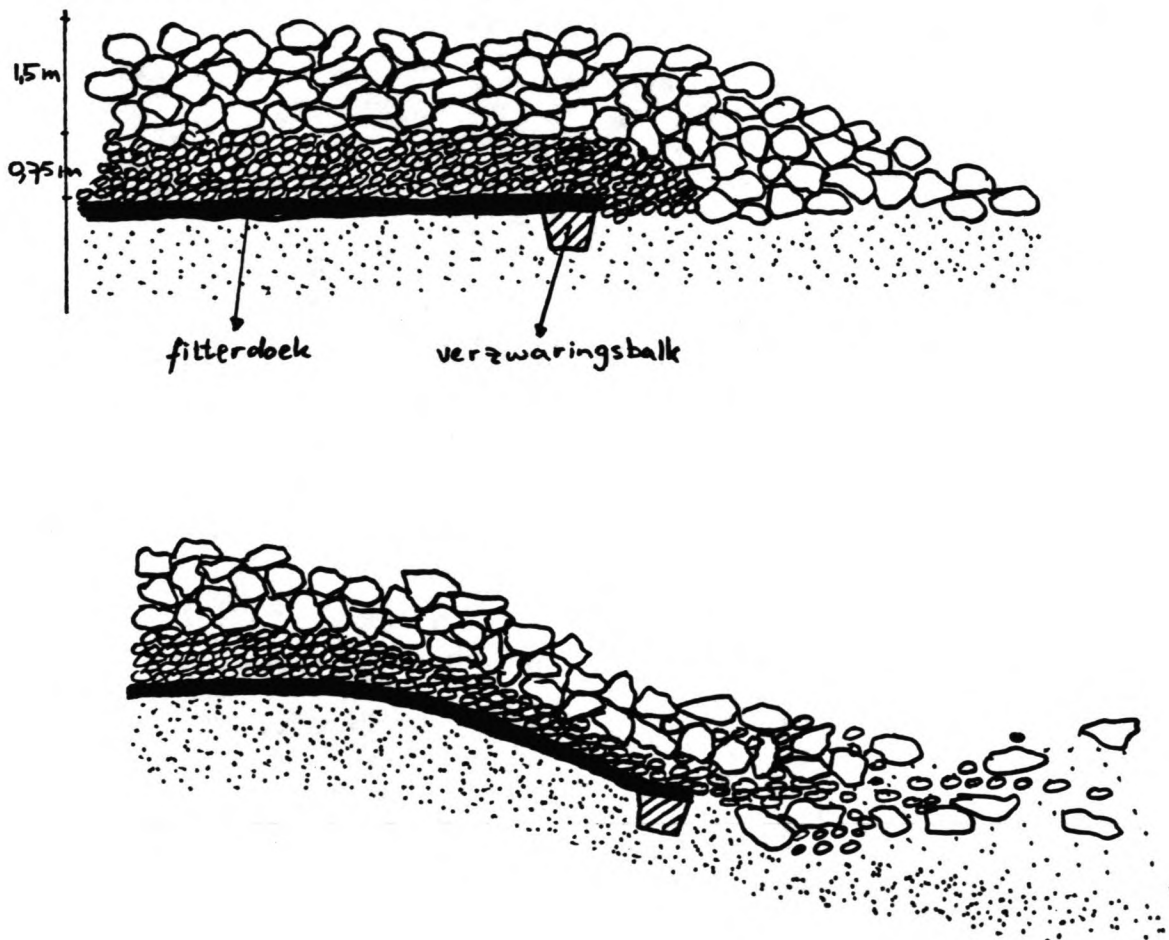
In de te storten delen van de woelbak worden eerst de voetplaten geplaatst. Hierna wordt er een folie op de drainlaag gelegd. Dit is om te voorkomen dat er beton in de drainlaag zal indringen. Op de voetplaten is een opstaande rand gemonteerd die door het folie zal steken. De filterbuizen worden vervolgens op de voetplaten geplaatst. Deze buizen zijn van staal en hebben dus een bijzonder goede aanhechting met het beton. Nadat de beton om de filterbuis is gestort wordt de buis gevuld met grind, van dezelfde samenstelling als de drainlaag, en wordt het rooster op de filterbuis geschoven. Het rooster wordt precies op de juiste hoogte gesteld, en het proces van uitharding kan beginnen. In het geval er wapening moet worden geplaatst wordt ook wel triplex i.p.v. folie toegepast, zodat het niet kapot getrapt kan worden door vlechters.



Bijlage 2.2
Stortsteenberekening.

Er zal een bodembescherming worden aangelegd benedenstrooms van de woelbak. Deze zal bestaan uit een toplaag van stortsteen en een of meer tussenlagen (tussen de toplaag en het bodemmateriaal). Afhankelijk van de te gebruiken stortsteen kan de grootte van het tussenlaagmateriaal worden bepaald.

Er wordt een "falling apron" systeem toegepast, d.w.z. dat een verzakking door uitschuring van het bodemmateriaal zal worden gevolgd door de erop liggende steenslag (zie de figuur hieronder).



Voor de bepaling van de grootte van de te gebruiken stortsteen in de "falling apron" wordt gebruik gemaakt van de formule van Izbash. Deze formule is hier goed toepasbaar omdat de grenslaag nog niet volledig ontwikkeld is, en het verschil in turbulentie (tussen wel en niet ontwikkeld) in de stabiliteitsparameter b wordt verdisconteerd. Om de grenslaag tot ontwikkeling te laten komen is een afstand van globaal 20 tot 40 maal de waterdiepte nodig achter het kunstwerk, dat in dit geval bestaat uit de benedenstroomse tanden van de woelbak. In deze situatie zou dat betekenen een bodembescherming van 350 tot 700 m, hetgeen zo veel is dat dit

nooit wordt aangelegd. De grenslaag kan hierdoor als niet ontwikkeld worden beschouwd. De formule van Izbash is als volgt:

$$D \geq \frac{b}{\Delta} * \frac{U^2}{2g} * \frac{1}{k_d * k_l} \quad \text{waarin}$$

D = de benodigde steendiameter

b = 0.7 voor een drempel met een brede kruin, of voor een oever- of bodemverdediging met een 'normale' turbulente stroming.

b = 1.4 voor een drempel met een scherpe kruin, of voor een oever- of bodemverdediging met een sterk turbulente stroming (bijv. bij uitstroomkonstrukties met een watersprong).

U^2 = de gemiddelde stroomsnelheid

$k_d = \cos \alpha * (1 - \tan^2 \alpha / \tan^2 \phi)$

$k_l = \cos \beta - (\sin \beta / \tan \phi)$

Beide k's zijn reductiefactoren voor respectievelijk de dwars- en de langshelling.

Voor U wordt 3.2 m/s aangehouden.

$k_d = 0$, want er is geen sprake van een dwarshelling ($\alpha = 0$).

Om k_l te bepalen moeten β en ϕ worden geschat. Stel β , de helling die het talud maakt, = 15.

Voor ϕ , de inwendige hoek van wrijving, wordt 40 aangehouden.

$k_l = \cos 15 - (\sin 15 / \tan 40) = 0.657$.

Invullen in de formule van Izbash levert:

$$D \geq \frac{b}{1.65} * \frac{3.2^2}{2*9.81} * \frac{1}{0.657} = 0.48 * b$$

Met $0.7 \leq b \leq 1.4$ geldt voor D: $0.34 \leq D \leq 0.68$ (meter).

Omdat de bodembescherming in de orde van grootte van 50 m tot na het obstakel (de tanden in de woelbak) zal worden doorgezet, is de turbulentie gedeeltelijk afkomstig van het obstakel, gedeeltelijk van de ongestoorde stroming langs het ruwe oppervlak van de bodem. Daarom zal de waarde van b geen uiterste waarde zijn. Hier wordt het midden aangehouden, waardoor de diameter van de gebruikte steen 0.5 m zal zijn.

Mocht in een later stadium blijken dat de waarde van β veel afwijkt van de gestelde 15 dan kan de diameter herberekend worden.

De vraag nu is óf en hoévél tussenlagen er moeten komen tussen het basismateriaal en de toplaag. Hiervoor worden weer dezelfde criteria gehanteerd als in bijlage 2.1. Daar werd uitgerekend dat de drainlaag (hier: de eerste filterlaag) zou bestaan uit:

$D_{10} = 4,5$ mm, $D_{15} = 5$ mm, $D_{50} = 10$ mm, $D_{60} = 12$ mm.

Rekenend vanaf de drainlaag naar de toplaag toe (dus van onder naar boven) levert toepassing van de criteria (D = bovenliggende laag; d = onderliggende laag):

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 20 \quad \text{--->} \quad D_{50} = 200 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 20 \quad \text{--->} \quad D_{15} = 100 \text{ mm}$$

Bij het in een grafiek zetten van beide lagen (blz. 58), blijkt duidelijk dat er na deze laag geen filterlaag meer nodig is. Tussen de basis en de toplaag komen dus 2 filterlagen. De zeefkromme voor de toplaag loopt relatief stijl omdat bij de toplaag een grote veiligheid in acht wordt genomen. De eis is nl. dat alle "korrels" in de buurt van de 50 cm groot moeten zijn om wegspoelen te voorkomen.

Omdat er benedenstrooms van de woelbak een "falling apron" systeem aanwezig is en er dus geen sprake is van een onder alle omstandigheden intact blijvende filterconstructie moet er ook een veiligheid worden ingebouwd. Twee methodes om dit te doen zijn:

- 1-het vergroten van de laagdiktes. De kans dat er dan gaten in de filterlagen ontstaan waardoor het bodemmateriaal uit kan spoelen wordt geringer.
- 2-het toepassen van een doek tussen het bodemmateriaal en het filter. De zanddichtheid van het doek wordt gegarandeerd indien de verhouding $O_{\max}/d_{15} \leq 1$. Hierin stelt O_x de gemiddelde diameter van een gezeefde fractie zand voor, waarvan x gewichtsprocent na vijf minuten zeven op het doek blijft liggen. Het doek dat direkt op het bodemmateriaal ligt moet dus voldoen aan $O_{\max} \approx O_{98} = d_{15}$ (bodem) = 0.25 mm.

Wellicht kan er gedacht worden aan het toepassen van een laag tussen het doek en het bodemmateriaal, echter bij een ondermijning van de falling apron vanaf de benedenstroomse zijde zal de genoemde tussenlaag als eerste verdwijnen waardoor het doek tóch direkt op het bodemmateriaal komt te liggen. De laag tussen bodem en doek zal dus niet bijdragen aan een vergroting van de bodembeveiliging, en wordt dan ook achterwege gelaten.

Er wordt gekozen voor de tweede mogelijkheid, het toepassen van een doek. Het grote voordeel in dit geval is dat er een filterlaag minder hoeft te worden toegepast. De filterlaag juist onder de toplaag moet behouden blijven. Immers zou alleen de eerst berekende filterlaag behouden blijven, dan kan dit materiaal uitspoelen door de veel grovere toplaag heen.

Er treedt nu de ongelukkige situatie op dat er steenslag moet worden aangevoerd van twee totaal verschillende samenstellingen. Een partij met een relatief kleine diameter die dienst doet als drainlaag, en een partij met grotere diameter, die tussen het filterdoek en de toplaag bij de benedenstroomse bodembescherming wordt toegepast. Het vervangen van deze twee verschillende soorten steenslag door één soort is onmogelijk omdat óf de drainlaag dan teveel wordt

gepenetreerd door basiskorrels óf dat er teveel materiaal door de toplaag wegspoelt.

Het is echter zo dat ook voor het beton een steenslag met een bepaalde korrelverdeling moet worden aangevoerd.

Er bestaan steenvergruizers, die rotsen zodanig kunnen vergruizen, dat er na het gebruik van een aantal zeven partijen ontstaan van verschillende samenstelling. De hoeveelheid partijen met verschillende korrelsamenstelling is dus geen probleem.

De manier waarop het filterdoek wordt gelegd, 'in den droge' of 'in den natte' wordt in het hoofdstuk 'uitvoering' besproken.

Er zijn geen scherpe criteria aan te geven t.a.v. de laagdiktes in een filter. Wel kunnen er uit opgedane ervaring enige houvasten worden gegeven (uit dictaat f4: flexibele waterbouwkundige constructies):

Voor de dikte van de toplaag moet uit geometrisch oogpunt minimaal een dikte van 1.5 à 2 maal de D_{50} worden aangehouden. Voor de daaronder liggende laag wordt door Stephenson (dictaat f4, blz 95) minimaal 0.5 maal de diameter van de bovenliggende stortsteenlaag aanbevolen om verplaatsen tijdens bestorten te voorkomen. Voor grind wordt veelal een praktisch minimum aangehouden van 20 cm.

Toegepast op het te maken filter levert dit:

- een toplaag van 0.75 à 1.0 m minimaal
- een tussenlaag van een 0.5 m minimaal

Omdat beide waarden minima zijn, en er i.v.m. de falling apron beter de dik dan te dun kan worden gedimensioneerd, wordt besloten de uiteindelijke waarden te laten zijn:

- een toplaag van 1.5 m
- een tussenlaag van 0.75 m.

Hieronder ligt het filterdoek, waaronder direct het basis(= bodem) materiaal ligt. Zie de bovenstaande figuur in deze bijlage.

Op bladzijde 58 is te zien uit welke korreldiameters de verschillende toe te passen lagen bestaan.

De eerder genoemde 2 partijen worden toegepast:

-onder de overlaat:

-als bodembescherming:

overlaat	(4)
(2)	(3)
(1)	(5)
	(1)

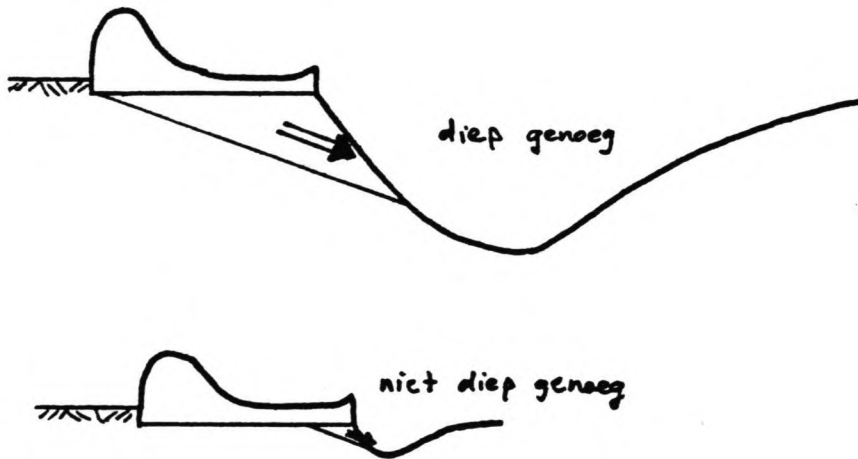
Bijlage 2.3

Berekening van ontgrondingen.

Van belang is het om te weten of door de resterende snelheid van het water ná de woelbak een grote mate van ontgronding zal optreden. Onderzoek naar ontgrondingen kan worden gesplitst in een aantal deelonderzoeken, te weten:

- de aanzethelling van de kuil
- de diepte van de optredende kuil
- de tijdsfactor

Van belang nu is dát proces dat de stabiliteit van de overlaat in het gedrang laat komen. De diepte van een optredende kuil is belangrijk, maar slechts dán als de aanzethelling aanleiding geeft tot het afschuiven van de constructie. M.a.w. de aanzethelling van de kuil is in eerste instantie belangrijk om afschuiving te veroorzaken (indien ze maar steil genoeg is), en vervolgens de diepte van de kuil. De volgende situatie kan dus fataal zijn: een steile aanzethelling en een kuil die diep genoeg is:



Het zal duidelijk zijn dat als een fatale toestand 1000 jaar nodig heeft om te ontstaan, het bouwwerk tóch interessant kan zijn. Daarom is de factor tijd belangrijk bij het ontgrondingsproces.

Uit het dictaat f4 (Flexibele waterbouwkundige constructies) is de volgende formule ontleend:

$$\frac{1}{\tan \beta} = 5.5 * \frac{W}{D_{50}} * \left(\frac{v}{\Delta^2 * g^2} \right)^{1/3} * \left(2.5 + \frac{0.75}{\alpha - 1.32} \right)$$

waarin W = valsnelheid (m/s)
 β = hellingshoek aanzethelling
 v = kin. viscositeit van water (m/s)
 α = dimensieloze ontgrondingsparameter.

De valsnelheid W kan worden bepaald m.b.v. de formule van Rubey (dictaat b71N):

$$W = F_1 * (\Delta * g * D_n) \text{ met}$$

$$F_1 = \left(\frac{2}{3} + \frac{36 * v^2}{g * \Delta * D_n^3} \right) - \left(\frac{36 * v^2}{g * \Delta * D_n^3} \right)$$

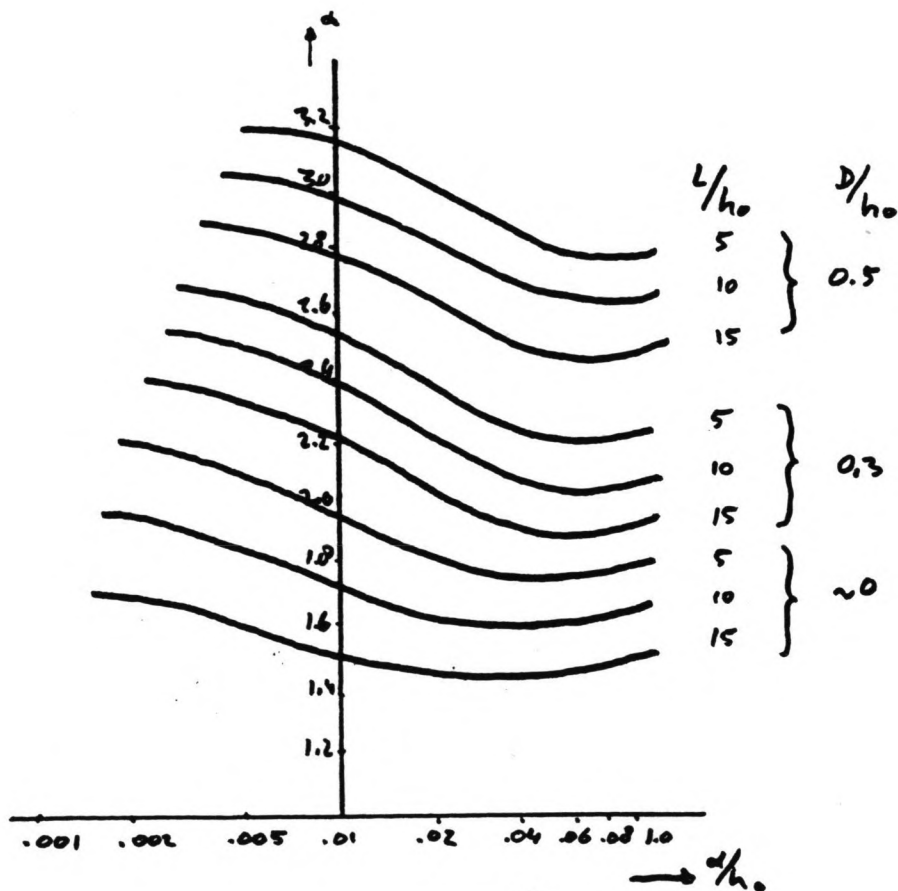
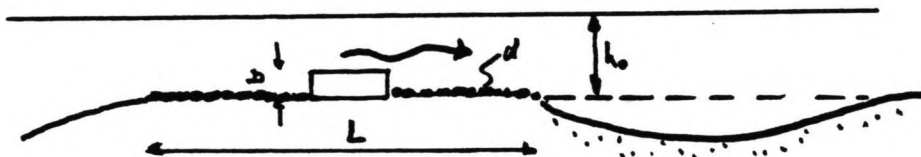
Voor de ontgroning zullen de parameters van de grond gebruikt worden. De "falling apron" volgt steeds het talud van de grond, dat vanaf de benedenstroomse kant van de bodembescherming omlaag loopt.

Met $D_n=0.5$ mm, $v = 0.000001$, en $\Delta = 1.65$ volgt:

$$F_1 = 0.827 - 0.133 = 0.694 \text{ --->}$$

$$W = 0.694 (1.65 * 9.81 * 0.0005) = 0.062 \text{ m/s.}$$

α wordt bepaald m.b.v. de volgende figuur (uit dictaat f4):
Voor de bepaling van α geldt:



h_0 varieert van 12 tot 18 m.

L is de lengte van de bodembescherming ná de woelbak bv. 60 m.

$L/h_0 = 3.3 \text{ à } 5.0 \text{ ---> stel } 5$

D = de hoogte van het laatste obstakel, in dit geval de tanden aan het benedenstroomse einde van de woelbak (= 3.5 m).

$D/h_0 = 0.19 \text{ à } 0.29 \text{ ---> stel } 0.3$

d = de diameter van de stortsteen die gebruikt wordt om de ontgroning tegen te gaan.

met $d/h_0 = 0.5 / 12 = 0.04 \text{ ---> } \alpha = 2.2$

met $d/h_0 = 0.5 / 18 = 0.03 \text{ ---> } \alpha = 2.3$

De aanzethelling wordt steiler met toenemende α , dus wordt er een ongunstige α aangehouden van 2.2.

De aanzethelling kan nu worden uitgerekend:

$$\tan \beta = 5.5 * \frac{0.062}{0.0005} * \left(\frac{0.000001}{1.65^2 * 9.81} \right)^{1/3} * \left(2.2 + \frac{0.75}{2.2 - 1.32} \right)$$

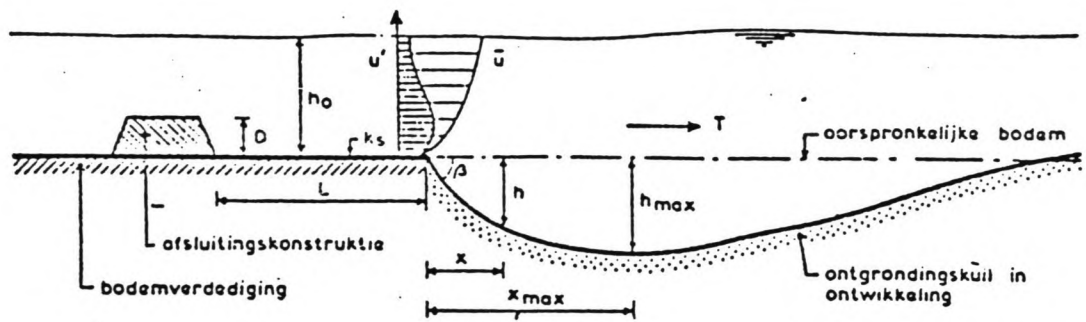
$$= 682 * 0.001563 * 3.052$$

$$= 3.253$$

$\tan \beta = 0.307 \text{ ---> } \beta = \underline{17.1 \text{ graden.}}$

Met een dergelijke geringe aanzethelling zal er nooit enige instabiliteit op kunnen treden. Dit gevaar hoeft niet gevreesd te worden. Door het verschil tussen de veronderstelde 15 en de berekende 17.1 zou de diameter van de gebruikte stortsteen worden: $D \geq 0.52$ b. Dit verschil is zo gering dat er geen aanpassing volgt.

Voor de berekening van de diepte van de kuil kan de volgende formule gebruikt worden (uit dictaat f4):



Parameters ontgrondingsproces.

$$t_1 = \frac{k * 1.7 * h_0^2}{(\alpha U - U_{kr})^{4.3}}$$

$$\frac{h_{max}(t)}{h_0} = \left(\frac{t}{t_1} \right)^p$$

waarin:

$h_{max}(t)$ = maximale ontgrondingsdiepte op het tijdstip t (m)

h_0 = oorspronkelijke waterdiepte (m)

t = tijd

t_1 = tijd waarin $h_{max} = h_0$ wordt (uren)

$K = 250$ op $t = t_1$

U = gemiddelde stroomsnelheid (= Q/A) (m/s)

U_{kr} = stroomsnelheid waarbij het bodemmateriaal juist in beweging komt (m/s)

p = coëfficiënt (0.40 voor 2 dim. stroming)

α = dimensieloze coëfficiënt afhankelijk van o.a. de geometrie

β = aanzethelling ontgrondingskuil

Uit een nadere bewerking van de resultaten van het systematische ontgrondingsonderzoek is gebleken dat de coëfficiënt $K = 250$ (behorende bij het tijdstip t_1) vervangen kan worden door een soortgelijke met de tijd variërende coëfficiënt K_* .

$$K_* = 330 * (h_{max}/h_0)^{2.5}$$

In de beschouwde formule is de snelheid van het water constant, ofwel het debiet is constant. Het is dus erg moeilijk iets te zeggen over de ontgroning die optreedt bij een in de tijd variërend debiet. Om toch enigszins een voorspelling te kunnen doen wordt de volgende werkwijze gevolgd:

1--Er worden verschillende afvoergolven beschouwd en wel de jaarlijks optredende afvoergolf, de 2-jaarlijkse, de 10-jaarlijkse en de 50-jaarlijkse. Door de resultaten van de berekende ontgrondingen, die bij deze afvoergolven horen, met elkaar te vergelijken, wordt getracht een goed inzicht in het ontgrondingsproces te verkrijgen.

2--Een afvoergolf wordt geschematiseerd tot slechts enkele over de tijd constante afvoeren.

3--M.b.v. de bij deze afvoeren horende gemiddelde snelheden en waterstanden wordt t_1 bepaald. Nu is ook de relatie tussen $h_{\max}(t)$ en t bekend bij de verschillende afvoeren.

4--De duur van de geschematiseerde afvoeren wordt ingevuld in de corresponderende relatie en de verschillende waarden voor h_{\max} worden bij elkaar opgeteld.

Opmerking: Bij punt 4 wordt gesproken over de duur van de geschematiseerde afvoer. Dat het om de duur en niet om de grootte van de afvoer gaat is in te zien door te beseffen dat de overlaat steeds slechts de 1 keer per 10 jaar afvoergolf ($25000 \text{ m}^3/\text{s}$) kan verwerken. Bij een afvoer groter dan $22000 \text{ m}^3/\text{s}$, treedt de hulpoverlaat in werking. Op dat moment hebben nl. de overlaat en turbines beide hun maximale capaciteit bereikt (resp. 18700 en $3300 \text{ m}^3/\text{s}$). De waterstand zal dan met toenemend debiet blijven stijgen terwijl de snelheid van het water achter de overlaat gelijk blijft aan de snelheid bij een optredend debiet van $22000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bij een debiet groter dan $22000 \text{ m}^3/\text{s}$, zal dus slechts de tijd, waarin de golf wordt afgevoerd groter worden. Zie figuur B.2.3.C. op blz. 78.

1--Uit een vorig onderzoek worden de maximale debieten gehaald van afvoeren eens in de 1, 1.11, 10, 100, 1000 en 10000 jaar. Nadat deze waarden zijn uitgezet in een grafiek kan het maximale debiet, optredend eens in de 50 jaar worden afgelezen (zie figuur B.2.3.A., blz. 76)

Met behulp van de 1.11- en 2-jaarlijkse afvoerkrommen (met een kans van optreden van resp. 90% en 50% per jaar), en de extreme afvoerwaarden van de 1-, 10- en 50-jaarlijkse afvoeren, worden nu van deze laatstgenoemde afvoeren de afvoerkrommen getekend (zie figuur B.2.3.B., blz. 77).

2--Omdat de watersnelheden en waterdieptes al bekend zijn bij afvoeren van $q = 18, 36, 54$ en $72 \text{ m}^2/\text{s}$, worden deze afvoeren ook gebruikt om de verschillende afvoergolven te schematiseren (zie figuur B.2.3.C., blz. 78). Slechts de duur van de afvoeren zullen maatgevend zijn voor de corresponderende ontgrondingen.

3--De waarden van t_1 zullen nu worden berekend.

Voor t_1 kan ook worden geschreven:

$$t_1 = \frac{330 \left(\frac{h_{\max}}{h_0} \right)^{2.5} * 1.7 * h_{02}}{(\alpha U - U_{kr})^{4.3}}$$

U_{kr} wordt nu bepaald: Stel $= 0.035$ (minimum van de Shields kromme die het begin van beweging weergeeft).

$$\text{Met } \frac{U_*^2}{g * D} \text{ ----> } U_* = 0.0168$$

Ook geldt: $U_* = (gai)$ en $U = C (ai)$ zodat $U_{kr} = \frac{C}{g} * U_* = \frac{C}{186}$

Om C te bepalen wordt gebruik gemaakt van de formule van White-Colebrook (dictaat b70, blz 69):

$$C = 18 \log \frac{12 * R}{k} = 18 \log \frac{12 * 17.2}{10^{-3}} = 96 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

k is hierin de equivalente zandruwheid volgens Nikuradse, hier gelijk aan de d_{90} van het bodemmateriaal.

Voor U_{kr} volgt nu: $U_{kr} = \frac{96}{186} = 0.52$

$$t_1 = \frac{773 * h_0^2}{(2.2U - 0.52)^{4.3}}$$

Iedere afvoer correspondeert met een bepaalde waterstand en gemiddelde snelheid; bij iedere gebruikte afvoer hoort dus een zekere waarde van t_1 .

De berekening volgt:

Q (totaal)	7950	12590	17230	22000
q (overlaat)	18	36	54	72
U	1.14	1.96	2.66	3.20
h(0)	12	14	15.5	17.2
t(1) (uren)	5799	491	139	75

$h_{\max} = 0.37 t^{0.4}$ $h_{\max} = 1.17 t^{0.4}$ $h_{\max} = 2.15 t^{0.4}$ $h_{\max} = 3.05 t^{0.4}$

4--Nu volgen de duren van de geschematiseerde afvoeren in weken en uren, waarna deze waarden worden ingevuld in de gevonden vergelijkingen voor h_{\max} :

q	18	36	54	72
---	----	----	----	----

1-jaarl. afvoer

weken	5	8		
uren	840	1344		
h_{\max} (afzonderlijk)	5.5	20.9		
h_{\max} (totaal) = 26.4 m				

2-jaarl. afvoer

weken	7		11	
uren	1176		1848	
h_{\max} (afz.)	6.3		43.6	
h_{\max} (totaal) = 49.9 m				

10-jaarl. afvoer

weken		1		11
uren		168		1848
h_{\max} (afz.)		9.1		61.8
h_{\max} (totaal) = 70.9 m				

50-jaarl. afvoer

weken		6		14
uren		1008		2352
h_{\max} (afz.)		18.6		
68.1				
h_{\max} (totaal) = 86.7 m				

De gevonden waarden voor de maximale ontgrondingsdieptes worden in een grafiek bij elkaar gezet. Te zien is een steeds meer afnemende ontgrondingsdiepte bij afvoeren met afnemende waarschijnlijkheid maar toenemende grootte. Figuur B.2.3.D., blz. 78, verduidelijkt dit.

De vraag die nu gesteld kan worden is in hoeverre de uitkomsten betrouwbaar zijn. Immers een kuil van meer dan 50m is eigenlijk onvoorstelbaar. Een reden voor deze zeer grote waarden kan zijn dat er buiten het geldige toepassingsgebied is geëxtrapoleerd.

Het blijkt nu dat de formule alleen geldt voor de ontwikkelingsfase.

Om dit gegeven goed te kunnen inschatten wordt hier het proces van ontgroning doorlopen.

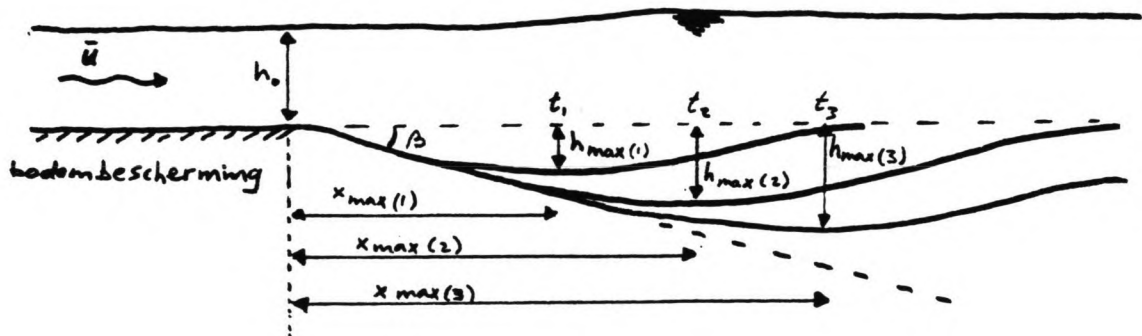
Het blijkt dat er verschillende fasen te onderscheiden zijn. Allereerst treedt de aanzetfase op. Deze fase duurt kort en is sterk van de begincondities afhankelijk. Door een toename van de turbulentie neemt de transportcapaciteit toe en ontstaat er een ontgroning voorbij het beschermde deel van de bodem. Op een gegeven moment is de ontgroning groot genoeg om ervoor te

zorgen dat de stroomlijnen niet meer langs de bodem liggen, maar de bodem los laten. De tweede fase of ontwikkelingsfase is dan ingegaan. Er zal een bodemneer ontstaan, die uiteindelijk verantwoordelijk is voor het in standhouden van de bovenstroomse helling van de kuil. In deze fase vindt de eigenlijk uitschuring plaats. In de volgende fase, de stabiliseringsfase komt de uitschuring geleidelijk tot stilstand. Het proces van ontgronding blijkt een exponentieel verloop te hebben. Hierdoor zal de laatste fase, de evenwichtstoestand, pas na een oneindig lange periode worden bereikt. Zie onderstaande figuur.



Beeld van het materiaaltransport in een ontgrondingskuil.

Voorbij het diepste punt van de kuil neemt de ontgrondingsdiepte geleidelijk af totdat de oorspronkelijke diepte van de stroom opnieuw wordt bereikt. In dat deel van de kuil ondergaat de stroom een geleidelijke versnelling waardoor de betekenis van de turbulentie zal afnemen. In de tijd treedt verdere uitschuring op en wordt de ontgrondingskuil geleidelijk langer en dieper, waarbij het stroombeeld en de vorm van de kuil elkaar steeds wederzijds beïnvloeden.



Schematisch beeld van het ontgrondingsproces in de tijd.

In het begin zal de ontgrondingskuil zich snel ontwikkelen, maar naarmate de evenwichtstoestand meer wordt bereikt, neemt het tempo af.

Bij proeven in het Waterkundig laboratorium heeft men getracht het tijdstip te bepalen waarop de ontwikkelingsfase overgaat in de stabiliseringsfase. Zonder succes echter, zodat over het werkelijke verloop van de kuildiepte bij ontgrondingen in de tijd niet al te veel kan worden gezegd.

fig B.2.3.A

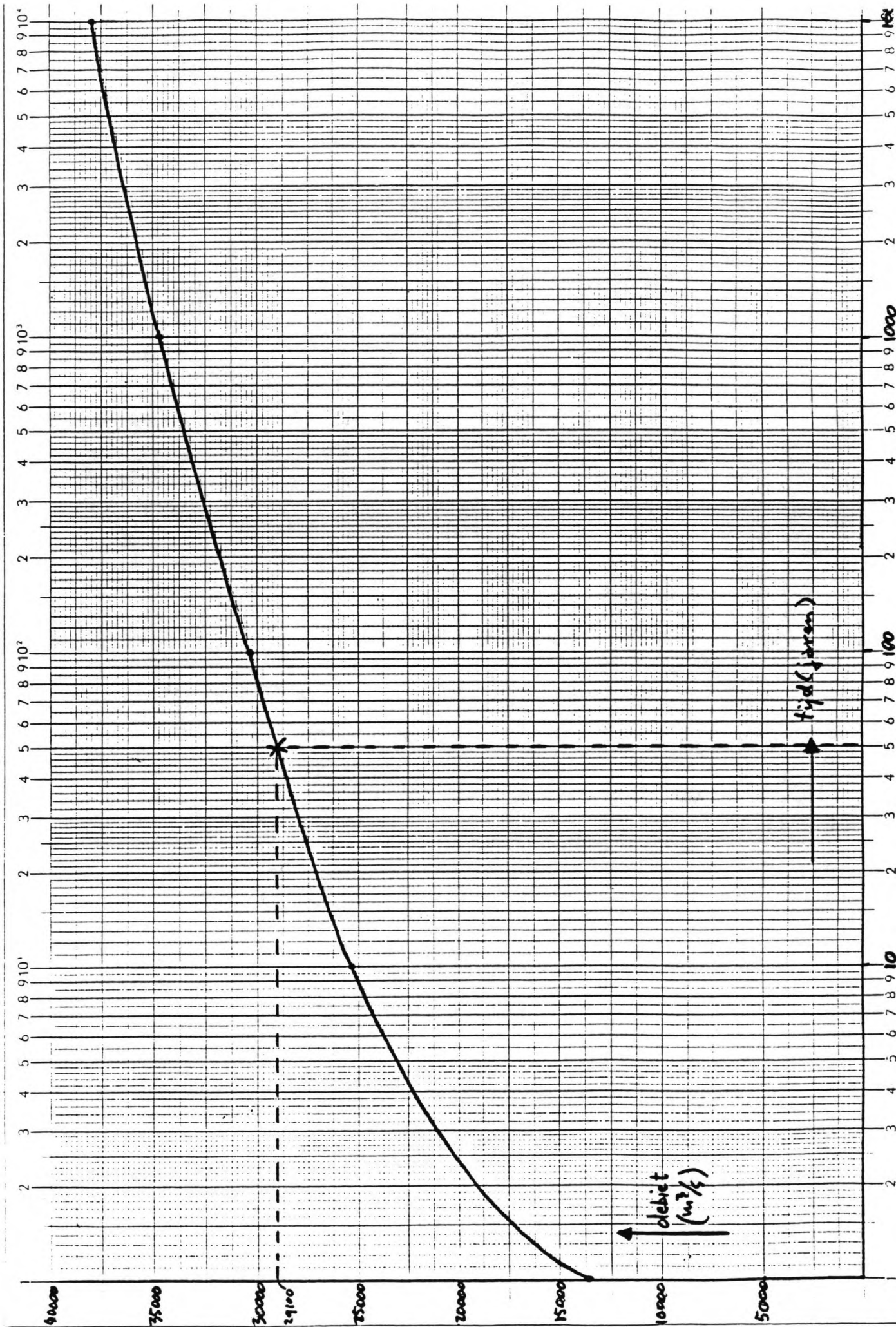


fig B.2.3.B

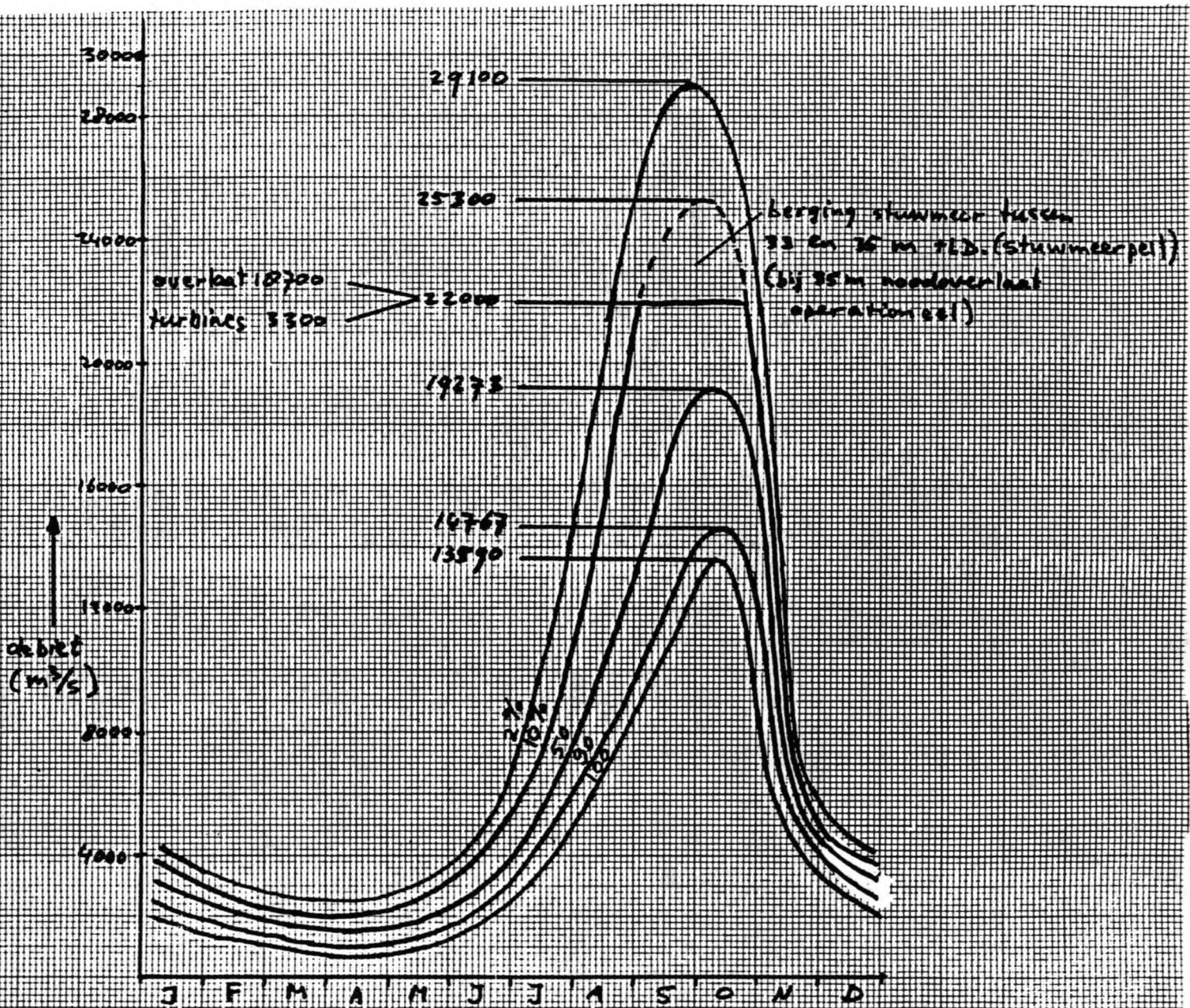


fig B.2.3.C + B.2.3.D.

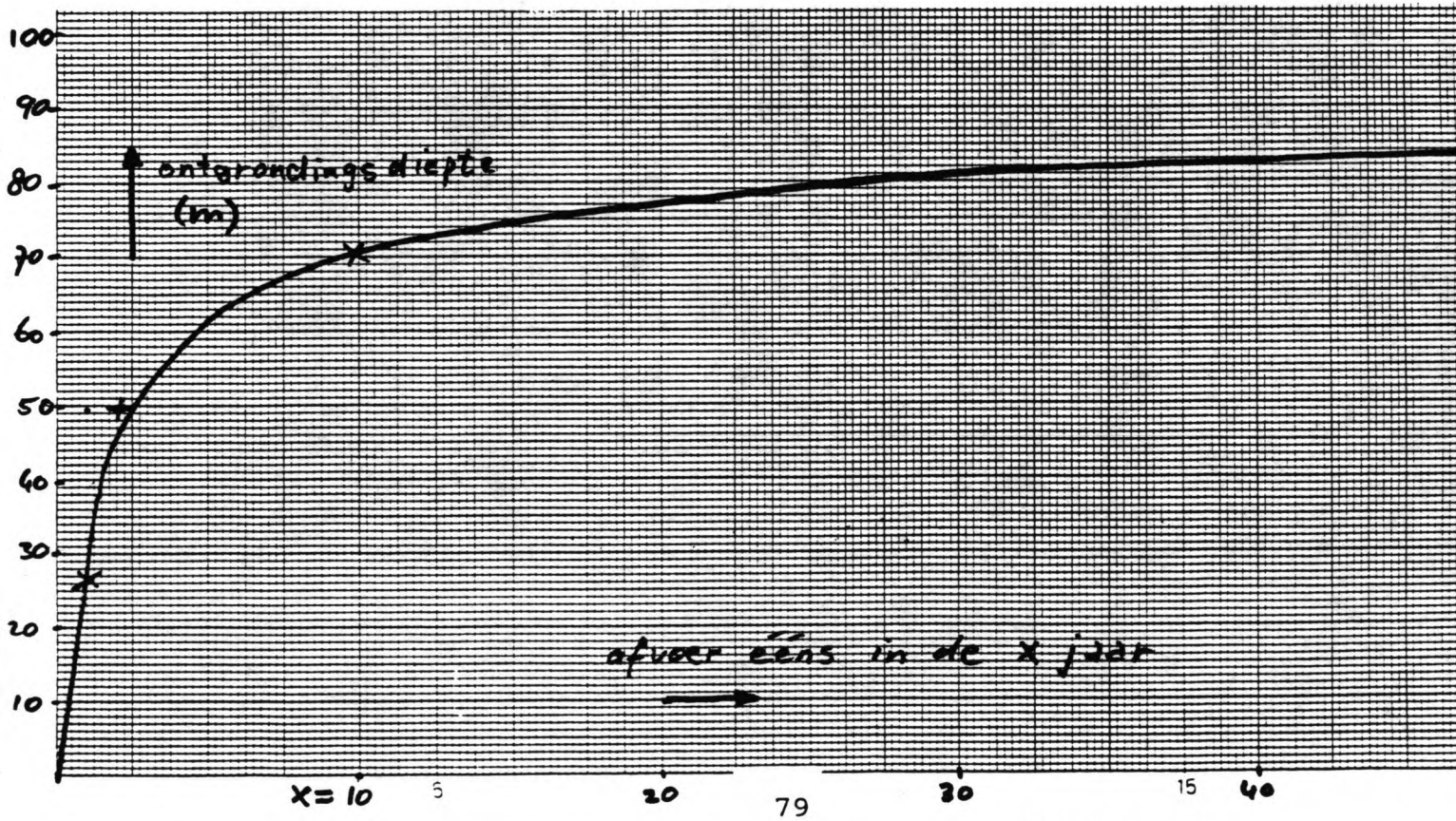
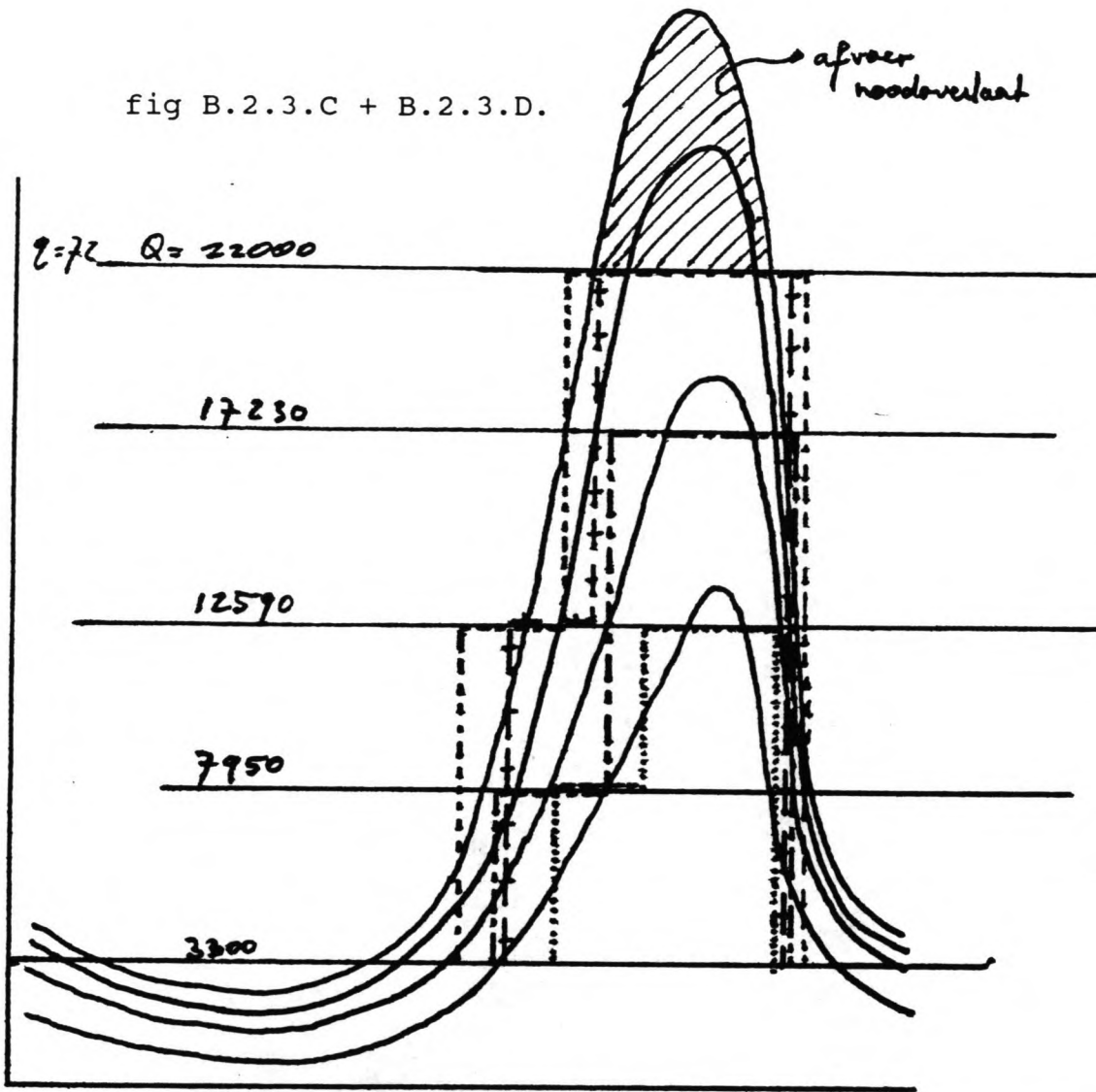


FIG B.2.3.D.

Bijlage 2.4

De berekening van het aantal filters.

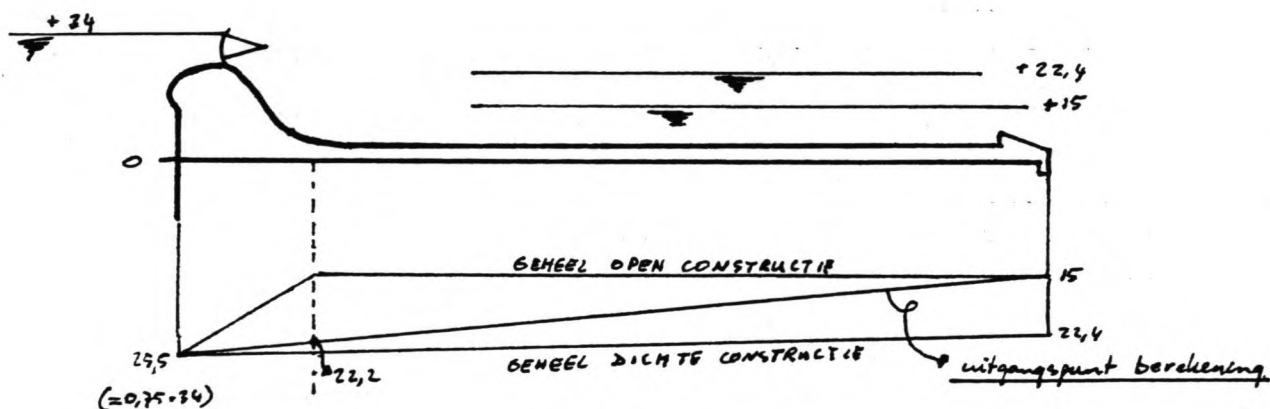
Uitgangspunt is een lengte van de filters van 4 m, gelijk aan de dikte van de bodem van de woelbak.

Eerst zal de waterspanningstoestand onder de woelbak moeten worden bekeken.

De maatgevende belasting voor de woelbak treedt op als de waterstand bóven de woelbak minimaal is en de waterdruk ónder de woelbak maximaal. Er is een reductie van 0.75 toegepast op de waterdruk ónder de woelbak, a.g.v. de aanwezigheid van een damwand.

De waarden van de waterdruk onder de woelbak zijn daardoor 25.5 en 16.8 voor resp. de boven- en benedenstroomse waterdruk. Omdat er echter een benedenstroomse waterstand heerst van 22.4 m maximaal, zal de waterdruk onder de woelbak verlopen van 25.5 tot 22.4 m. Dit verloop is lineair verondersteld. Duidelijk moge zijn dat het de situatie betreft waarbij de woelbak niet is voorzien van filters. Het is dus een dichte constructie. Tevens is het verloop weergegeven van de waterdruk onder de woelbak in het geval van een geheel open constructie. Daarbij volgt de waterdruk ónder de woelbak de waterstand die erboven staat.

Bij toepassing van filters zal de waterdruk zich ergens tussen deze twee lijnen bevinden. Zie ook de figuur hieronder.



Er treedt op twee manieren een reductie op van de waterdruk onder de woelbak. Ten eerste door toepassing van een drainagelaag, en ten tweede door toepassing van filters in de bodem van de woelbak.

In deze beschouwing van de waterdruk onder de woelbak wordt verondersteld dat alle drukvermindering zal optreden door verticaal transport door de filters. Het horizontale transport door de drainagelaag zal dit transport voeden.

Nadat de waterstand benedenstrooms is gedaald tot 15 m is ook de benedenstroomse waterdruk gedaald tot 15 m.

De waterdruk onder de rest van de woelbak zal niet zo snel

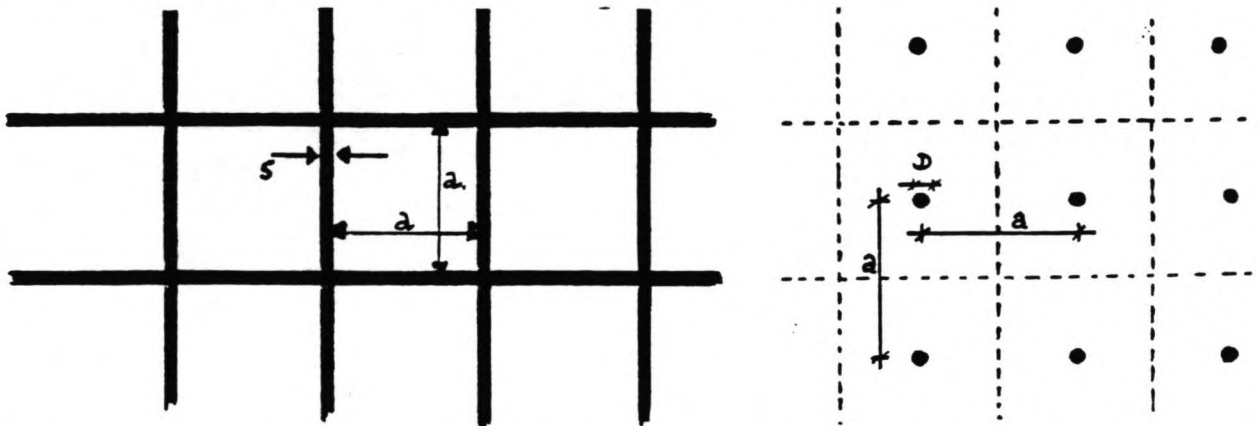
reageren, en blijft aanvankelijk dus hoger. Onder invloed van de drainlaag en de filters zal deze waterdruk vervolgens afnemen tot een verloop is bereikt van 25.5 m bovenstrooms tot 15 m benedenstrooms. Dit stadium is het uitgangspunt voor de berekening. Immers er is nog steeds een potentiaalverschil over de woelbak en een vermindering van de waterdruk onder de woelbak kan nog doorgaan (zie bovenstaande figuur).

Bij het meest bovenstrooms gelegen punt van de woelbak, 35 m vanaf het bovenstroomse eind van de overlaat, is de druk $25.5 - \{ [35 * (25.5-15)] / 112 \} = 22.2$ m.

Bij een in benedenstroomse richting kleiner wordende waterdruk (een zeker verhang) is er een zeker debiet in die richting. Dit debiet neemt toe bij een toenemend verhang.

Worden er nu filters toegepast in de bodem van de woelbak op steeds regelmatige afstand van elkaar, dan zal de waterdruk overal waar filters zitten procentueel even veel verminderen, en zal het verhang dus gelijk blijven. Onder de overlaat echter, waar geen filters worden toegepast, zal het verhang toenemen, en dus het debiet ook. Dit debiet wordt weer voor een deel door de filters verwerkt.

Ter bepaling van waterspanningsreducties is gebruik gemaakt van het model van Wolsink (dictaat f4 blz. 107). De aanpassing die wordt gemaakt betreft de hoek van het talud en de brekerhoek die in dit geval beide 0 zijn. Het model gaat uit van steenzetting op een filterlaag, waaronder de basis ligt. De verbinding tussen filterlaag en het "vrije" water boven de steenzetting komt tot stand door de spleten tussen de stenen. In plaats van stenen met spleten ertussen worden nu stenen beschouwd met een gat in het midden, die de filters voorstellen. De verhouding spleetoppervlak/steenoppervlak wordt omgewerkt naar de verhouding filteroppervlak/steenoppervlak. Zie de figuur hieronder.



s = spleetbreedte; a = breedte en lengte van steenblokken = afstand tussen filters; D = diameter filters;

$$2 * (a * s) = \frac{1}{4} * \pi * D^2 \quad \text{--->} \quad s = (\pi * D^2) / (8 * a)$$

De waterdrukvermindering $\Delta\phi$ kan worden geschreven als:

$$\Delta \phi = \frac{\lambda}{2} \left(1 - e^{-\frac{2z_1}{\lambda}} \right)$$

Hierin is z_1 = de waterspanning van de onder de steenzetting gelegen filterlaag t.o.v. het water boven de steenzetting. In feite is dit het aanvankelijke stijghoogteverschil over de steenzetting (m)

λ = de lek lengte (m)

ϕ = het te berekenen stijghoogteverschil over de steenzetting

$$\lambda = \left(\frac{k_l * b * D}{k_s} \right)$$

met k_l = (lineaire) doorlatendheid van het filter (m/s)

b = dikte van de filterlaag (m)

D = dikte van de steenzetting (m)

k_s = doorlatendheid van de steenzetting (m/s)

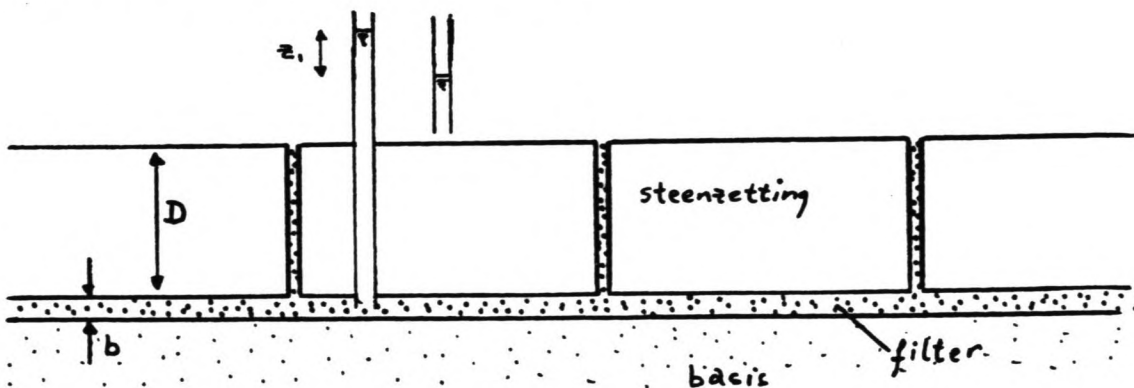
$$k_s = \frac{\pi * D^2}{4 * a^2} (k_{iu}^{-2} + k_w^{-2} + k_{Ta}^{-2})^{-0.5}$$

k_{iu} = doorlatendheidscoëfficiënt t.g.v. in- en uitstroomweerstand
= $(gD/0.725)$

k_w = doorlatendheidscoëfficiënt t.g.v. wrijvingsweerstand in gaten
= $18 \log (6s/k_N) * (s/2)$ (s = spleetbreedte, kan worden herschreven als $\pi D^2/8a$)

k_{Ta} = doorlatendheidscoëfficiënt t.g.v. turbulente aanstroomweerstand
= $\pi k_T * (D/2s)$

Voor k_N , de ruwheid van gat- of spleetwand, kan worden aangehouden $0.5 * 10^{-3}$ m voor beton.



Voor de diameter van de filters wordt een vaste waarde aangehouden en wel van 0.15 m. De waarde van a (zie schets op blz. 82) wordt in de berekening gevarieerd. Zodoende resulteren er verschillende waarden voor de vermindering van het stijghoogteverschil bij verschillende afstanden tussen de toegepaste filters.

De waarde van z_1 die wordt ingevuld, wordt onttrokken uit de beginsituatie, d.w.z. uit het spanningsverloop vóór toepassing van filters. Omdat dit spanningsverloop bekend is kan de uiteindelijke waterspanningstoestand onder de gehele bodem worden berekend.

In de berekening wordt gekeken naar de volgende waarden voor z_1 : 7.2 m (22.2 - 15), en 3.6 m (18.6 - 15), waarden die gelden bij respectievelijk het meest bovenstroomse punt van de woelbak en halverwege de woelbak.

$$k_{iu}^{-2} = \left[0.4 \left(\frac{9.81 * 0.15}{0.725} \right) \right]^{-2} = 3.079$$

$$k_w^{-2} = \left[18 \log \left(\frac{6 * \frac{\pi * D^2}{8a}}{k} \right) \left(\frac{\pi * D^2}{16a} \right) \right]^{-2} =$$

$$= \left[18 \log \left(\frac{106}{a} \right) * \frac{1}{226a} \right]^{-2}$$

$$k_{Ta}^{-2} = \left[\pi * 0.045 \left(\frac{4a}{\pi * D} \right) \right]^{-2} = \left[0.141 (8.488 a) \right]^{-2}$$

$$= \left(\frac{k_l * b * D}{k_s} \right) = \left(\frac{0.017 * 0.5 * 4}{k_s} \right) = \left(\frac{1}{29.4 * k_s} \right)$$

Hierin werd k_l berekend met de formule van Cohen de Lara:

$$\text{voor } 4 \leq Re \leq 500 \text{ geldt: } k = \frac{g D_n^{1.5} E^5}{12 v}$$

Met $D_n = 10$ mm, E (porositeit) = 0.4, en $v = 10^{-6}$ volgt dat $k = 0.017$ m/s.

a	k_{iu}	kw	λ	$\Delta\phi(z_1=7.2)$	$\Delta\phi(z_1=3.6)$
1	0.170	5.918	2.4	1.20	1.14
2	0.469	2.952	4.4	2.12	1.77
3	0.873	1.973	6.4	2.86	2.16
5	1.983	1.184	11.2	4.05	2.66
10	6.635	0.592	25.3	5.49	3.13
15	14.508	0.395	46.0	6.18	3.33

Zoals te zien is, treedt er aan de bovenstroomse kant van de woelbak de grootste waterspanning op. Hier zal dus de kleinste veiligheid tegen opdrijven optreden.

Bij toepassing van een dikte van 4 m kunnen nu de veiligheidsfactoren worden uitgerekend aan de bovenstroomse kant en in het midden van de woelbak (resp. $v[b]$ en $v[m]$) bij verschillende waarden voor a . De veiligheid bij het meest benedenstroomse punt onder de bodem is $(24 * 4 + 150)/150 = 1.64$.

$$a = 15 \text{ m: } v[b] = (24 * 4 + 150) / (150 + 62) = 246/212 = 1.16$$

$$v[m] = 246/183 = 1.34$$

$$a = 10 \text{ m: } v[b] = 246/205 = 1.20$$

$$v[m] = 246/181 = 1.36$$

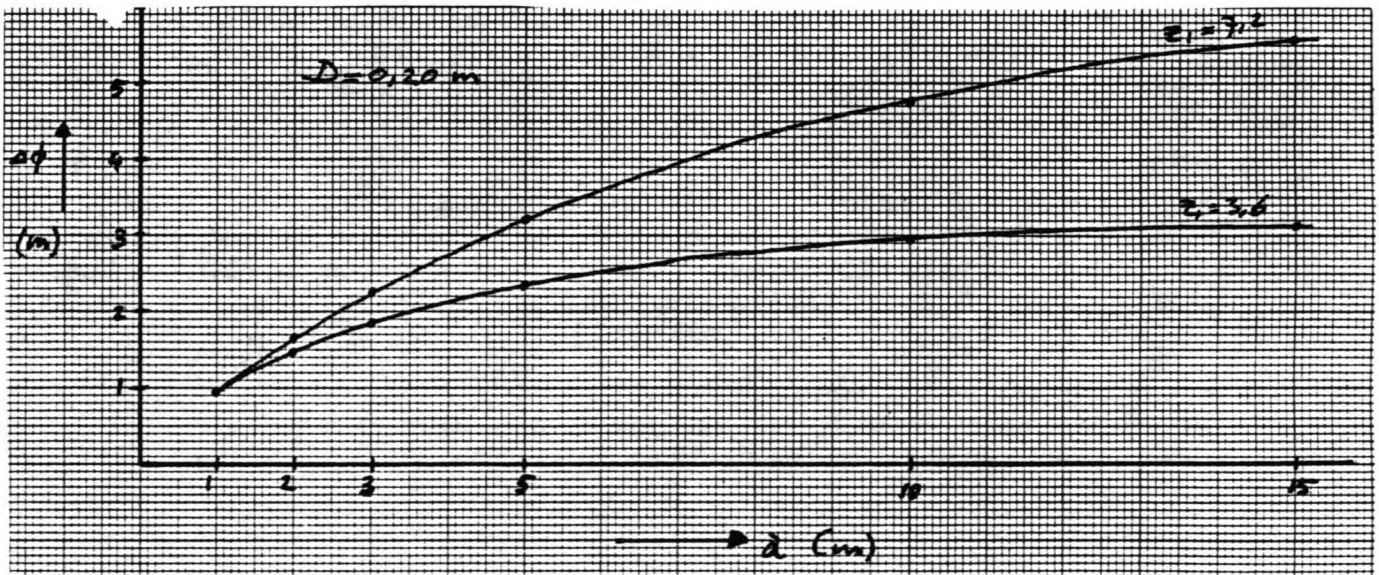
$$a = 5 \text{ m: } v[b] = 246/191 = 1.29$$

$$v[m] = 246/177 = 1.39$$

Om te kijken hoe groot de invloed is van een grotere filterdiameter op de optredende spanningen, worden bovengenoemde berekeningen ook gedaan voor $D = 0.20 \text{ m}$. De resultaten daarvan zijn:

a	$\Delta\phi(z_1=7.2)$	$\Delta\phi(z_1=3.6)$
1	0.93	0.91
2	1.64	1.47
3	2.25	1.85
5	3.20	2.31
10	4.74	2.90
15	5.53	3.14

In de volgende figuur zijn voor de verschillende waarden voor a , de waarden van $\Delta\phi$ uitgezet.



De bijbehorende veiligheidscoëfficiënten zijn:

$$a = 15 \text{ m: } v[b] = 246/205 = 1.20$$

$$v[m] = 246/181 = 1.36$$

$$\begin{aligned}
 a = 10 \text{ m: } v[b] &= 246/197 = 1.25 \\
 &v[m] = 246/179 = 1.37 \\
 a = 5 \text{ m: } v[b] &= 246/182 = 1.35 \\
 &v[m] = 246/173 = 1.42
 \end{aligned}$$

Worden filters gebruikt met een diameter van 0.20 m, dan is de veiligheid 1.25 bij een bodemdikte van 4 m. Hierdoor kan overwogen worden om de filters verder uit elkaar te zetten óf om de bodem van de woelbak dunner te construeren. Deze laatste mogelijkheid is erg interessant omdat zo de betonkosten in aanzienlijke mate verminderd kunnen worden, immers het gaat bij de woelbakbodem om een oppervlakte van $336 \times 75 \text{ m} = 25200 \text{ m}^2$.

Indien nu een minimale veiligheid wordt gesteld kan er uitgerekend worden zowel in het geval van $D = 0.20$ als $D = 0.15$ m hoe ver de filters uit elkaar moeten staan in relatie tot de dikte van de woelbak.

Indien bij $a = 10$ m de veiligheid wordt teruggebracht naar 1.20 mag de dikte van de bodem 3.6 m bedragen t.p.v. het meest bovenstroomse punt van de woelbak ($\phi = 4.74$). Dit kan als volgt worden ingezien: $(150 + 47) * 1.2 = 236.4 = 150 + d * 24$
 ---> $d = 3.6$ m.

Bij $a = 8$ en $v = 1.20$ wordt gevonden $d = 3.40$ m.

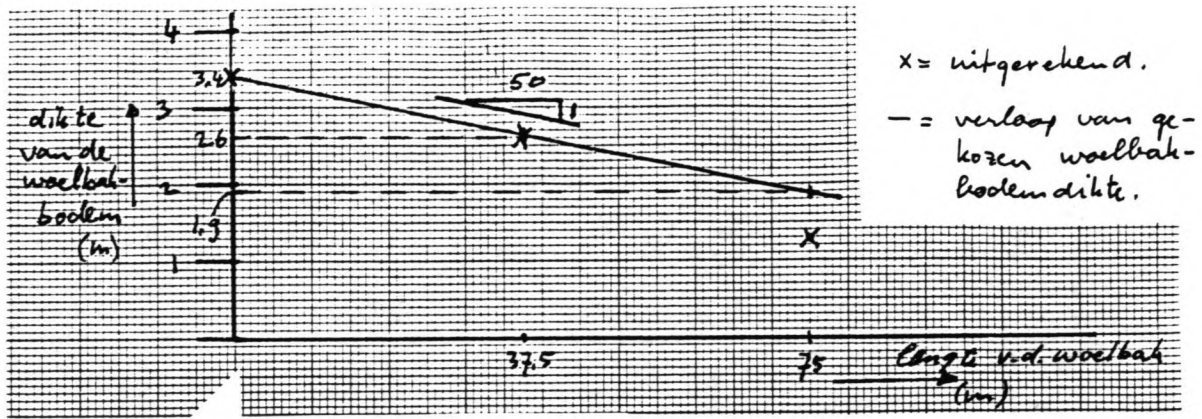
Bij $a = 5$ en $v = 1.20$ wordt gevonden $d = 2.85$ m. Indien ten doel gesteld wordt om de dikte van de woelbakbodem te verminderen zal de waarde van a tussen 5 en 8 in liggen.

De keuze die wordt gemaakt tussen een dikke bodem met weinig filters en een dunnere bodem met meer filters zal op economische gronden zijn gebaseerd.

Hier wordt gekozen voor een minimale veiligheid van 1.2 met een dikte van de woelbakbodem van 3.4 m, waarin filters om de 8 m zijn opgenomen. In totaal zijn er dan $(336 * 75)/(8 * 8) = 395$ filters nodig.

Omdat dit aantal filters is gebaseerd op gegevens die gelden voor het bovenstrooms gelegen deel van de woelbak, is de veiligheid meer aan de benedenstroomse kant wellicht hoger dan 1.2. Dit impliceert dat er meer benedenstrooms minder filters nodig zijn óf de woelbakbodem dunner kan zijn.

In het midden van de woelbak (bij dwarsdoorsnede), zal de bodem bij een $v = 1.2$ en een $a = 8$ m, gelijk moeten zijn aan 2.6 m en helemaal benedenstrooms geldt dan $d = 1.3$ m. Dit komt ongeveer neer op 1 m minder dik beton per 50 m, zoals is weergegeven in de volgende figuur.



Een minder dikke bodem heeft de voorkeur boven het toepassen van minder filters, omdat ten eerste de kosten hierdoor lager worden en ten tweede er minder fouten kunnen optreden bij het plaatsen van de filters (omdat de afstand tussen de filters nu wél constant blijft).

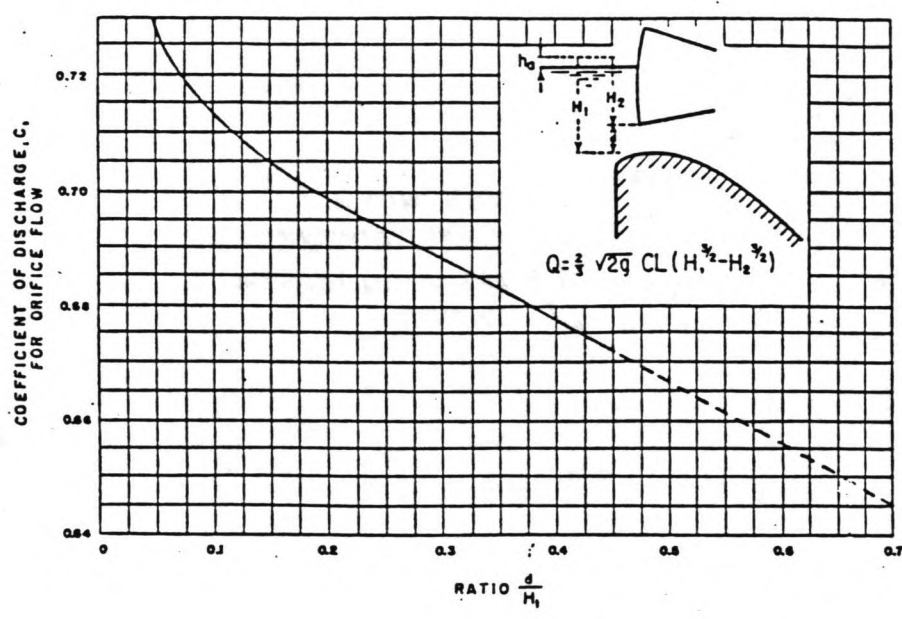


VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
 Afd. Civiele Techniek
 TH Delft

Bijlage 2.5
Figuren horend bij hoofdstuk 2.

d	C	Q
2	0,706	72,5
4	0,690	42,3
6	0,674	59,2
8	0,659	73,3
10	0,644	84,4
12	0,629	92,0
14	0,614	95,0 (12)

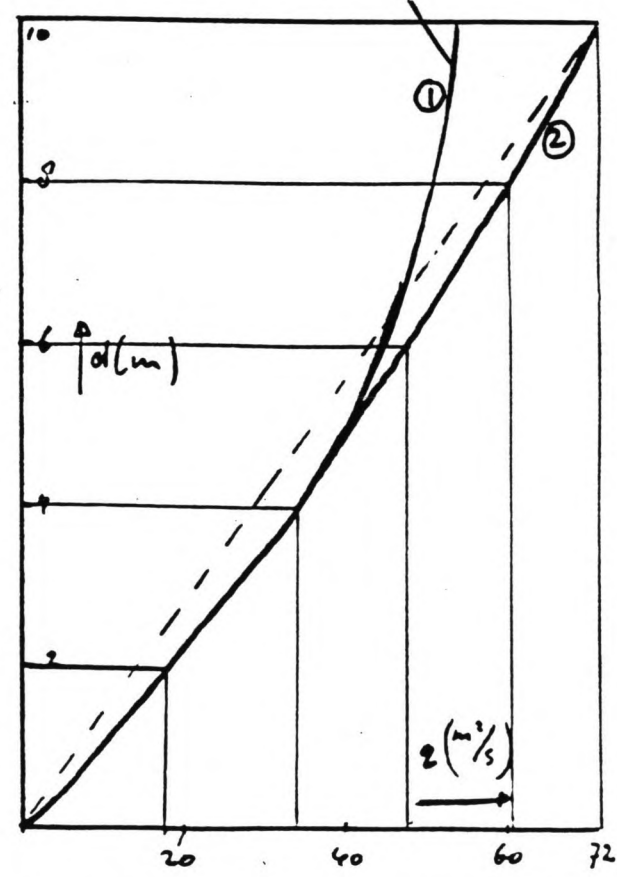
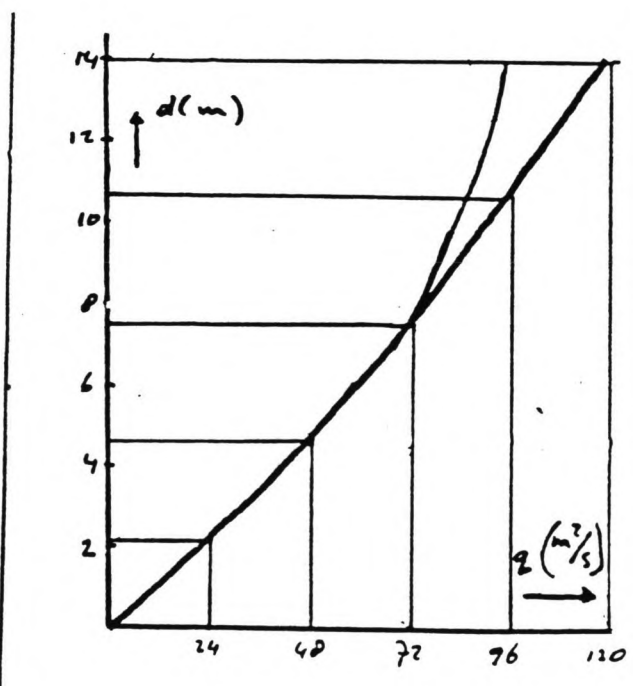
$L = 156 \text{ m.} \rightarrow q = 2,953 C (52,38 - (14-d)^{3/2})$; $L = 250 \text{ m.} \rightarrow q = 2,953 C (31,62 - (10-d)^{3/2})$



d	C	Q
2	0,699	10,56
4	0,670	33,00
6	0,656	45,76
8		(50)
10	0,614	72,6

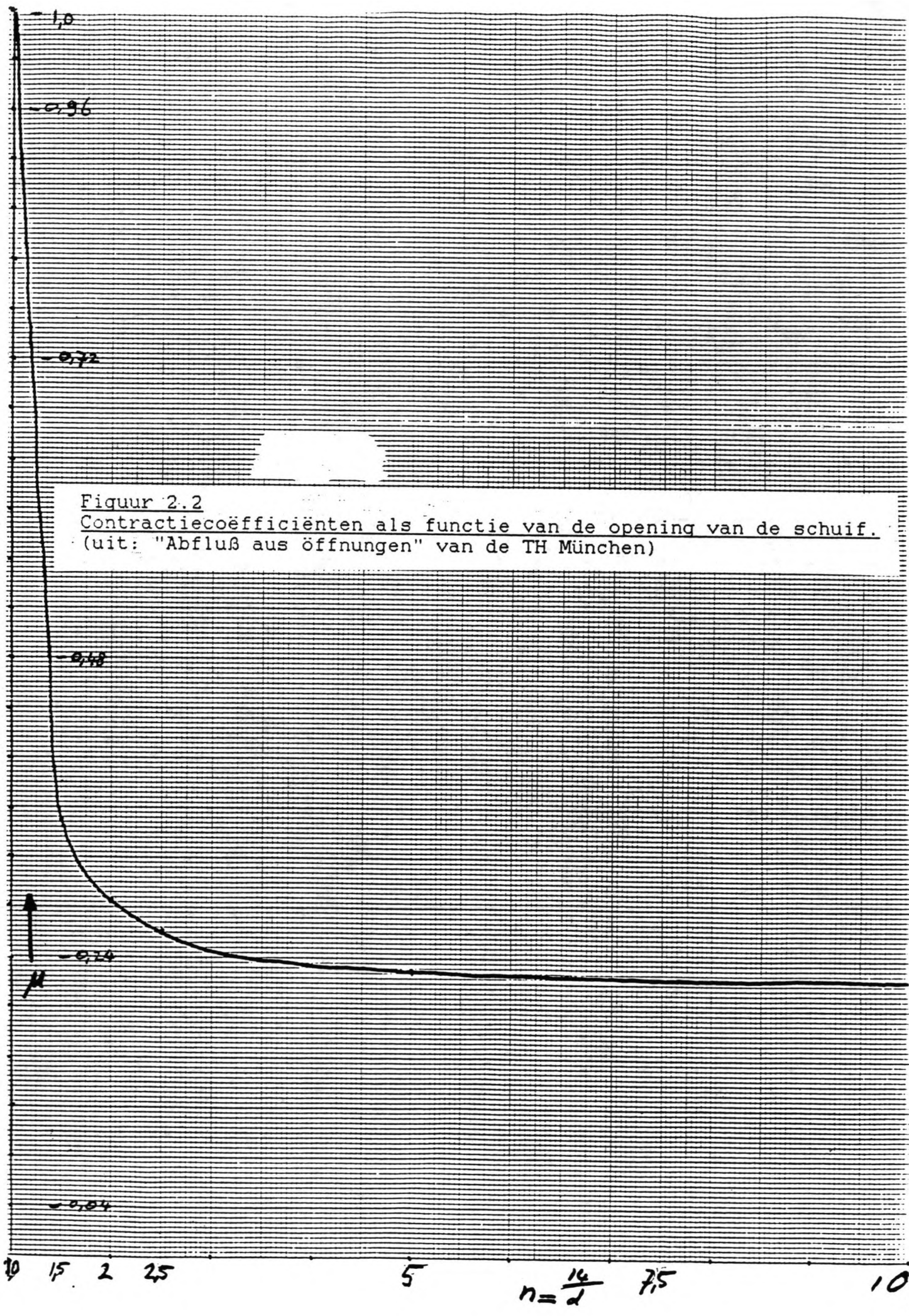
$q = \frac{L}{Q}$

→ kromme via formule berekend (waarschijnlijk tussen haakjes)
 Bij grote d echter C niet nauwkeurig (stippellijn in bovenste grafiek). Daar geldt kromme

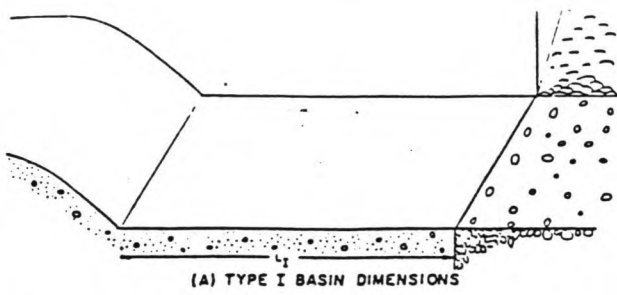


Figuur 2.1
Bepaling van de schuifopening

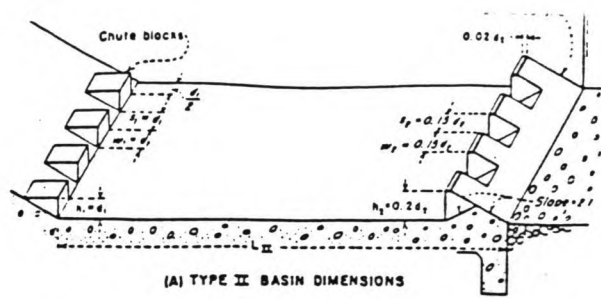
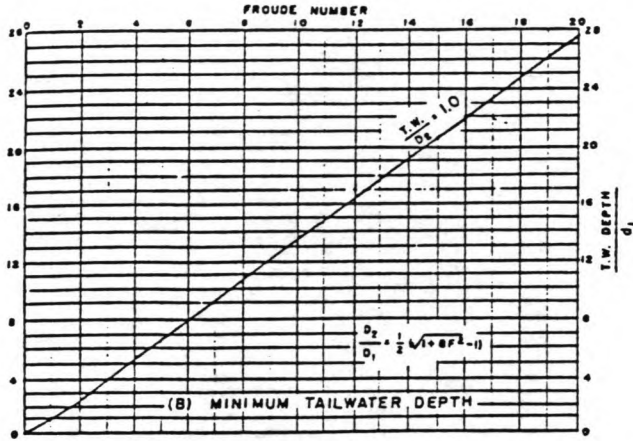
bij verschillende afvoeren.



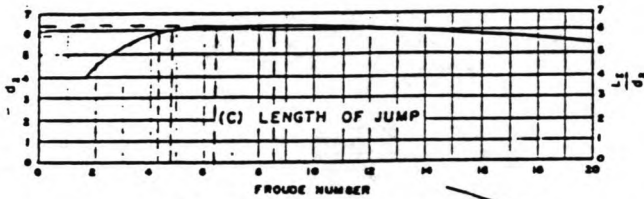
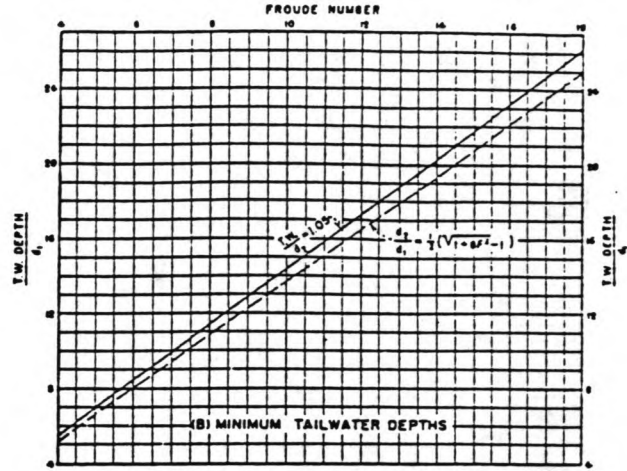
Figuur 2.2
 Contractiecoëfficiënten als functie van de opening van de schuif.
 (uit: "Abfluß aus öffnungen" van de TH München)



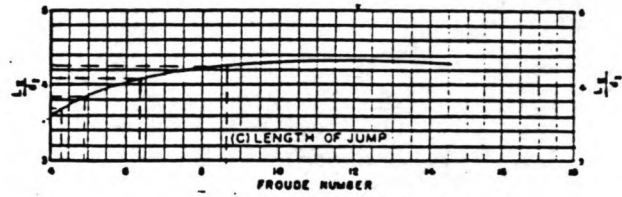
(A) TYPE I BASIN DIMENSIONS



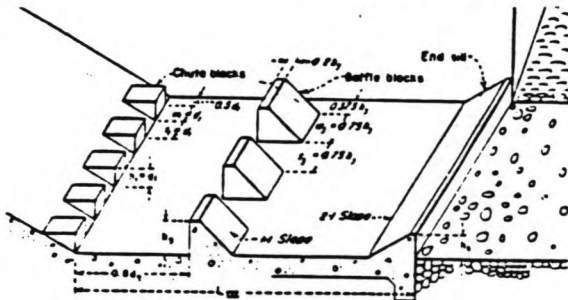
(A) TYPE II BASIN DIMENSIONS



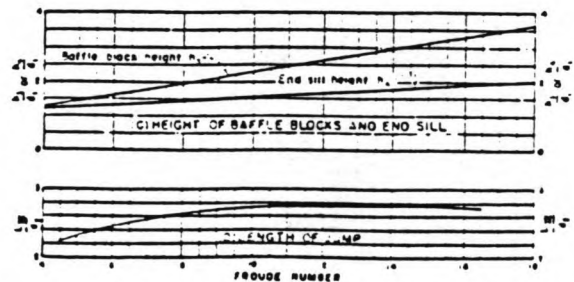
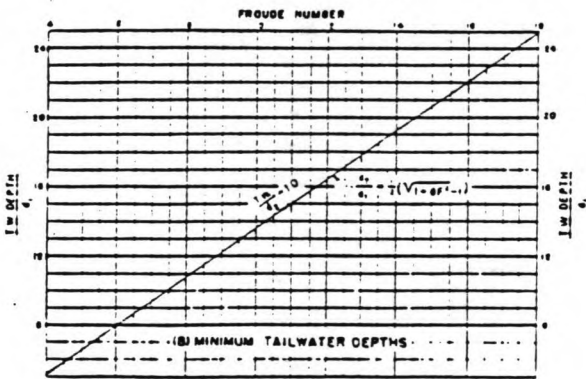
Type I stilling basin characteristics.—288-D-3049



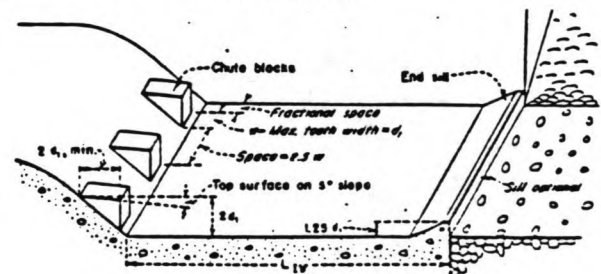
Stilling basin characteristics for Froude numbers above 4.5.—288-D-3052



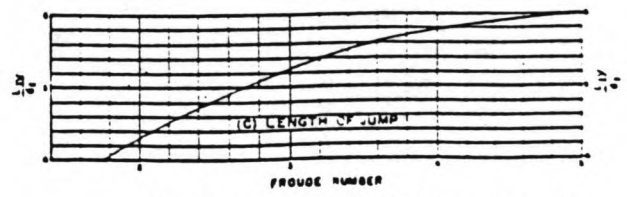
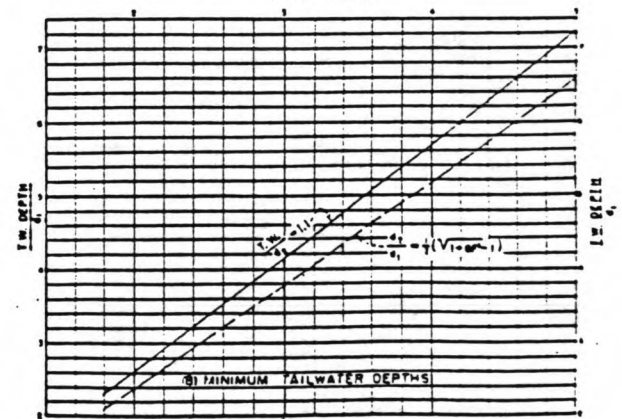
(A) TYPE III BASIN DIMENSIONS



Stilling basin characteristics for Froude numbers above 4.5 where incoming velocity does not exceed 50 feet per second.—288-D-3051

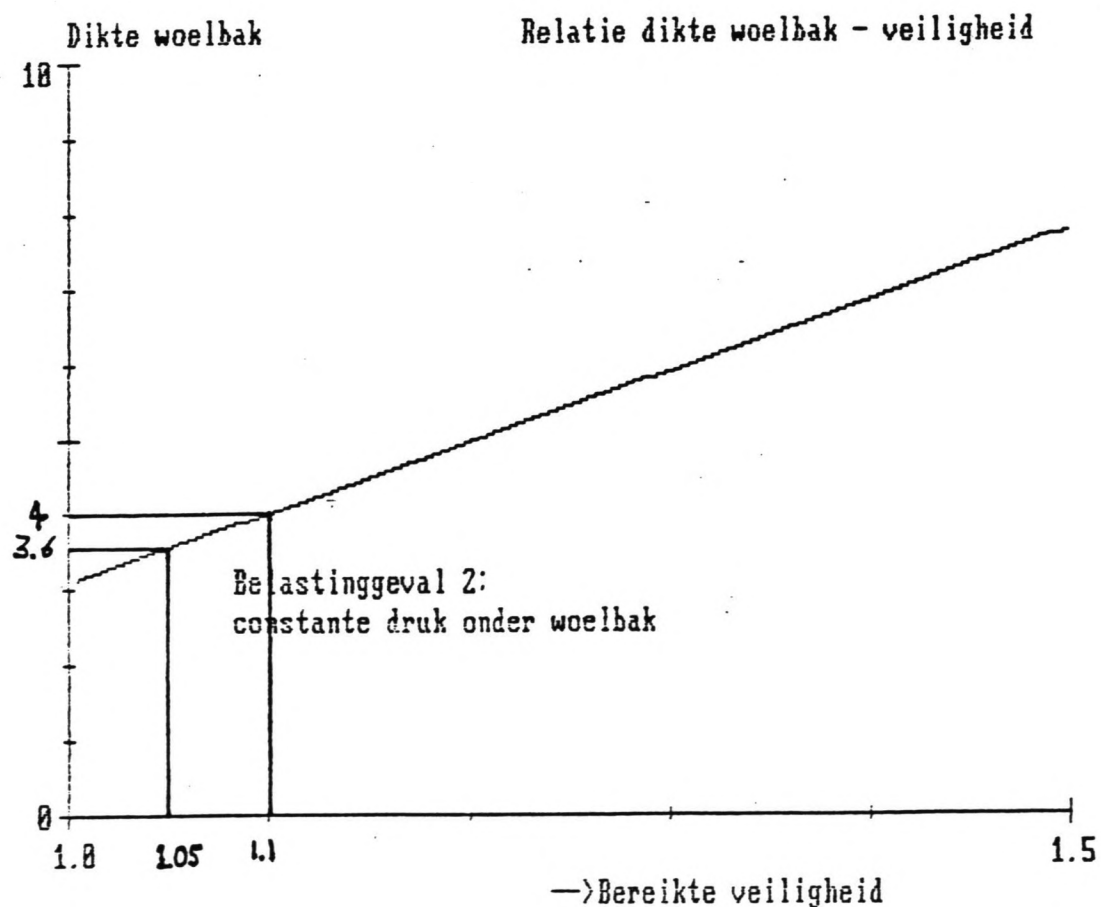
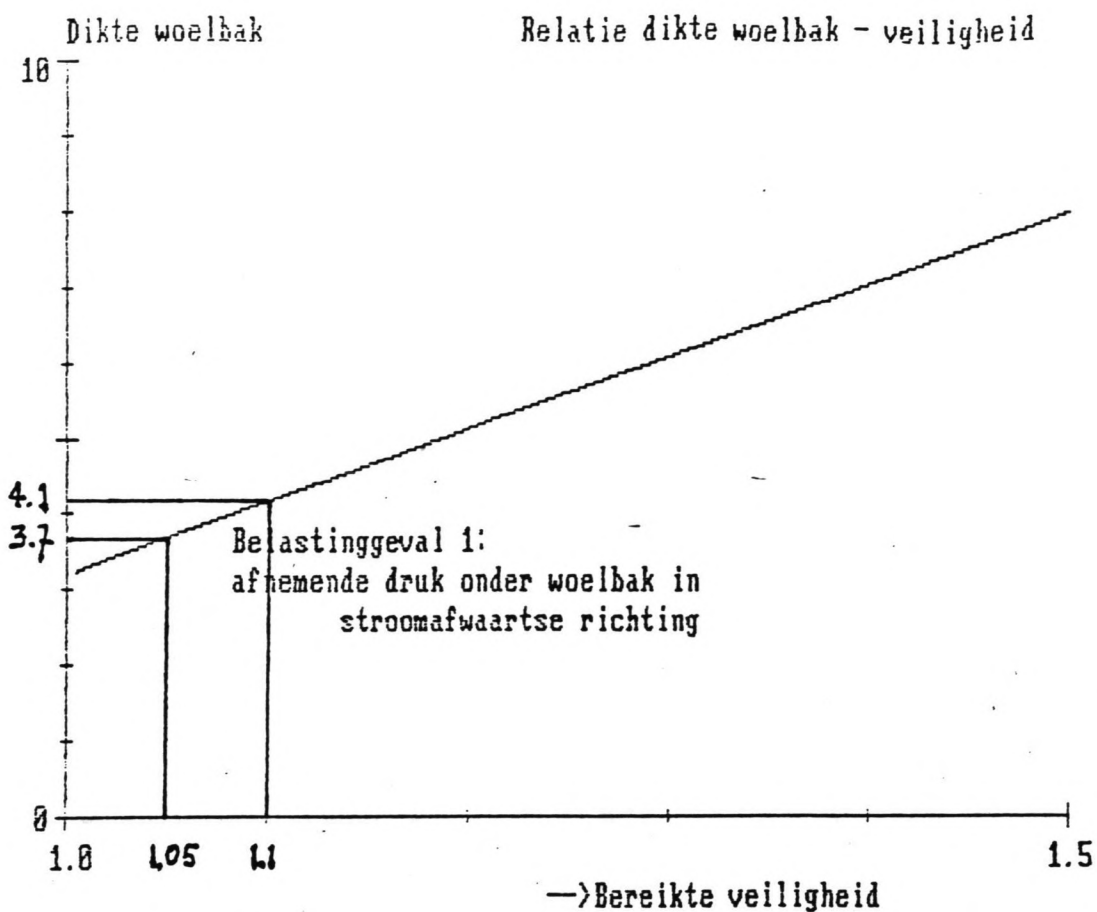


(A) TYPE IX BASIN DIMENSIONS



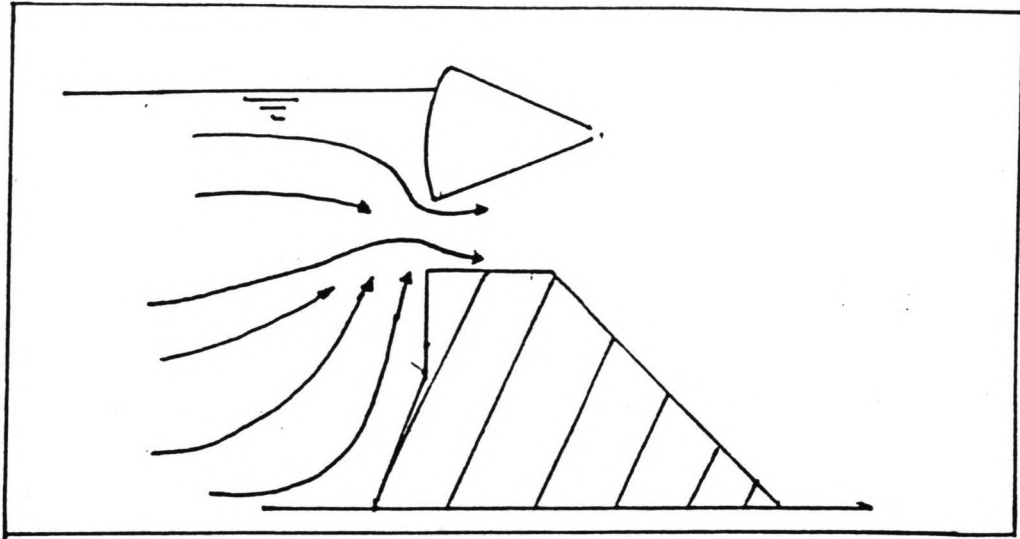
Stilling basin characteristics for Froude numbers between 2.5 and 4.5.—288-D-3050

Figuur 2.3
 Verschillende typen woelbakken met bijbehorende grafieken ter
 bepaling van de lengte van de watersprong.
 (uit: "Design of gravity dams", Bureau of the Interior, USA)

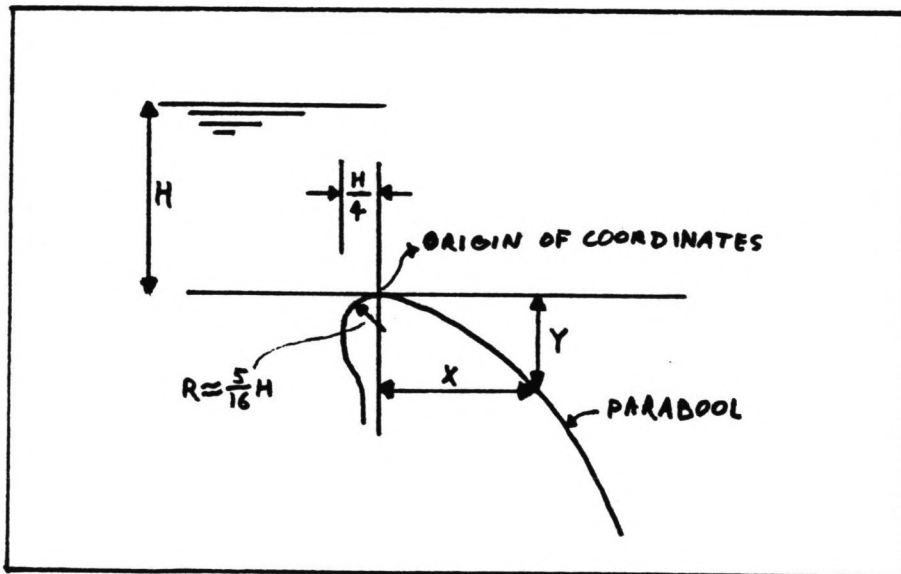


Figuur 2.4
De relatie tussen de veiligheid tegen opdrijven en
de dikte van de woelbak.

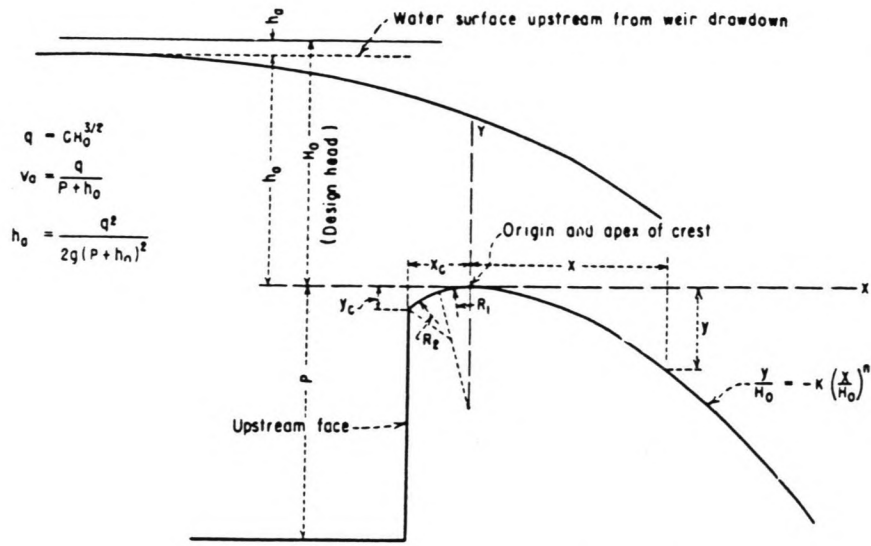
De functie die deze relatie beschrijft is weergegeven in paragraaf 10.



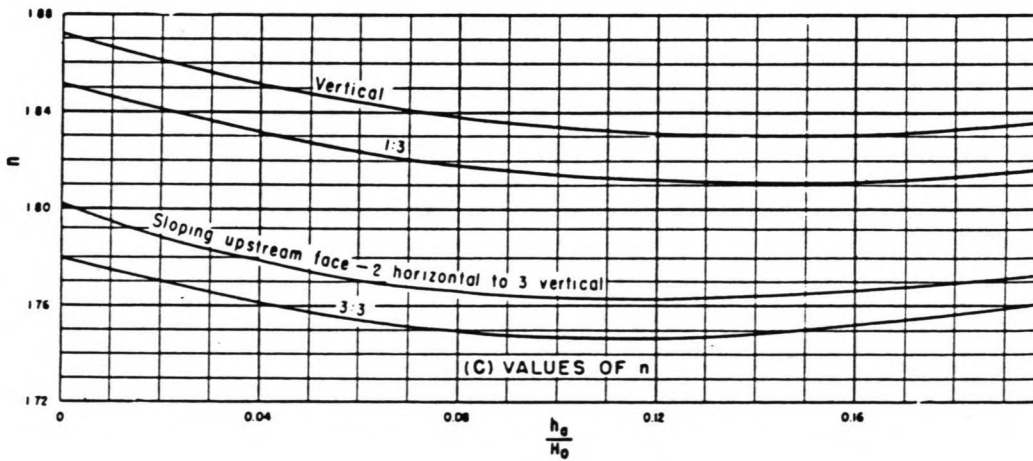
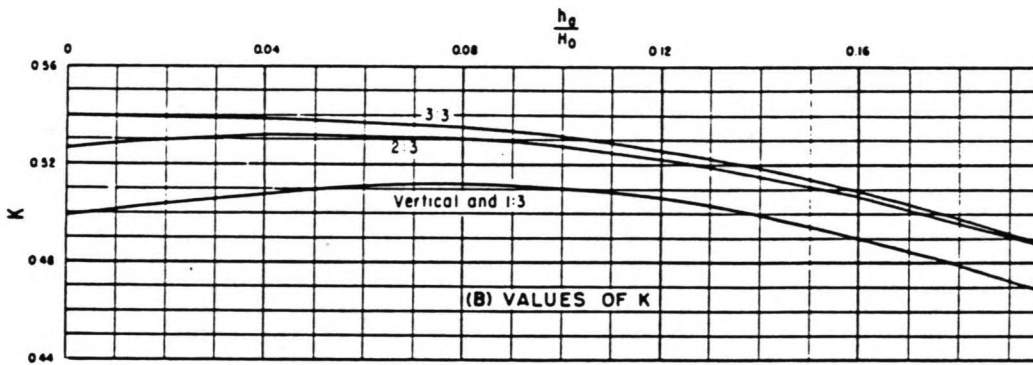
Figuur 2.5
Stroomprofielvernuauwing door schuin oplopend front.



Figuur 2.6
Ontwerpnormen voor de top van een overlaat.
 (uit: "Design of gravity dams")

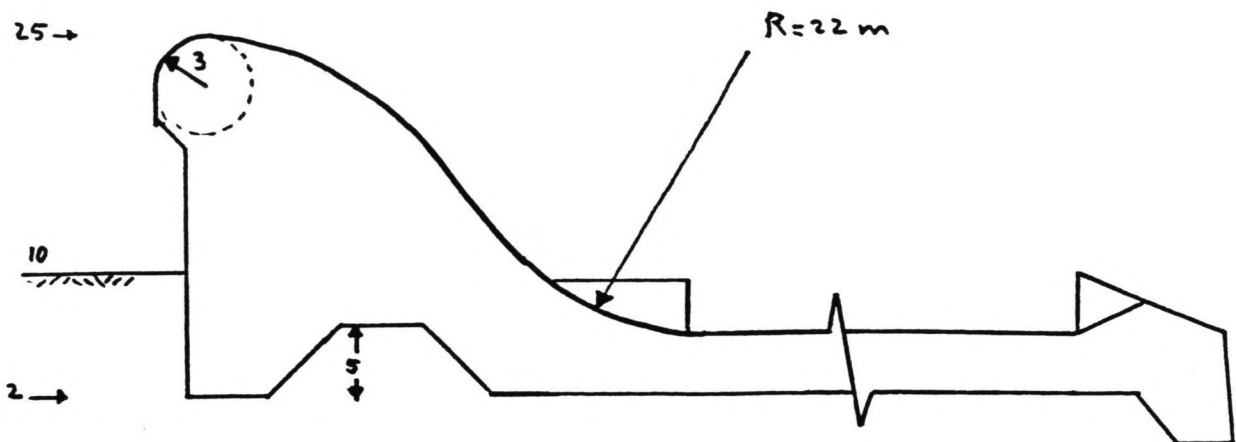


(A) ELEMENTS OF NAPPE-SHAPED CREST PROFILES

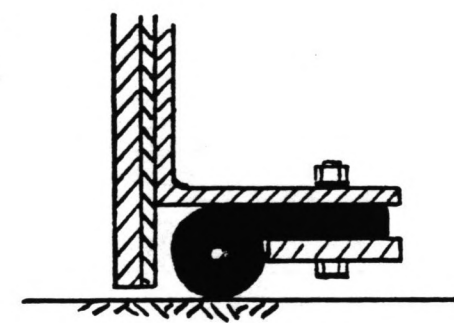


Factors for definition of nappe-shaped crest profiles

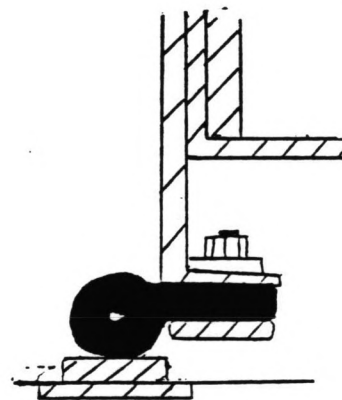
Figuur 2.7
 Grafiek ter bepaling van de kromming van de overlaat.
 (uit: "Design of gravity dams")



Figuur 2.8
De uiteindelijke vorm van de overlaat.

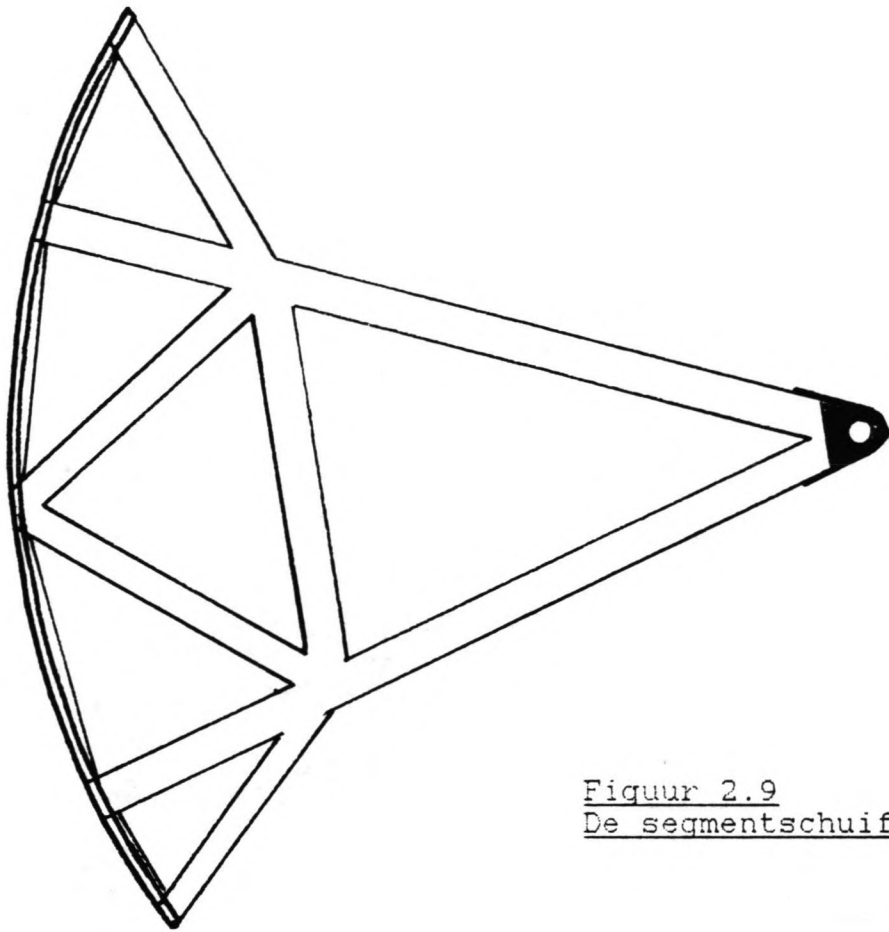


afdichtingsstrip
 onderkant

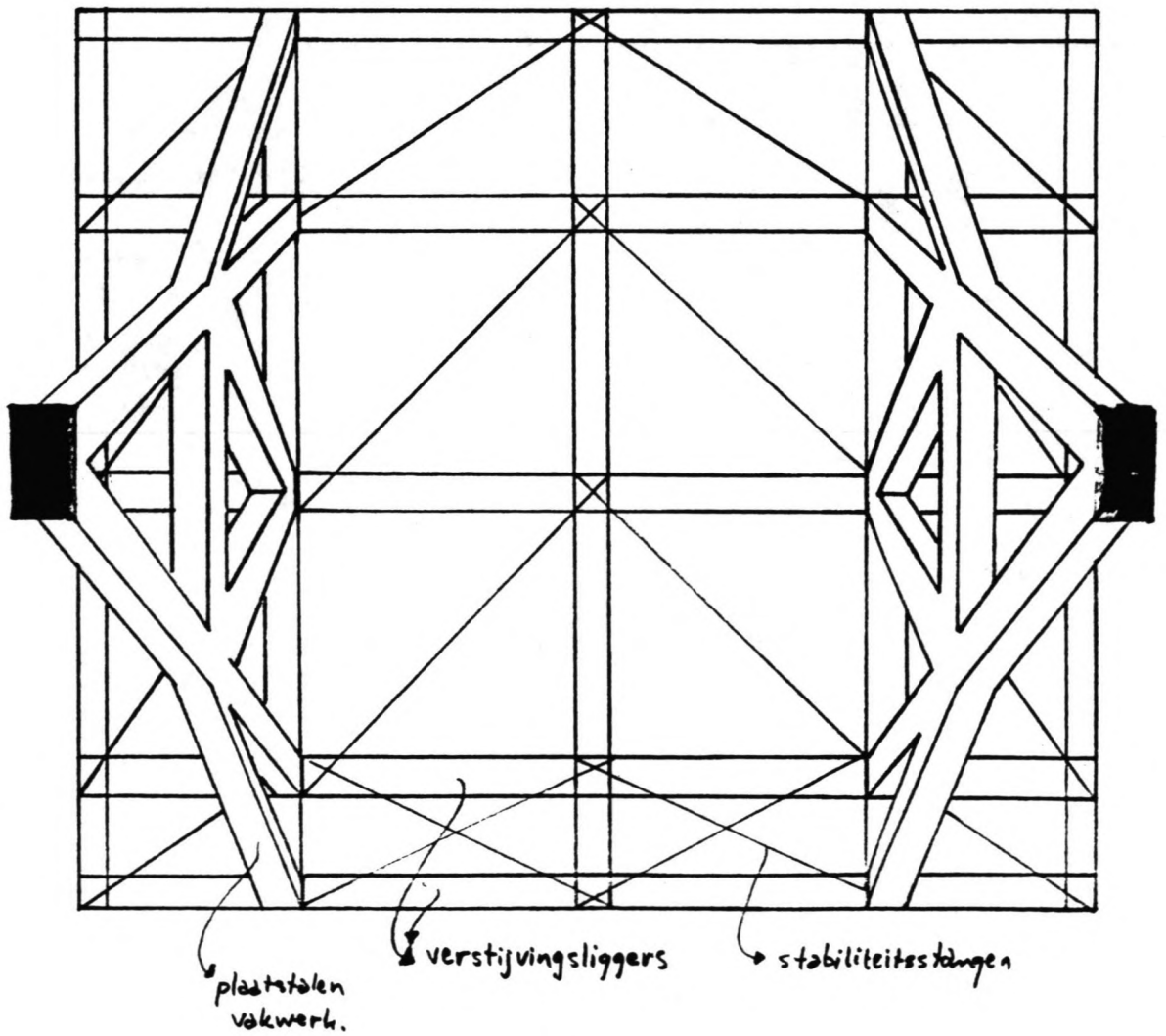


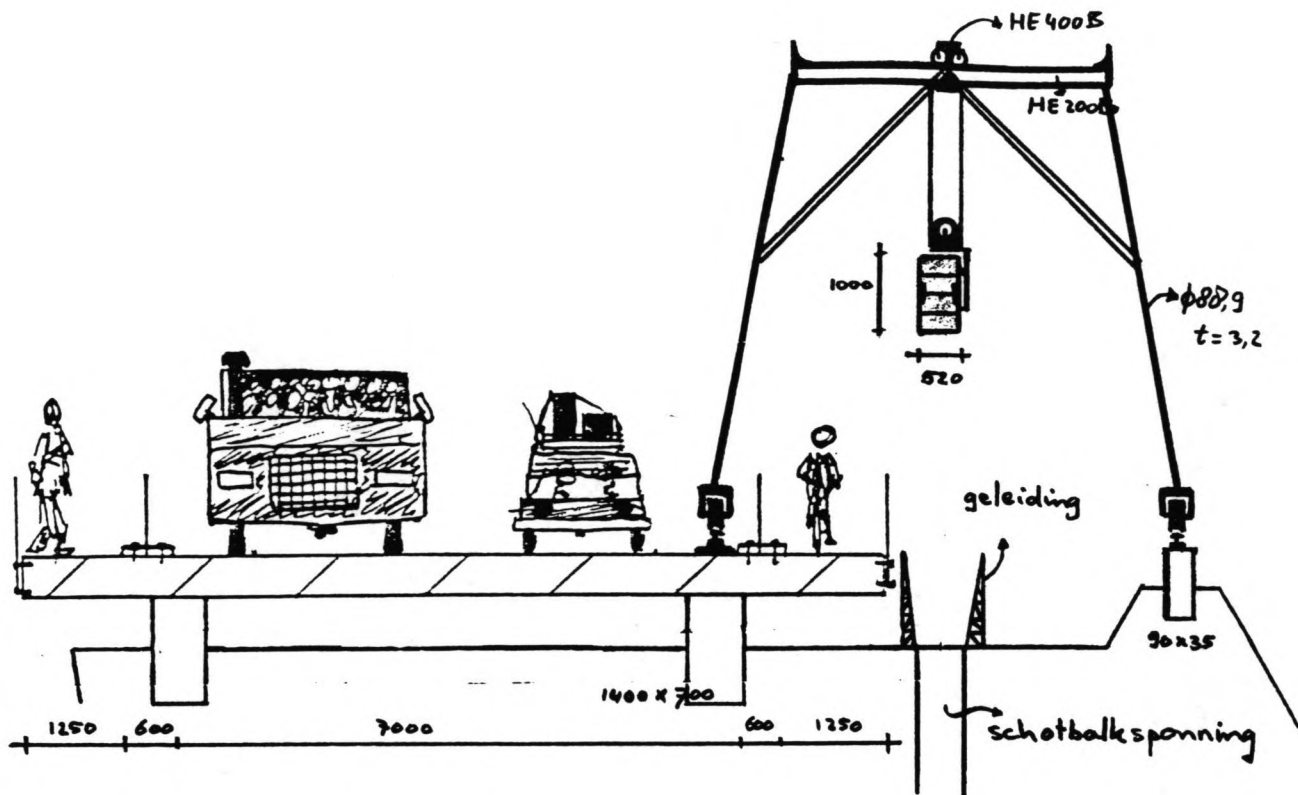
afdichtingsstrip zijkant

Figuur 2.9
De segmentschuif met dichtingen.

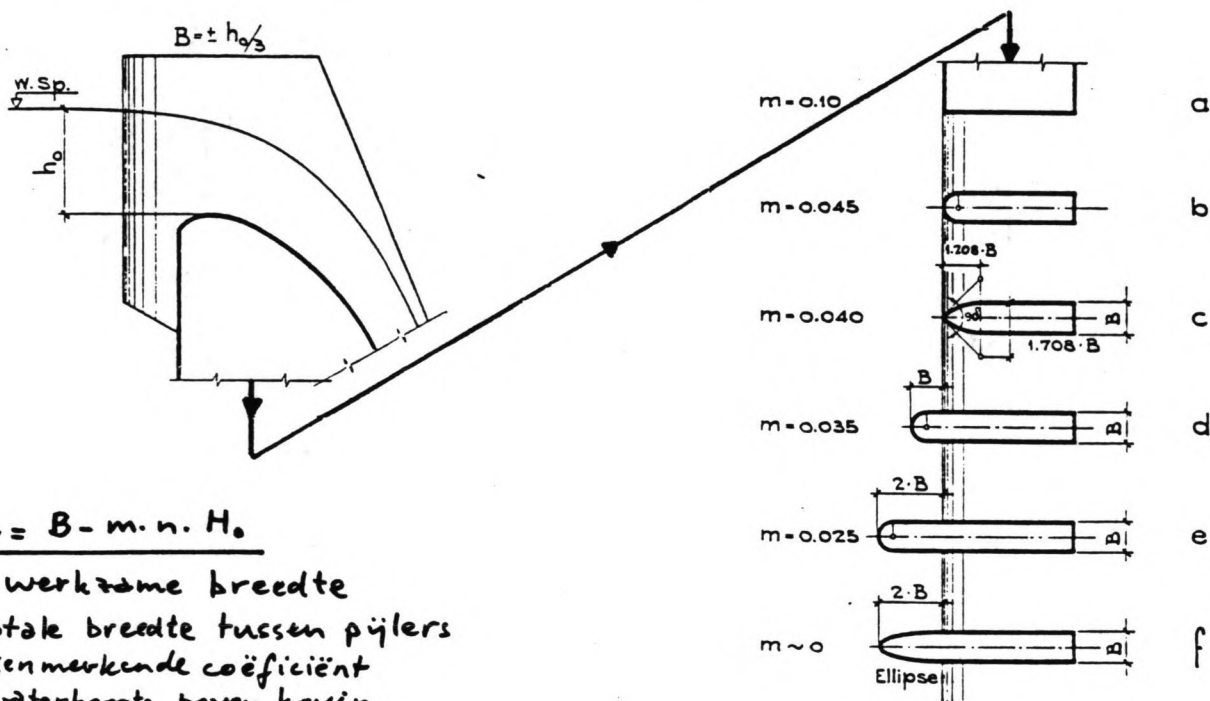


Figuur 2.9
De segmentschuif met dichtingen.

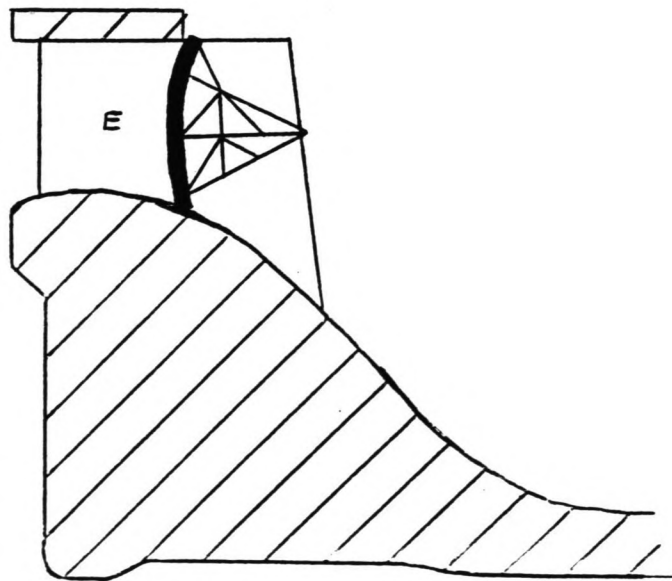
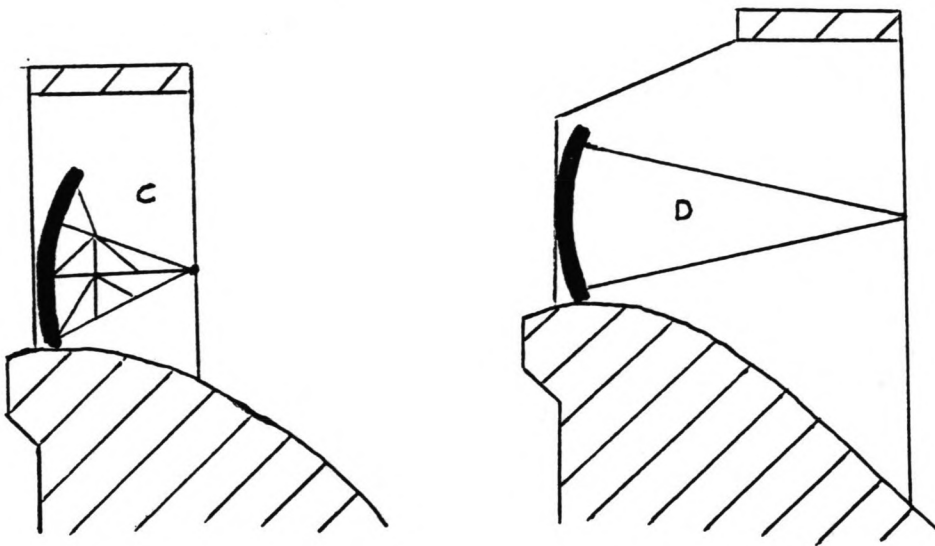
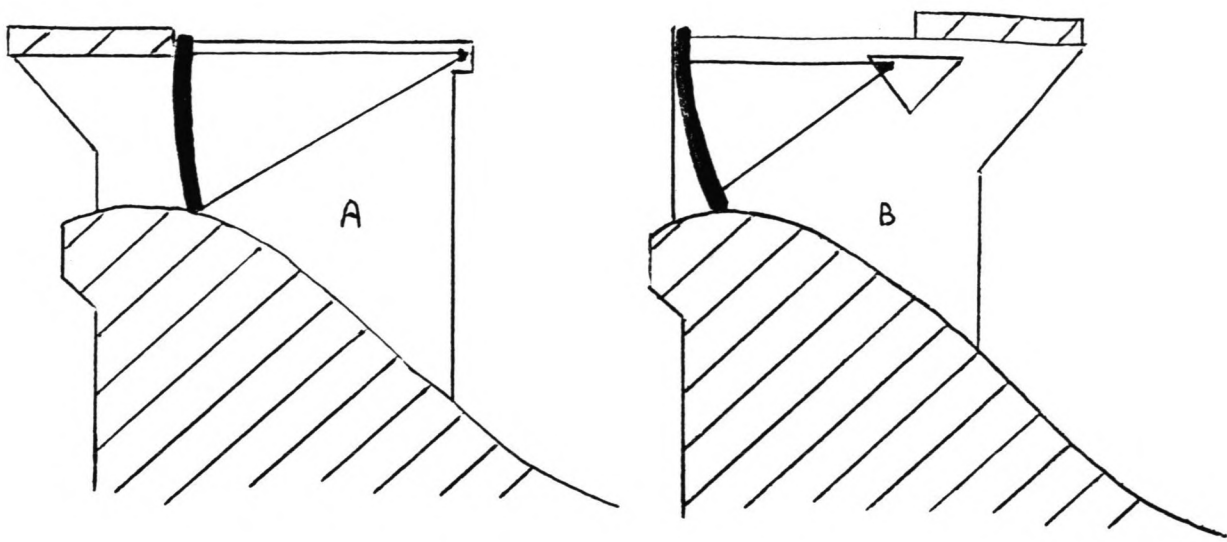




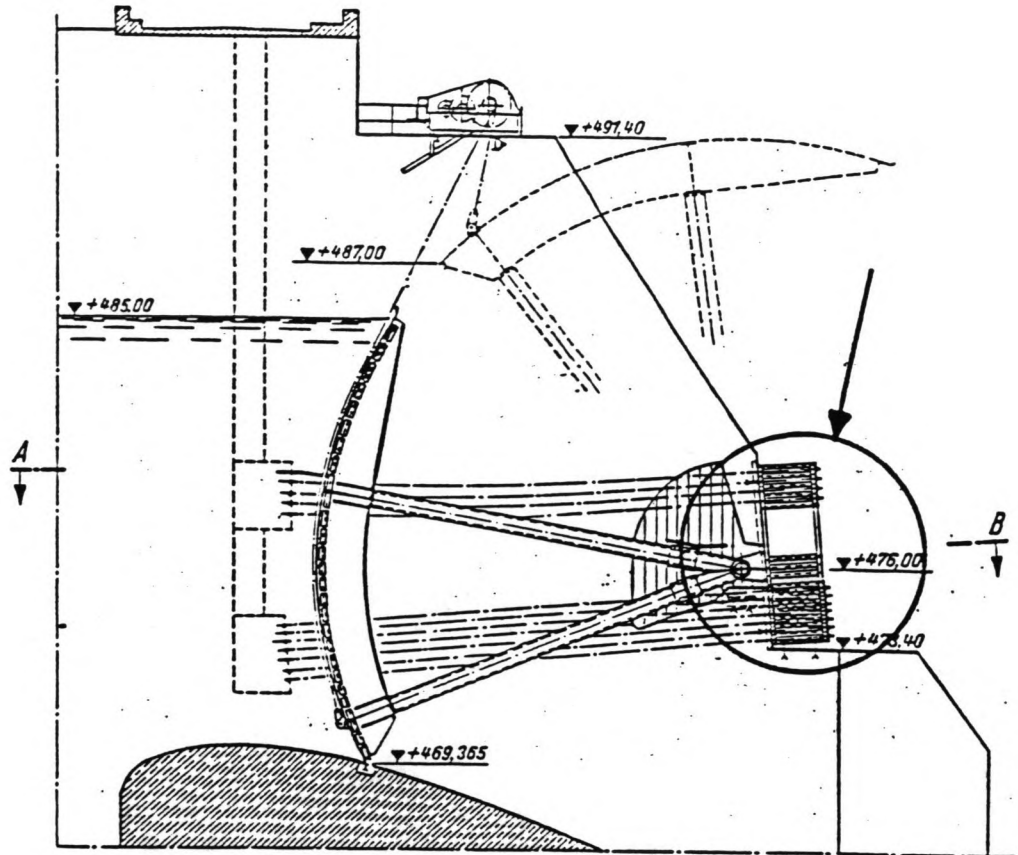
Figuur 2.10
De verkeersweg en kraan.



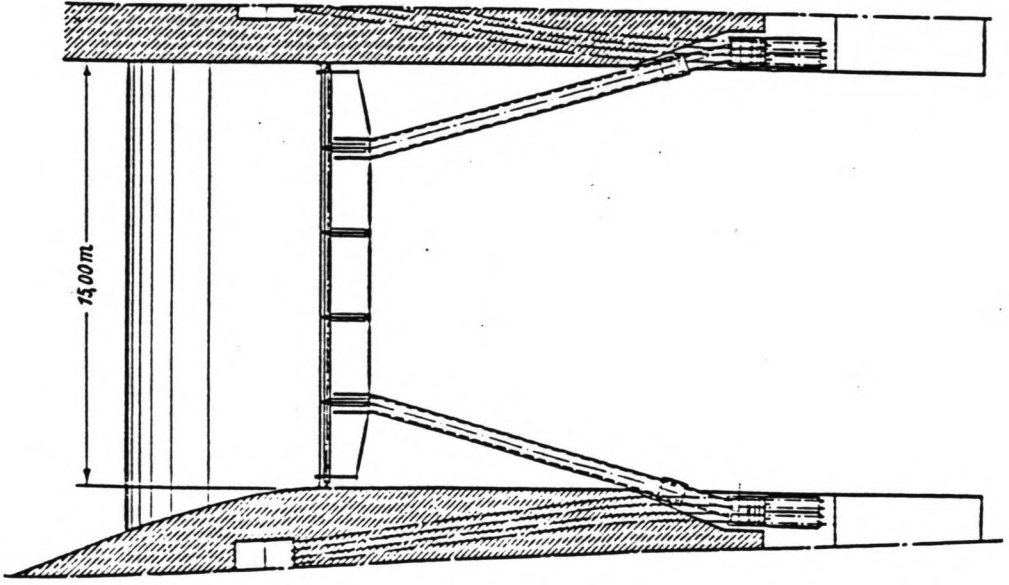
Figuur 2.11
Enkele pijlervormen met bijbehorende coëfficiënten ter bepaling van de zijdelingse contractie.



Figuur 3.12
De plaatsing van de weg, schuiven en pijlers ten opzichte van
elkaar.



Schnitt A-B



Figuur 2.13
 De bevestiging van de schuifarm aan de pijler.

Bijlage 3.1

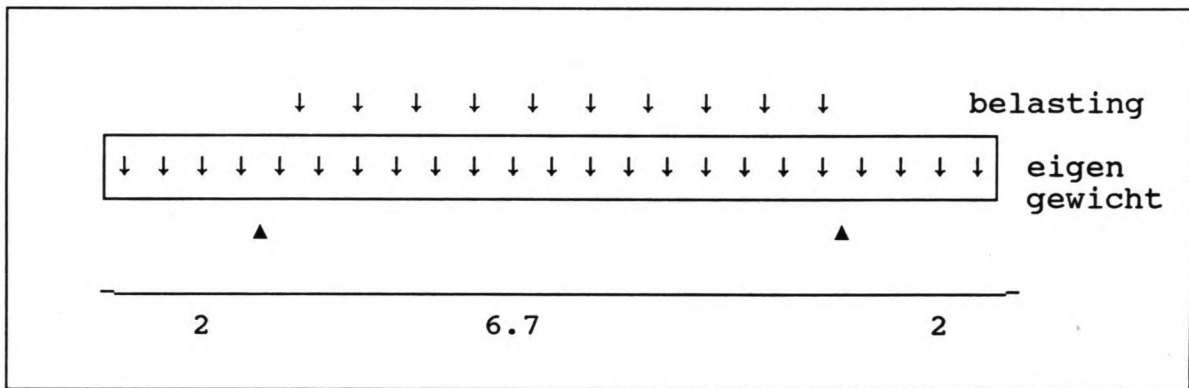
De berekening van de verkeersweg.

De verkeersweg wordt gemaakt door eerst 2 liggers te storten tussen 2 pijlers. Daarop wordt dan de vloer gestort. Eerst wordt de plaat berekend. De belasting van de liggers is dan bekend, zodat ook de afmetingen van de liggers kunnen worden bepaald.

Berekening plaat:

De plaat is ondersteund op 2m van haar rand. De reden daarvan is dat een kraanlast zo rechtstreeks op de ligger kan worden afgedragen.

Voor de belasting wordt aangehouden (dictaat betonnen bruggen) 4 kN/m^2 , overeenkomstig klasse 60 voor verkeersbelasting. Deze belasting wordt verwaarloosd ter plaatse van het voet- en fietspad. Het belastingschema ziet er als volgt uit:



Er wordt gewerkt met de volgende getallen:

B25; $c = 50\text{mm}$; $\phi_k 16$; FeB 400; $\tau = 1.7$.

Stel $h = 1/25 * l = 270\text{mm}$. Neem $h = 300\text{mm}$ ---> $d = 300 - 50 - 8 = 242\text{mm}$.

Belasting: eigen gewicht: $0.3 * 24 = 7.2 \text{ kN/m}^2$.
nuttige belasting = 4 kN/m^2 .

De optredende maximale momenten zijn:

- ter plaatse van het steunpunt 14.4 kNm
- ter plaatse van het veldmidden -48.4 kNm

Voor plaatliggers is het doorbuigingskriterium maatgevend:

$$h \geq \left(\frac{q_{d+l}}{(90 + 13 * w_d * 10^3) * b} \right)^{1/3} * l_{\min}$$

$$\text{Berekening } w_d: A_s = \frac{\tau * M_{\max}}{0.95 * d * f_{sy}} = \frac{1.7 * 48.4 * 10^6}{0.95 * 242 * 400} = 895\text{mm}^2$$

$$w_d = \frac{A_s}{d * h} = \frac{895}{242 * 1000} = 3.7 * 10^{-3}. \text{ Er volgt dus:}$$

$$h \geq \left(\frac{11.2}{(90 + 13 * 3.7 * 10^{-3} * 10^3)} * 1000 \right)^{1/3} * 6700 = 290 \text{ mm} \quad (300 \text{ mm is goed}).$$

$$w_{\min} = 0.2 * (0.8 + 0.4 * h^{-0.6}) * f_{ctm,0} / f_s \text{ waarin:}$$

$$f_{ctm,0} = 1.26 * (1 + 0.05 * f_{cc}) = 2.835 \quad (f_{cc} = B\text{-waarde})$$

$$f_s = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{\min} = 1.84 * 10^{-3} \text{ ---> } A_{\min} = 1.84 * 10^{-3} * 1000 * 300 = 552 \text{ mm}^2 \text{ (ok!)}$$

$w_{d,max} = m * f_c / f_{sy} = 0.35 * 20 / 400 = 17.5 * 10^{-3}$ (ok!). Hierin is bij een statisch bepaalde constructie waar FeB 400 wordt gebruikt:

$$m = 0.35 \text{ en } f_c = 0.8 * f_{cc} = 0.8 * 25 = 20 \text{ N/mm}^2.$$

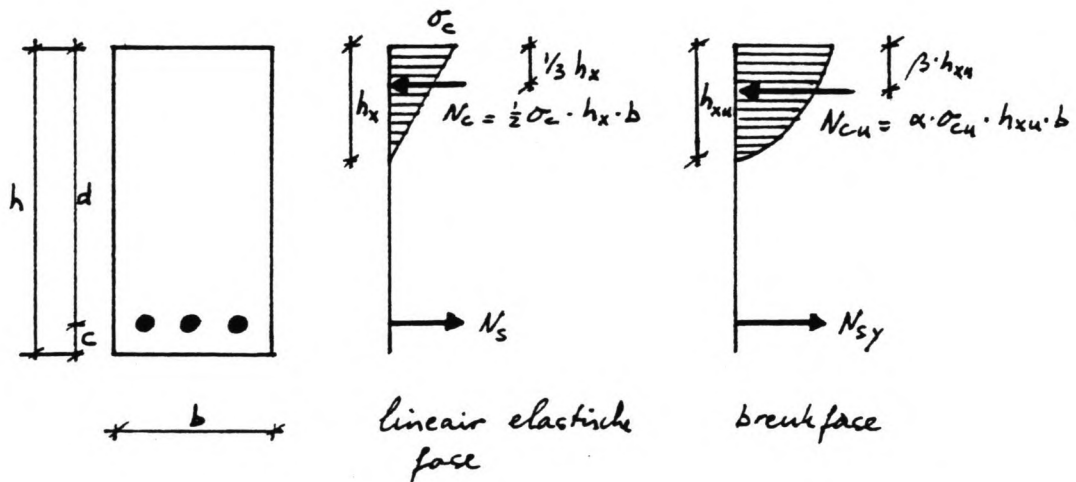
Ter plaatse van het steunpunt geldt:

$$A_{s,req} = \frac{\tau * M_{\max}}{0.95 * d * f_{sy}} = \frac{1.7 * 14.4 * 10^6}{0.95 * 242 * 400} = 266 \text{ mm}^2$$

Toegepast wordt bij het veldmidden $\phi_k 16-210 = 957 \text{ mm}^2/\text{m}$ zodat daar $w_d = 3.95 * 10^{-3}$.

Bij het steunpunt wordt toegepast $\phi_k 8-180 = 279 \text{ mm}^2/\text{m}$ zodat daar $w_d = 1.15 * 10^{-3}$.

Er wordt nu een controleberekening uitgevoerd t.a.v. de rotatiecapaciteit. Hiervoor moet gelden dat $h_{xu} \leq 1/3 * 242 = 81 \text{ mm}$.



$$N_{cu} = \alpha * f_c * h_{xu} * b = 0.643 * 20 * h_{xu} * 1000 = 12860 h_{xu}. \quad (\Sigma H=0)$$

$$N_{cu} * (d - \beta * h_{xu}) = \tau * M_{\max}. \quad (\Sigma M=0)$$

$$12860 * h_{xu} * (242 - 0.354 * h_{xu}) = 82.28 * 10^6$$

$$3112120 * h_{xu} - 4552 * h_{xu}^2 - 82.3 * 10^6 = 0 \text{ ---> } h_{xu} = 27.5 \text{ mm}$$

$$N_{sy} = N_{cu} = 12800 * 27.5 = 352 \text{ kN ---> } A = 352000/400 = 880 \text{ mm}^2.$$

(de toegepaste ϕ_k 16-210 = 957 mm²/m is dus ruim voldoende).
Echter omdat de berekening m.b.v. h_{xu} nauwkeuriger is (geen benadering) kan de wapening aangepast worden:

ϕ_k 16-225 = 894 mm²/m wordt toegepast bij het veldmidden.

Ook zal er nog naar de dwarskracht worden gekeken:

Maximaal is de optredende dwarskracht $11.2 * 3.35 = 37.5$ kN/m'.

M.b.v. de methode van Rafla kan de opneembare dwarskracht worden berekend:

$$\alpha_u = \frac{1/d}{1/d - 2.5} = 1.13 \quad (1/d = 6700/300 = 22.3).$$

V_{cu} (bijdrage drukzone aan de dwarskracht) =

$$0.60 * \alpha_u * d^{-0.25} * (f_{ccm}) * (w_d * 10^2)^{1/3} * b * d =$$

$$0.60 * 1.13 * 242^{-0.25} * 33 * (1.15 * 10^{-3} * 10^2)^{1/3} * 1000 * 242 =$$

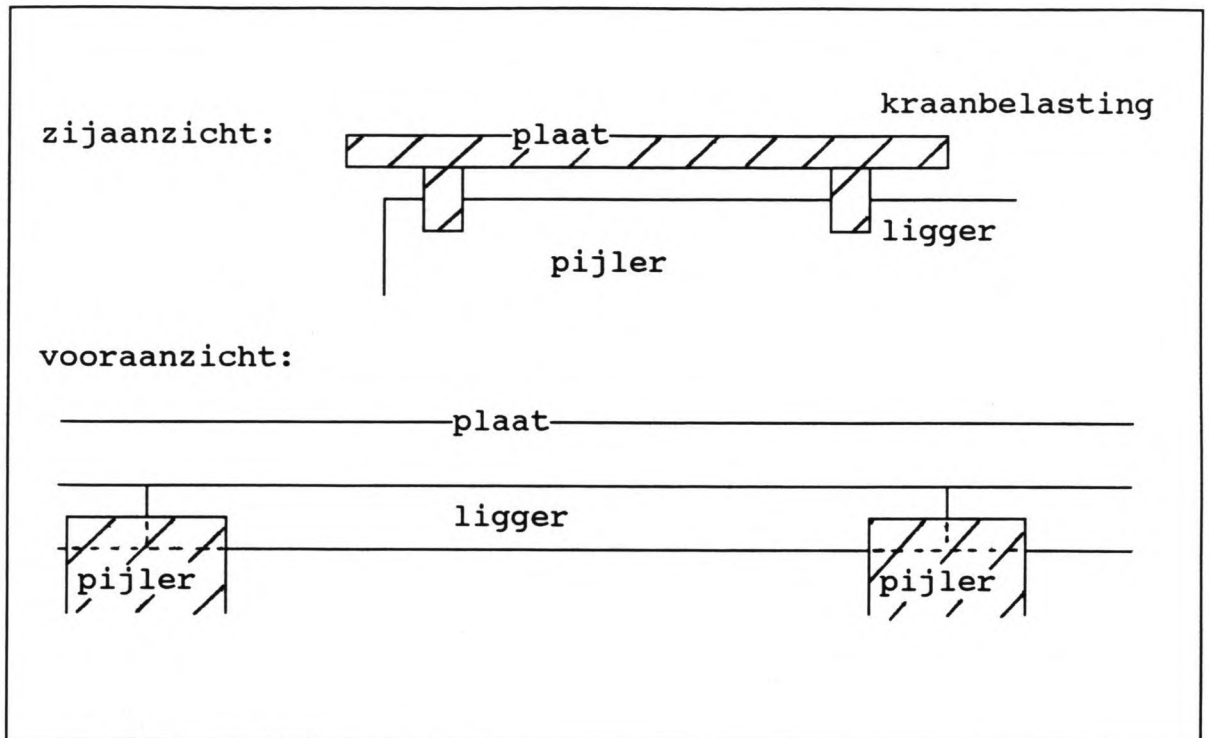
$$108.9 \text{ kN ---> } \tau = 108.9/37.5 = 2.9. \text{ Dit is ruim voldoende.}$$

De berekening van de ligger:

Hierbij moet eerst de keuze worden gemaakt of de ligger wordt voorgespannen of niet. Een voorgespannen ligger kan op de bouwplaats worden gemaakt en vervolgens door een kraan op zijn plaats worden gebracht, terwijl de gewapende ligger ter plekke in zijn bekisting wordt gemaakt.

Bij de afweging moet worden bedacht dat ten tijde van de fabricage van de ligger de loopkraan nog niet is geplaatst. De plaatsing van een voorgespannen ligger kan gebeuren in de natte en in de droge tijd. Deze laatste zal, zoals later blijkt, ongeveer 7 maanden zijn. Echter ook dan zal het niet eenvoudig zijn, de 40 benodigde voorgespannen balken naar de overlaat te vervoeren en vervolgens met een (mobiele) kraan op hun plaats te zetten.

Er wordt hier gekozen voor toepassing van gewapende liggers. Al het materieel kan worden aangevoerd zoals tot op dat moment is gebeurd. Het repetitieëffect van de bekisting van de liggers is redelijk groot (20 x hergebruik). Het productietempo zal niet veel lager liggen dan bij toepassing van voorgespannen liggers.



Belasting op de ligger:

plaat: $q = 0.3 * 24 * 5.35 = 38.5 \text{ kN/m'}$

verkeer: $q = 4 * 3.35 = 13.4 \text{ kN/m'}$

eigen gewicht: stel $h \approx 1/10 * l = 1300 \text{ mm}$ en

$b = 650 \text{ mm}$. $1.3 * 0.65 * 24 = 20.3 \text{ kN/m'}$

totaal = 72.2 kN/m' ->

Indien de oplegging wordt aangenomen op 0.75 m vanaf de rand van de pijler (= de helft van de afstand waarop de ligger wordt gedragen door de pijler), is de te beschouwen lengte van de ligger 15 m en volgt er voor het moment: $M = 1/8 * 72.2 * 15^2 = 2031 \text{ kNm}$. De kraan levert nog eens een belasting van $1/4 * 20 \text{ ton} = 5 \text{ ton} = 50 \text{ kN}$, die als puntlast wordt aangenomen in het midden van de ligger. Het moment ten gevolge van de kraan is dan $1/4 * 50 * 15 = 187.5 \text{ kNm}$. Het totaal op de ligger uitgeoefende moment bedraagt dus $2031 + 187.5 \approx 2219 \text{ kNm}$.

Een ontwerpregel voor een rechthoekig profiel met $b = 1/2 * h$ is

$$h = 7 * \left(\frac{\tau * M_{\max}}{f_{sy}} \right)^{1/3} = 1479 \text{ mm}$$

Neem $h = 1500 \text{ mm}$ ---> $b = 750 \text{ mm}$

eigen gewicht: $1.5 * 0.75 * 24 = 27 \text{ kN/m'}$ ---> totale

belasting = 78.9 kN ---> $M_{\max} = (1/8 * 78.9 * 15^2) +$
(kraanbelasting) = $2219 + 187.5 \approx 2407 \text{ kNm}$.

Stel $\phi_k = 25 \text{ mm}$ en $c = 50$, dan volgt: $d = 1500 - 50 - 13 = 1437 \text{ mm}$.

$$N_{cu} = \alpha * f_c * h_{xu} * b = 0.643 * 20 * h_{xu} * 750 = 9645 h_{xu}. (\Sigma H=0)$$

$$N_{cu} * (d - \beta * h_{xu}) = \tau * M_{max}$$

$$9645 * h_{xu} * (1437 - 0.354 * h_{xu}) = 4092 * 10^6$$

$$13859865 * h_{xu} - 3414 * h_{xu}^2 - 4092 * 10^6 = 0 \text{ ---> } h_{xu} = 321 \text{ mm --->}$$

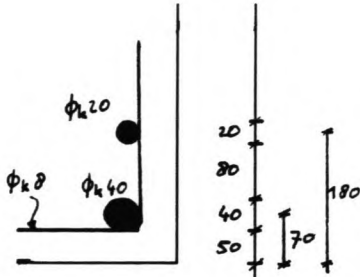
$$N_{sy} = N_{cu} = 3096 \text{ kN.}$$

$$A_{req} = 7740 \text{ mm}^2 \text{ --->}$$

$$5 \phi_k 40 = 6283 \text{ mm}^2$$

$$5 \phi_k 20 = 1571 \text{ mm}^2$$

$$\text{totaal} = 7854 \text{ mm}^2$$



$$d' = \frac{6283 * 70 + 1571 * 180}{754} = 92 \text{ --->}$$

$d = 1408 \text{ mm}$. Het verschil met de eerder berekende d is groot genoeg om een volgende iteratiestap te doen.

$$9645 * h_{xu} * 1408 - 0.354 * h_{xu}^2 = 4092 * 10^6$$

$$13580160 * h_{xu} - 3414 * h_{xu}^2 - 4092 * 10^6 = 0 \text{ ---> } h_{xu} = 329 \text{ mm --->}$$

$$N_{sy} = N_{cu} = 3173 \text{ kN.}$$

$$A_{req} = 7933 \text{ mm}^2 \text{ --->}$$

Met de eerder voorgestelde wapening van 5 $\phi_k 40$ en 5 $\phi_k 20 = 6283 + 1571 = 7854 \text{ mm}^2$ is er 79 mm^2 te weinig. Echter dit verschil is zo klein, dat er wordt besloten deze wapening aan te houden. Voor w_d geldt: $7854 / (1412 * 750) = 0.74 * 10^{-2}$.

Om een iets groter moment te kunnen opnemen kan besloten worden om d iets groter te maken. Hiertoe kan bijvoorbeeld de bovenste laag wapening 20 mm lager worden gelegd. d' wordt daarmee 88 mm en d : 1412 mm.

Ook de ligger moet op dwarskracht worden gecontroleerd.

Maximaal zal er optreden: $78.9 + 50 = 128.9 \text{ kN}$.

M.b.v. Rafla:

$$\alpha_u = \frac{1/d}{1/d - 2.5} = 1.33 \text{ (} 1/d = 15000/1500 = 10 \text{)}.$$

$$V_{cu} \text{ (bijdrage drukzone aan de dwarskracht)} =$$

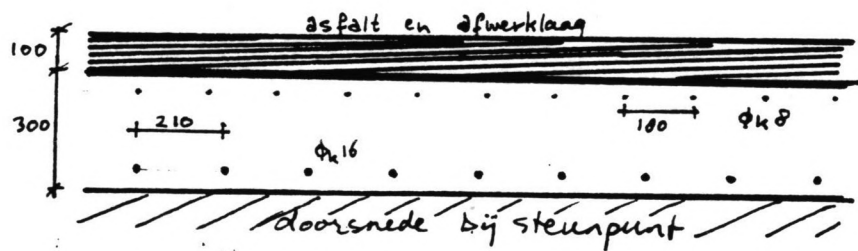
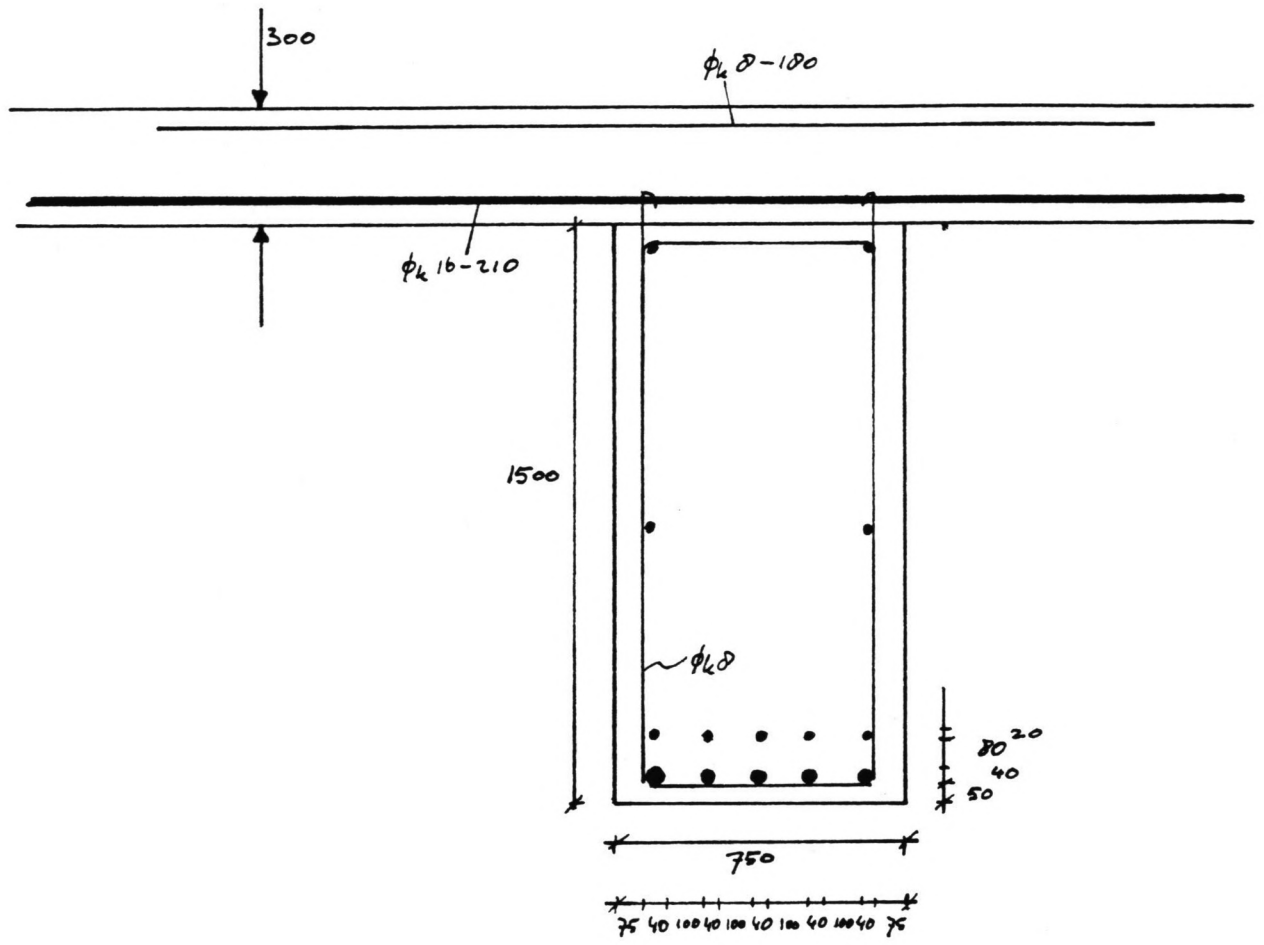
$$0.60 * \alpha_u * d^{-0.25} * (f_{ccm}) * (w_d * 10^2)^{1/3} * b * d =$$

$$0.60 * 1.33 * 1412^{-0.25} * 33 * (7.42 * 10^{-3} * 10^2)^{1/3} * 750 * 1412 =$$

$$717.0 \text{ kN ---> } \tau = 717/128.9 = 5.6. \text{ Dit betekent een zeer grote veiligheid t.a.v. dwarskracht.}$$

Opgemerkt moet worden dat bij nadere uitwerking van de liggers en plaat deze als één geheel zullen worden uitgevoerd, waarbij het dek als flens van de balk zal dienen. De ligger plus plaat zullen daardoor minder hoog worden.

Hieronder zijn zowel ligger als plaat weergegeven met de bijbehorende wapening.



Bijlage 3.2

Berekening van de benodigde schotbalken.

Het water moet gekeerd worden tot een niveau van maximaal 35m +LD. De hoogte van de drempel ter plaatse van de schotbalksponningen is 25m +LD. De maximaal te keren waterhoogte bedraagt dus 10 m.

Besloten wordt om slechts één type schotbalk te maken, zodat er nooit het risico zal bestaan dat aan de onderzijde van de schotbalkkering (waar de grootste waterdruk heerst) een te lichte schotbalk wordt gebruikt, met alle nare gevolgen van dien.

Om niet te veel schotbalken te hoeven gebruiken, en de tijd benodigd voor het inzetten van de schotbalken, te beperken, worden de schotbalken gemaakt met een hoogte van 1m. Er zijn dan 11 schotbalken nodig per opening (1m extra hoogte). Er wordt van uit gegaan dat er maximaal 2 schuiven kunnen weigeren om dicht te gaan. Weigeringen om open te gaan worden opgevangen met de hulpoverlaat, die is geïntegreerd met de waterkrachtcentrale.

De schotbalken worden gemaakt van staalplaten, die aan elkaar worden gelast. Alle zijden worden vlak gemaakt. Voor de onder- en bovenkant is dat nodig om de stapelbaarheid te vergemakkelijken én de waterdoorlatendheid zoveel mogelijk tegen te gaan.

De grootste druk op 10 m onder het wateroppervlak bedraagt 100 kN/m². Gemiddeld genomen over de onderste schotbalk is dit 95 kN/m². De maximale waarde wordt aangehouden waardoor het maximaal optredend buigend moment is: $1/8 * 100 * 13,5^2 = 2278$ kNm.

Er zal nu een belangrijke keuze moeten worden gemaakt, nl. of de balken open of dicht moeten zijn.

Een dichtgelaste lege balk veroorzaakt een opwaartse kracht, even groot als het gewicht van de verplaatste vloeistof. De balk zal dan zo zwaar moeten zijn dat deze kracht wordt opgeheven. Daarom is het eenvoudiger om de balk te vullen, bv. met beton.

Een open balk wordt bij het zakken direkt gevuld met water. In feite wordt dan alleen de achterste plaat belast omdat de voorste plaat nu geconfronteerd wordt met een even grote, maar tegengestelde belasting, nl. door het water aan de binnenkant dat in open verbinding staat met het 'buitenwater'. Om toch gebruik te maken van de voorste plaat kunnen er tussenschotten in de balk geplaatst worden die de waterbelasting middels trekkrachten in die tussenschotten over dragen op de voorste plaat.

Het grote nadeel van een open constructie is dat de binnenkant kan gaan roesten en dat er een niet continuë belasting op de voorste plaat optreedt, waar bovendien dwarsschotten voor nodig zijn. Besloten wordt daarom uit te gaan van dichtgelaste

balken, die gevuld worden met beton. Hierdoor zullen voor- en achterplaat in gelijke mate worden belast.

De door de stroming veroorzaakte opwaartse kracht moet ook door het eigen gewicht worden opgeheven.

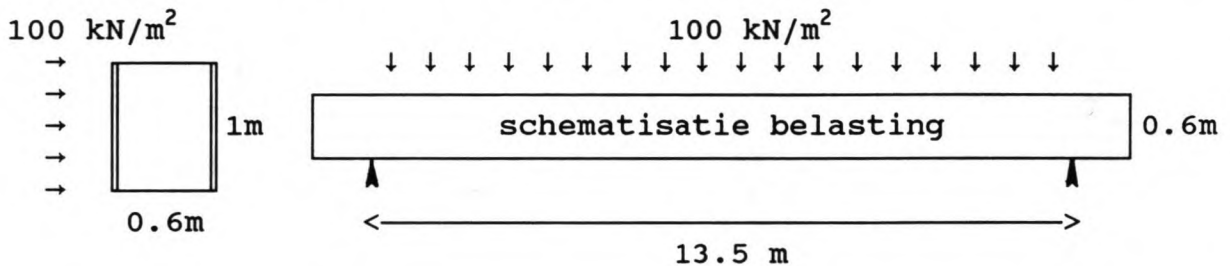
De te overwinnen opwaartse kracht door verplaatst volume bedraagt: $14 * 1 * 0.5 * 10 = 70 \text{ kN}$.

Het vullen van de balk met beton levert een gewicht op van $24 * 7 \text{ m}^3 = 168 \text{ kN} = 16.8 \text{ ton}$. Dit is onnodig veel gewicht. Beter is het lichtbeton te gebruiken, dat een dichtheid kan hebben van 600 tot 2000 kg/m^3 .

Met staalplaten van 10 mm is het staalgewicht: $(1 + 1 + 0.5 + 0.5) \text{ m} * 14 \text{ m} * 0.01 \text{ m} * 7800 \text{ kg/m}^3 = 3276 \text{ kg} \approx 3.3 \text{ ton}$

De staalplaten aan de voor- en achterkant van de balk zullen het meest bijdragen aan het opvangen van het buigend moment. Hierdoor heeft het de meeste zin deze platen het dikst te maken.

De bijdrage van het beton aan het weerstandsmoment wordt verwaarloosd, omdat zonder wapening geen trek kan worden opgenomen en het betonlichaam zal scheuren.



Voor staal geldt algemeen een veiligheidsfactor van 1.5. Voor de staalspanning bij een gebruikte staalsoort Fe 360 geldt daardoor:

$$\sigma \leq 360/1.5 = 240 \text{ N/mm}^2$$

Ook geldt: $\sigma = (M * z)/I$. Door zoveel mogelijk staal naar de buitenkant van het profiel te brengen, blijft het traagheidsmoment I groot, en dus de spanning laag. In eerste instantie is de breedte van de balken op 500 mm aangenomen.

Met een staalplaatdikte van 10 mm volgt er:

voor- en achterplaat:

$$I = 2 * (1/12 * 1000 * 10^3 + 10 * 1000 * 255^2) = 1.3 * 10^9 \text{ mm}^4$$

boven- en onderplaat:

$$I = 2 * (1/12 * 10 * 500^3) =$$

$$0.2 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{totaal}} = 1.5 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = (2278 * 10^6 * 270) / 1.5 * 10^9 = 410 \text{ N/mm}^2.$$

Deze waarde is veel te hoog. Besloten kan worden om óf de breedte van de balk te vergroten óf de dikte van de staalplaat

te vergroten. Om niet al te grote afmetingen te krijgen wordt er voor de laatste mogelijkheid besloten. Omdat een bijdrage van de boven- en onderplaat tot het traagheidsmoment erg gering is, zoals reeds eerder vermeld, zullen slechts de voor- en achterplaat verdikt worden.

Met een dikte van 20 mm volgt er:

$$I = 2 * (1/12 * 1000 * 20^3 + 20 * 1000 * 260^2) = 2.7 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I = 2 * (1/12 * 10 * 500^3) = 0.2 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{totaal}} = 2.9 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = (2278 * 10^6 * 290) / 2.9 * 10^9 = 228 \text{ N/mm}^2.$$

De invloed van een vergroting van de breedte van de balk wordt nu nagegaan.

Stel breedte is 600:

$$I = 2 * (1/12 * 1000 * 20^3 + 20 * 1000 * 310^2) = 3.8 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I = 2 * (1/12 * 10 * 600^3) = 0.4 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{totaal}} = 4.2 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = (2278 * 10^6 * 340) / 4.2 * 10^9 = 184 \text{ N/mm}^2.$$

Dit komt neer op een veiligheidsfactor van $240/184 = 1.30$.

Toepassing van een plaatdikte van 18mm levert $\sigma = 201 \text{ N/mm}^2$.

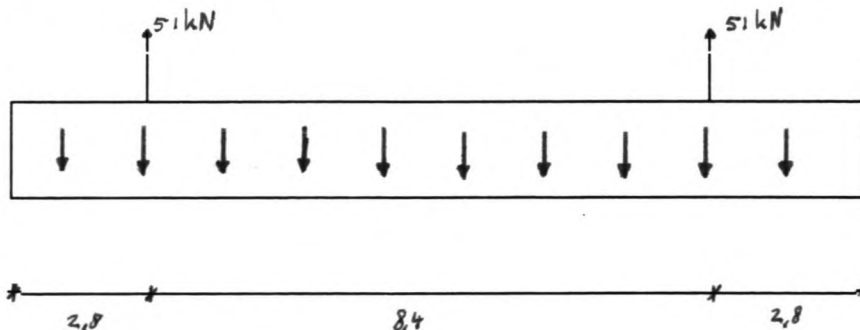
Deze dikte voor de voor- en achterplaat zal gebruikt worden.

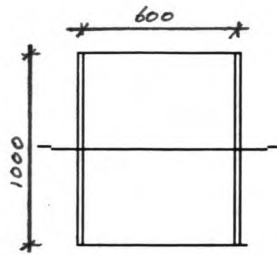
Het gewicht is nu:

staal	(1+1) * 14 * 0.018 * 7.8 =	3.9 ton
	(0.6+0.6) * 14 * 0.010 * 7.8 =	1.3 ton
beton	(0.6*1) * 14 * 0.6 =	5.0 ton
		10.2 ton

Ook moet bekeken worden of de 10 mm staal in de boven- en onderplaat voldoende is. Hiertoe wordt het moment beschouwd om de horizontale as in lengterichting.

De belastingen kunnen worden geschematiseerd tot 2 puntlasten van 51 kN op 2.8 m vanaf de rand, plus een gelijkmatig verdeelde belasting ter grootte van het eigen gewicht (= $102 \text{ kN}/14 \text{ m} = 7.3 \text{ kN/m}$).





$$\begin{aligned}
 I &= 2 * (1/12 * 600 * 10^3 + 600 * 10 * 495^2) = 2.9 * 10^9 \text{ mm}^4 \\
 I &= 2 * (1/12 * 20 * 1000^3) = 1.7 * 10^9 \text{ mm}^4 \\
 \hline
 I_{\text{totaal}} &= 4.6 * 10^9 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\sigma = (35.7 * 10^6 * 500) / 4.6 * 10^9 = 3.9 \text{ N/mm}^2.$$

Dit komt zelfs niet in de buurt van de 240 N/mm^2 zodat er overwogen kan worden de onder- en bovenplaat nog dunner te maken. Echter de lage spanning is het gevolg van het zeer kleine moment dat optreedt. Zelfs bij een zéér dunne plaat zou de spanning slechts in de orde van grootte van 10 N/mm^2 liggen. De optredende schuifspanning zal dus maatgevend zijn voor de boven- en onderplaat. Deze treedt op in het midden van de balk. Daar heerst een dwarskracht van 61.2 kN , welke moet worden opgenomen door $(600 * t) \text{ mm}^2$. Met $t = 10 \text{ mm}$ treedt er een spanning op van: $61200/6000 = 10.2 \text{ N/mm}^2$. Met een veiligheid van 1.5 mag de dikte t van de staalplaten zijn: $(61200/200)/600 = 0.5 \text{ mm}$. Uit hoofde van stabiliteit van de gelaste constructie zal hier toch $t = 10 \text{ mm}$ worden gebruikt.

Om de schotbalken vast te kunnen pakken wordt er gebruik gemaakt van grijpers. Deze grijpers kunnen een schotbalk klemmen tussen 2 poten. Hiertoe worden deze 2 poten voorzien van een ruw oppervlak. Door ook op de schotbalken een geruwd oppervlak aan te brengen zal de schuifweerstand groot genoeg zijn om de balk te kunnen tillen. D.m.v. een hydraulische pomp kunnen de poten naar elkaar toe bewogen worden. Ook het gewicht van de schotbalk zelf kan worden gebruikt om de poten tegen de balk te klemmen. Hiervoor moet er een schaarconstructie worden gemaakt (zie onderstaande figuur).

Opgemerkt dient te worden dat in feite nog een stootcoëfficiënt in rekening moet worden gebracht. Bij het hijsen en neerlaten zal er nl. door het traagheidsverschijnsel een extra belasting op de balk optreden. Deze coëfficiënt kan 1.2 à 1.3 bedragen.

(De optredende spanning die boven is berekend bedraagt $201 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$; een zekere veiligheidsmarge is dus al verkregen).



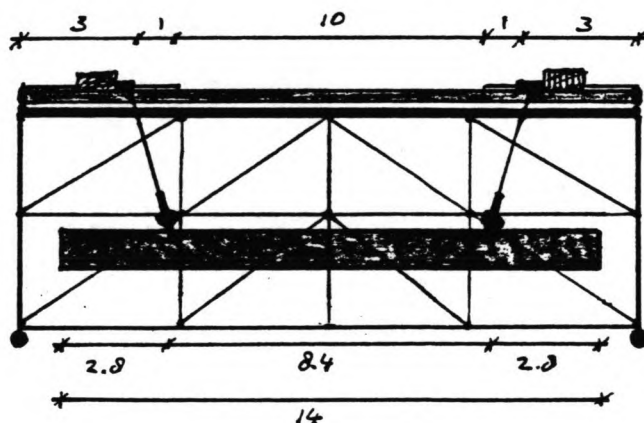
De grijpers worden op $1/5 \times 1$ vanaf de uiteinden bevestigd om het optredende moment, door het eigen gewicht zo klein mogelijk te houden.

Bijlage 3.3
Berekening van de kraan.

De last die de kraan moet kunnen tillen bedraagt 10.2 ton. De kraan kan rijden over een rail. 4 Poten zullen de totale last van kraan + schotbalk overbrengen óp die rail. De afstand tussen twee naast elkaar gelegen poten is 6m. In de damasrichting is dit 16m, zodat slechts de helft van de last als belasting op één wegplaat hoeft te worden overgebracht.

De schotbalken worden opgetild door twee kabels. Beide kabels zijn verbonden met 2 balken. Het ene eind is vást verbonden, het andere eind is verbonden met een klos, die aangedreven wordt door een electromotor. Aan elke kabel hangt een grijper, zoals is te zien in de bovenstaande figuur van bijlage 3.2.

De 2 draagbalken van de kraan zijn 16m lang. De bevestigingspunten aan de schotbalken zijn gelast op $1/5 * l = 1/5 * 14 = 2.8$ m vanaf de rand. De klossen met aandrijving zijn geplaatst op maximaal 4m van de rand van de 16m lange balken en staan dus minimaal 8 m uit elkaar (minimaal omdat de klossen worden gemonteerd op een rail op de 16 m lange balken, zodat ze 4 m vanaf de rand kunnen bewegen). Hierdoor kunnen de kabels in een niet verticale stand worden gezet en de beweging in de lengterichting van de balk worden tegengegaan. Zo wordt de beweging in de richting loodrecht op de damas tegengegaan door de hoek die de kabels in dat vlak maken met 'de verticaal'.



Het maximaal optredend moment in de 16 m lange ligger is:
 - t.g.v. de schotbalk: $4 * (1/4)F$, waarin $F = 15$ ton, bestaande uit 10.2 ton = 102 kN voor de schotbalk + een overcapaciteit van ≈ 5 ton, t.b.v. het transport van schuifonderdelen naar hun plaats en voor onderdelen van de wkc. Het moment wordt: $4 * (1/4) * 150 = 150$ kNm.
 - t.g.v. het eigen gewicht: $1/8 * q * l^2 = 32 * q$
 De in de balk optredende spanning is nu:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{(150 + 32q) * 10^6}{W} \leq \frac{360}{1.5} = 240 \text{ N/mm}^2$$

Voor een HE 400B profiel geldt:

$$\frac{(150 + 32 * 1.55) * 10^6}{2880 * 10^3} = 69 \text{ N/mm}^2.$$

Dit is veel lager dan het maximum, en dus een te zwaar profiel. Een HE 260B profiel levert:

$$\frac{(150 + 32 * 0.93) * 10^6}{1150 * 10^3} = 156 \text{ N/mm}^2. \quad \text{Dit profiel wordt gebruikt.}$$

De 2 parallelle 16m lange HE 200B profielen zijn vast met elkaar verbonden op een afstand van 1.5m en kunnen middels wielen aan de uiteinden bewegen loodrecht op de damas. Deze wielen rusten op 2 5m lange profielen. De verplaatsing loodrecht op de damas is nodig om de schotbalken te kunnen oppakken en neerleggen op een stapelplaats, naast het railspoor gelegen.

De belasting van de 5m lange profielen wordt gevormd door:

- 2 x $\frac{1}{2}$ van het gewicht van een HE 260B profiel = 16 * 0.93 = 17.7 kN = 1.8 ton
 - $\frac{1}{2}$ x maximaal te heffen gewicht = 7.5 ton
 - apparaten (loopkatten, kabels, motor) \approx 0.7 ton
- totale belasting \approx 10 ton

Deze 100 kN wordt overgebracht middels 2 krachten van 50 kN, op een vaste afstand van 1.5 m uit elkaar. Het maximaal optredend moment treedt op als de krachten beide even ver uit het midden van de balk staan. Dit geeft een moment van $50 * (5 - 1.5)/2 = 50 * 1.75 = 88 \text{ kNm}$.

Een HE 220B profiel levert:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{(88 + 32 * 0.715) * 10^6}{736 * 10^3} = 151 \text{ N/mm}^2 \leq 240 \text{ N/mm}^2.$$

Deze HE 220B profielen vormen met 2 andere profielen, die slechts hun eigen gewicht dragen, een rechthoek van 5m x 16m. Voor de lange zijden geldt:

$\sigma = 32q/W$, hetgeen met een IPE 80 profiel, $\sigma = 96 \text{ N/mm}^2$ oplevert.

Een 60mm x 40mm (= h x b) profiel met t = 3.2 mm levert: $\sigma = 158 \text{ N/mm}^2$, en wordt hier gebruikt.

Het bovenvlak van de kraan weegt nu:

- 2 x HE 260B = 29.8 kN
 - 2 x HE 220B = 7.2 kN
 - 2 x (60 x 40) = 1.5 kN
-

totaal = 38.5 kN \approx 3.9 ton ---->

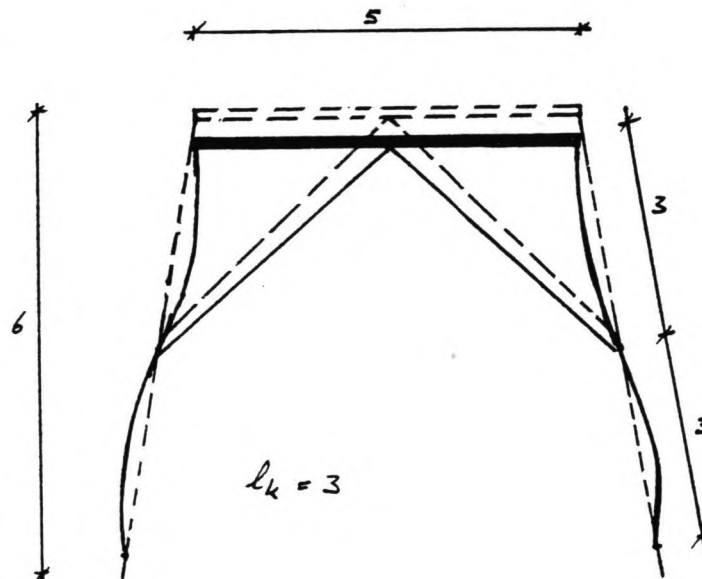
Verdere belasting: last = 15 ton
 apparatuur = 0.7 ton

 totaal = 19.6 ton = 196 kN. Alle 4 poten
 worden dus belast met 49 kN (= normaalkracht). Voor de
 staalspanning in de poten geldt:

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{49000}{A} \leq 240 \text{ N/mm}^2 \text{ ---> } A \geq 306 \text{ mm}^2.$$

Omdat de kraan een rijdende constructie is, en er dus een dynamische belasting op de kraan wordt uitgeoefend, zullen de poten van de kraan in meerdere richtingen loodrecht op hun lengte-as kunnen worden belast. In combinatie met de optredende normaalkracht zal het verschijnsel knik maatgevend zijn voor de poten. Daarom worden er ronde buisprofielen gebruikt, zodat het weerstandsmoment in iedere richting even groot is.

Voor knik geldt: $(w * F)/A \leq \sigma_e$, waarbij w uit een tabel van de T.G.B. 1972 voor staal kan worden gehaald. Hiervoor is wel de waarde van λ nodig, hetgeen de slankheid voorstelt. $\lambda = l_k/i$; l_k is de kniklengte. De kniklengte is hier gelijk aan de halve lengte van de poten. Zie onderstaande figuur.



Er geldt ook een begrenzing voor λ nl. $\lambda \leq 200$.

Proberen: $D = 42.4\text{mm}$ ($t = 2.6\text{mm}$) ---> $\lambda = 3000/14.1 = 213$.

$D = 48.3\text{mm}$ ($t = 2.9\text{mm}$) ---> $\lambda = 3000/16.1 = 186$ --->
 $w = 6.68$ ---> $F = (240 * 414)/6.68 = 14.8 \text{ kN}$. De belasting is
 49 kN en dus zal deze buis zeker uitknikken.

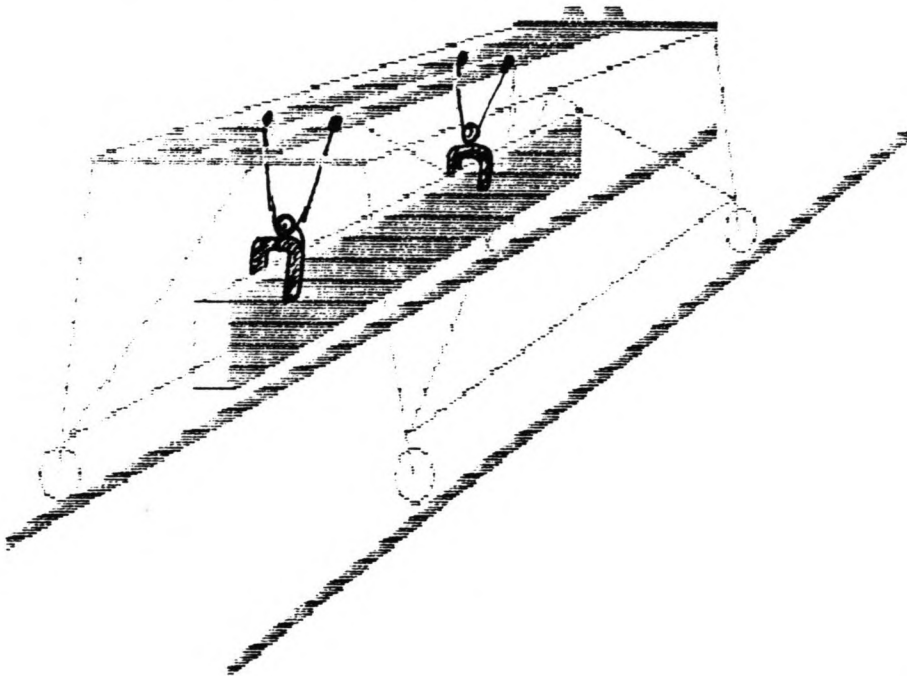
$D = 60.3\text{mm}$ ($t = 2.9\text{mm}$) ---> $\lambda = 3000/20.3 = 148$ --->
 $w = 4.12$ ---> $F = (240 * 523)/4.12 = 30.5 \text{ kN}$. De belasting is

nog steeds hoger dan de kracht waarbij knikken optreedt.

$D = 76.1\text{mm}$ ($t = 2.9\text{mm}$) $\rightarrow \lambda = 3000/25.9 = 116 \rightarrow$
 $w = 2.60 \rightarrow F = (240 * 667)/2.60 = 61.6 \text{ kN}$. Dit is dus voldoende. Dit buisprofiel zal worden gebruikt.

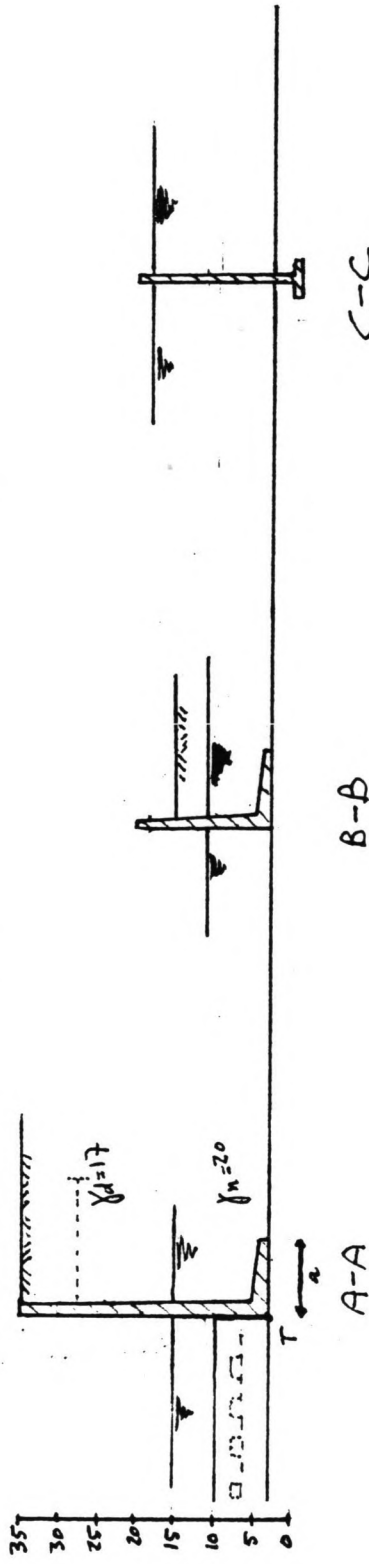
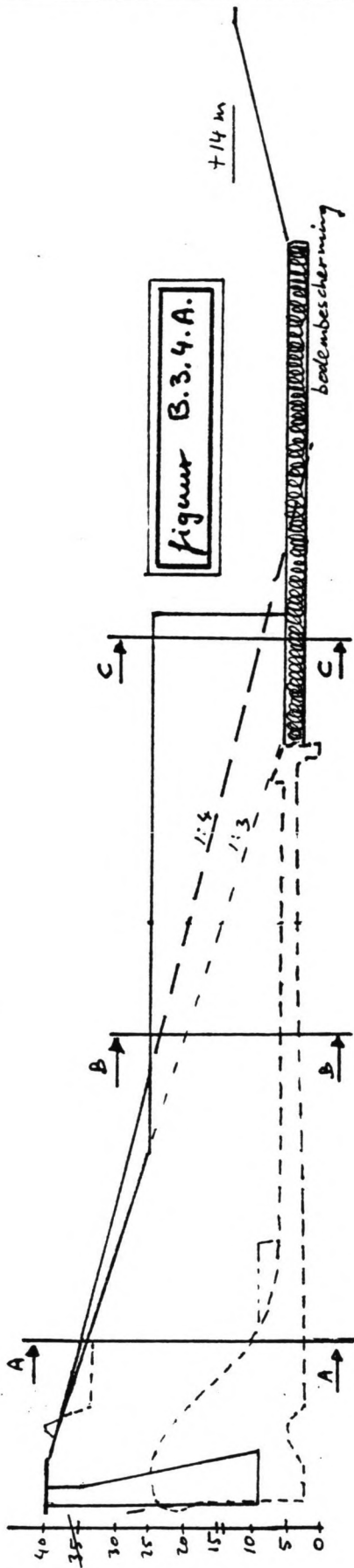
Het totale gewicht van de kraan is nu: 4 buisprofielen = $4 * 6 * 5.23 * 10^{-2} = 1.26 \text{ kN} \approx 0.13 \text{ ton}$. Het berekende gedeelte van de constructie woog 19.6 ton. Omdat er ook nog enkele stabiliteitsverbanden worden aangelegd zal voor het totale gewicht van de kraan worden aangehouden: 20 ton.

De kraan komt er als volgt uit te zien:



Omdat de kraan 15 ton kan tillen is het mogelijk om de schuiven in grote delen door de kraan te laten aanvoeren, waarna ze dan ter plaatse kunnen worden gelast. Een schuif weegt ongeveer 30 ton. Ook kan de kraan dienst doen op de waterkrachtcentrale om daar bijvoorbeeld de rolschuiven te vervangen indien nodig en schotbalken te plaatsen. Daarvoor moet dan wel de kraanrail worden voortgezet over de aarden dam.

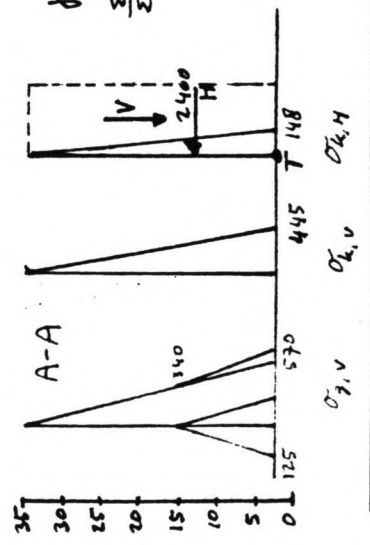
Bijlage B.3.4
 Globale berekening van de randconstructies.

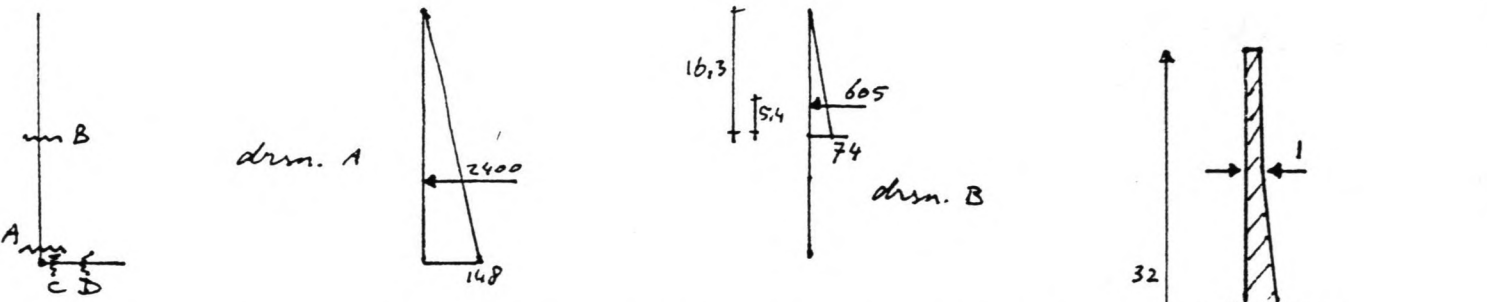


$$\gamma_H = \frac{(17 \cdot 20 \cdot a + 20 \cdot 12,5 \cdot a) \cdot a}{2400 \cdot 10,8} = 1,3 \rightarrow a = 10,7 \text{ m. Neem } a = 11 \text{ m.}$$

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{2400}{6470} = 0,37 < 0,58$$

De constructie is stabiel.
 Echter ook sterk genoeg?



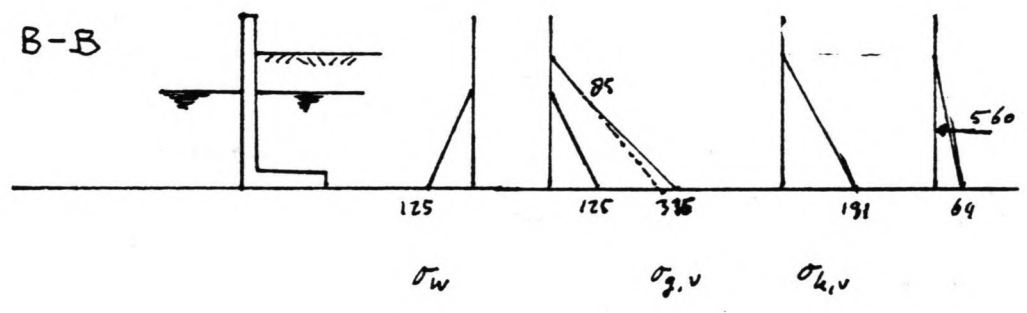
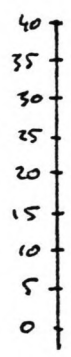


A: $M_u = 1,7 \cdot 2400 \cdot 10,8 = 44064 \text{ kNm}$
 met $b=1$ en $h=3,5 \rightarrow$
 $\frac{M_u}{bh^2} = 3600 \rightarrow \omega_0 = 0,99$

B: $M_u = 1,7 \cdot 605 \cdot 5,4 = 5553 \text{ kNm}$
 met $b=1$ en $h=2 \rightarrow$
 $\frac{M_u}{bh^2} = 1388 \rightarrow \omega_0 = 0,35$

C: $M_u = 1,7 \cdot 6490 \cdot 5,5 = 60682$
 met $b=1$ en $h=4 \rightarrow$
 $\frac{M_u}{bh^2} = 3792 \rightarrow \omega_0 = 1,05$

D: $M_u = 1,7 \cdot 3245 \cdot 2,75 = 15170$
 met $b=1$ en $h=2 \rightarrow$
 $\frac{M_u}{bh^2} = 3792 \rightarrow \omega_0 = 1,05$

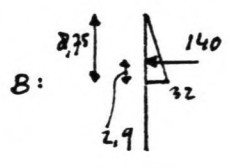


$$\gamma_{M_T} = \frac{(17 \cdot 5 \cdot a + 20 \cdot 12,5 \cdot a)^{1/2} a}{560 \cdot 5,8} = 1,3 \rightarrow a = 5$$

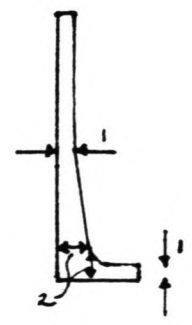


$$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{560}{1675} = 0,33 < 0,50$$

A: $M_u = 1,7 \cdot 560 \cdot 5,8 = 5522$
 $b=1, h=2 \rightarrow \frac{M_u}{bh^2} = 1380 \rightarrow$
 $\omega_0 = 0,35$



B: $M_u = 1,7 \cdot 140 \cdot 2,9 = 690$
 $b=1, h=1 \rightarrow \frac{M_u}{bh^2} = 690 \rightarrow$
 $\omega_0 = 0,18$

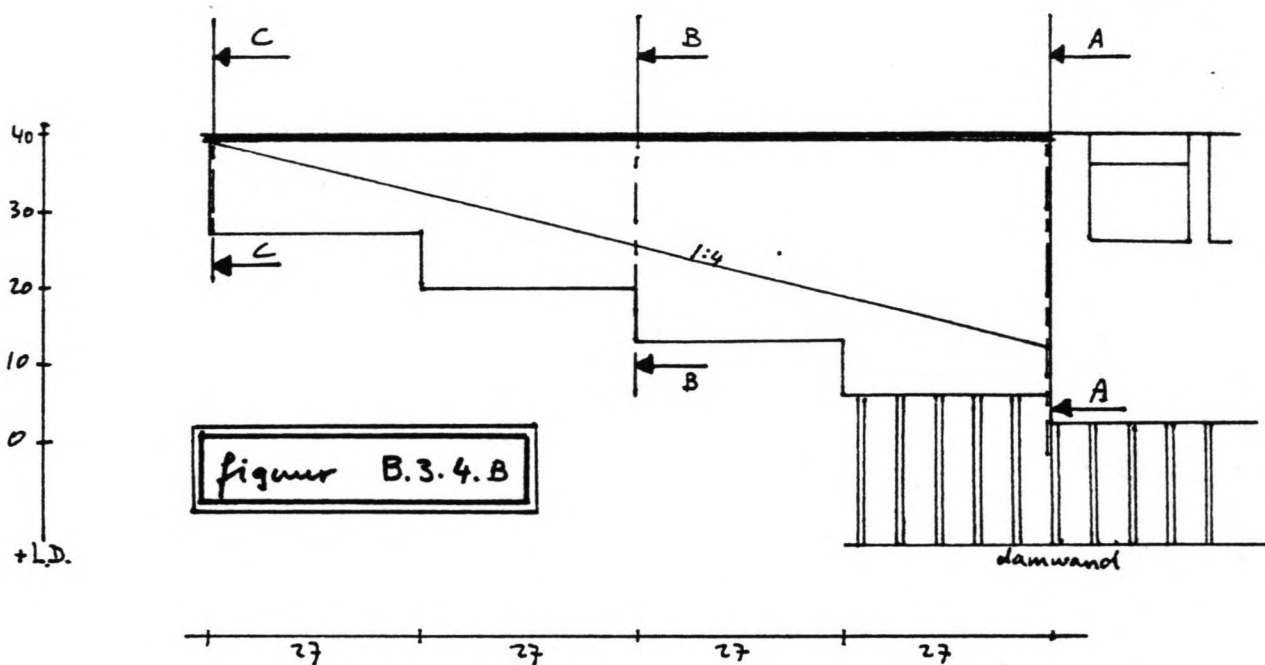


C: $M_u = 1,7 \cdot 1675 \cdot 2,5 = 7119$
 met $b=1, h=2 \rightarrow$
 $\frac{M_u}{bh^2} = 1779 \rightarrow \omega_0 = 0,46$

D: $M_u = 1,7 \cdot 838 \cdot 1,25 = 1780$
 $b=1, h=2 \rightarrow$
 $\frac{M_u}{bh^2} = 1780 \rightarrow \omega_0 = 0,46$

$$\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$$

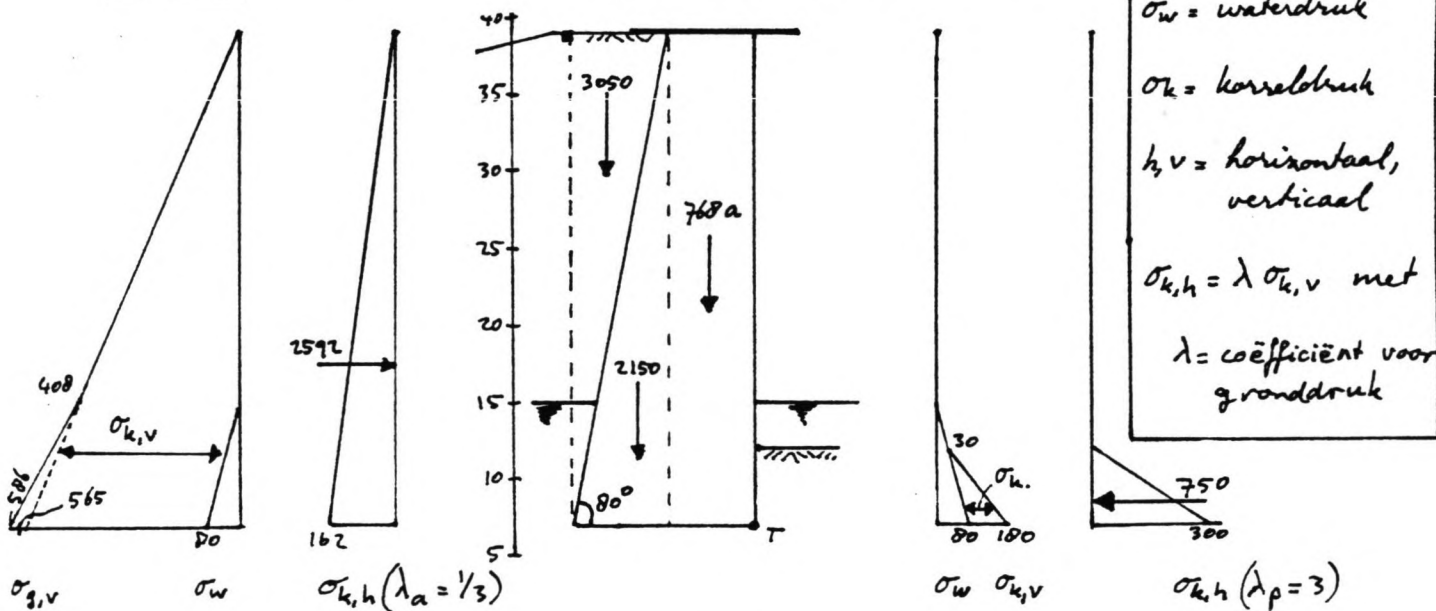
$$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$$



figuur B.3.4.B

A-A

maatgevende situatie: direct na de bouw met leeg stuwmeer (waterstand = +15 m)



σ_g = gronddruk
 σ_w = waterdruk
 σ_k = korreldruk
 k_v = horizontaal, verticaal
 $\sigma_{k,h} = \lambda \sigma_{k,v}$ met
 λ = coëfficiënt voor gronddruk

Met veiligheid tegen kantelen van 1,3 ($\gamma_k = 1,3$) geldt:

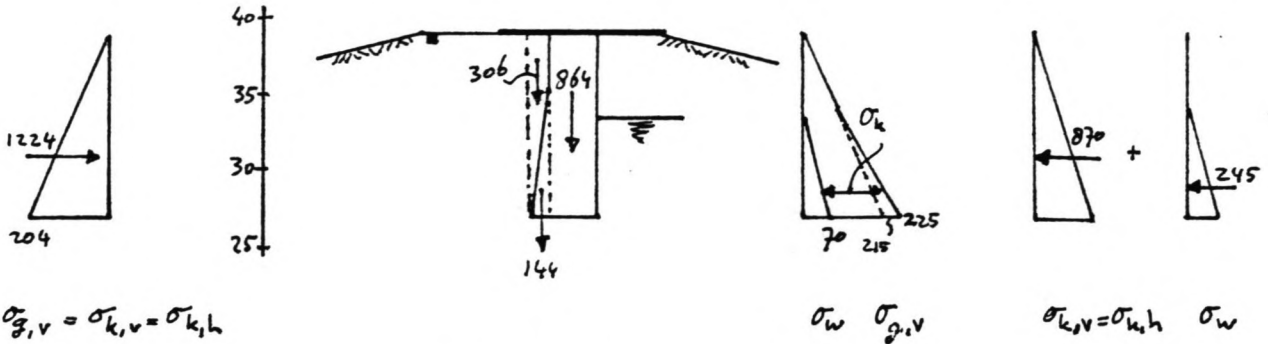
$$\frac{750 \cdot 1,5 + 3050(a+4) + 2150(a+2) + 768a \cdot \frac{1}{2}a}{2592 \cdot 10,5} > 1,3 \rightarrow a^2 + 13,54a - 46,24 > 0 \rightarrow a > 2,8 \text{ m}$$

Voor veiligheid tegen schuiven geldt: $\frac{\sum H}{\sum V} \leq 0,58 \rightarrow \frac{2592 - 750}{3050 + 2150 + 768a} \leq 0,58 \rightarrow a > -2,6 \text{ m}$ (klopt altijd!)

voor a wordt genomen: 3 m.

P.S. λ_a en λ_p zijn aan de voorzichtige kant (voor $\phi = 30^\circ$)

C-C maatgevende situatie: gevuld stuwmeeer (34m = waterstand)



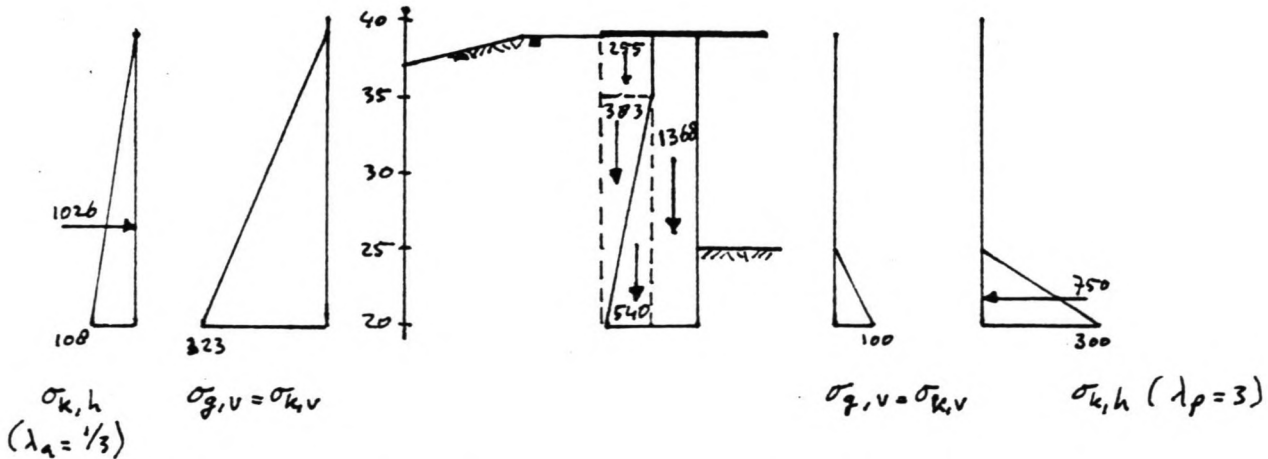
Als uitgangssituatie zijn hier dimensies gebruikt, die verkregen waren bij dsm. A-A.

kantelen $\gamma_{M_T} = \frac{870 \cdot 4 + 245 \cdot 2 + 864 \cdot 1,5 + 144 \cdot 3,5 + 306 \cdot 4}{1224 \cdot 4} = 1,14$

schuiven $\frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{1224 - 870 - 245}{12 \cdot 24 \cdot a} < 0,58 \rightarrow a > 0,65 \text{ m}$

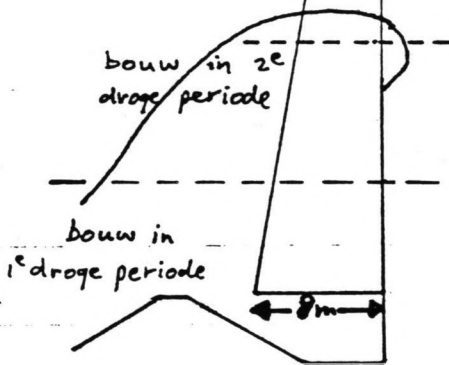
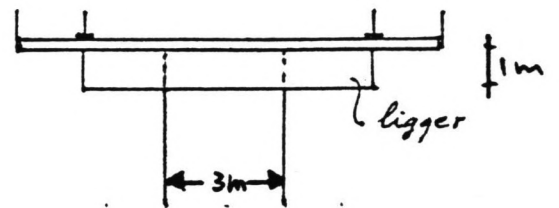
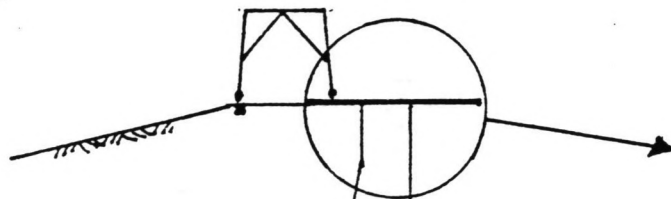
de doorsnede voldoet nitstekend.

B-B maatgevende situatie: nog geen waterdruk aanwezig (voor het vallen van het stuwmeeer)

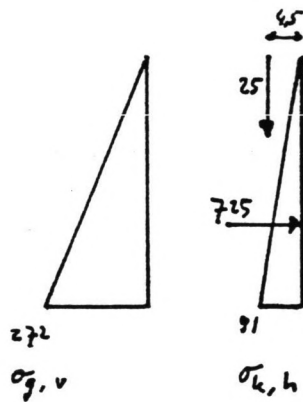


kantelen: $\gamma_{M_T} = \frac{255 \cdot 4,5 + 303 \cdot 5 + 540 \cdot 4 + 11368 \cdot 1,5 + 750 \cdot 1,5}{1026 \cdot 6,5} = 1,3$

schuiven: $\frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{1026 - 750}{2546} = 0,1$



Berekening moment op 16 m hoogte :



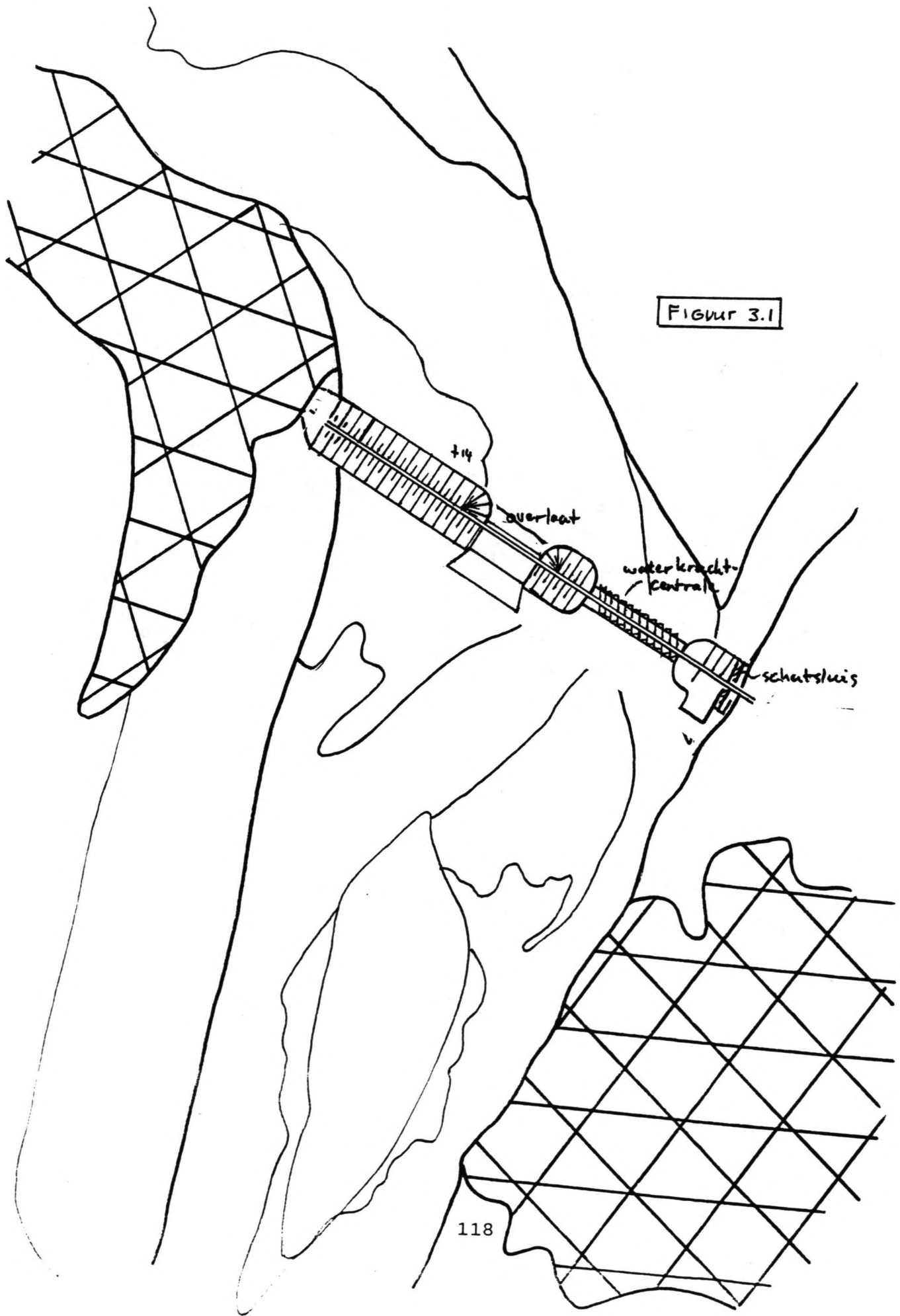
$$M = 725 \cdot 9,5 - 25 \cdot 9,5 = 9075 \text{ kNm}$$

$$M_u = 1,7 \cdot 9075 = 6508 \text{ kNm}$$

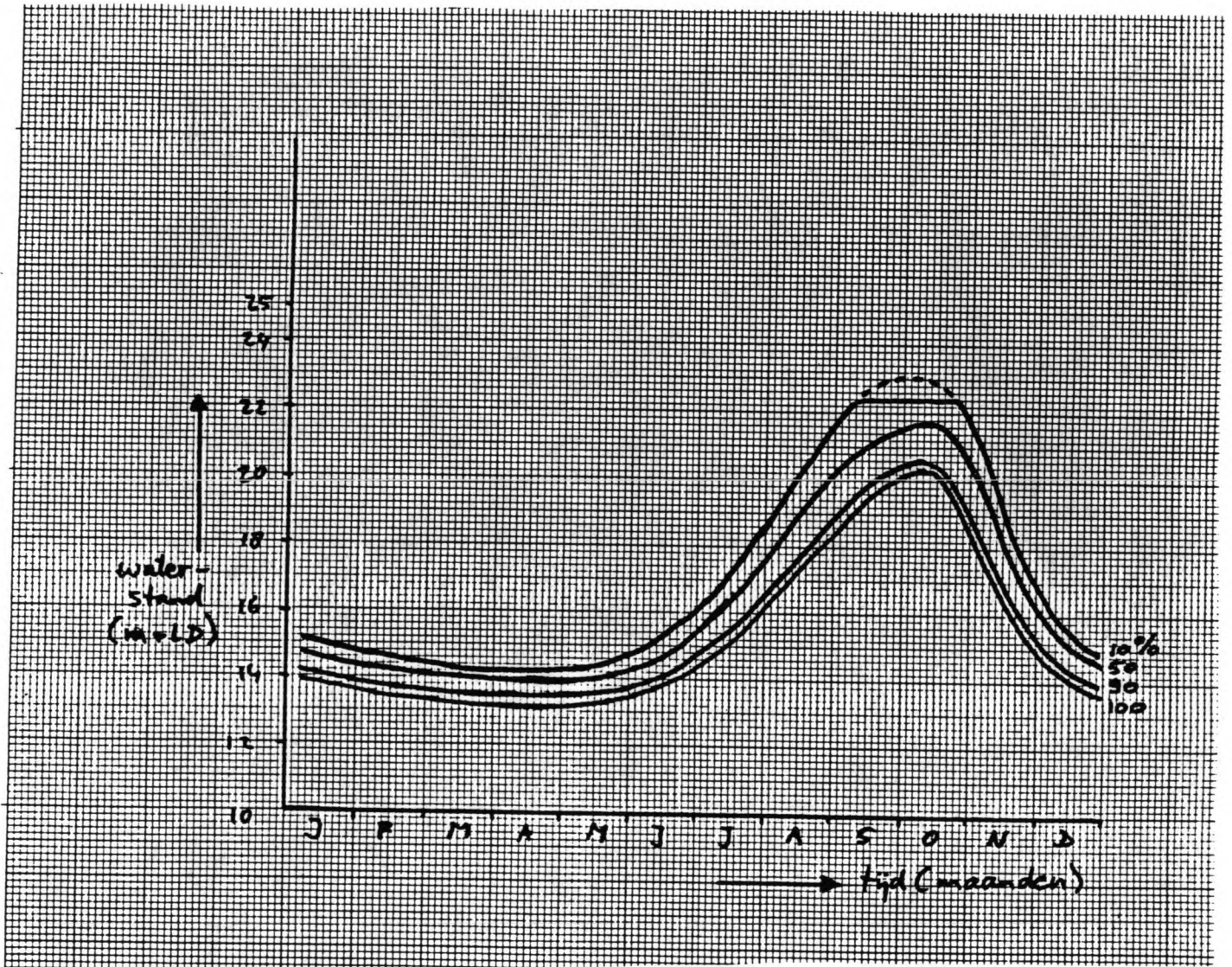
$$b = 1 \text{ en } h = 5 \text{ m} \quad \frac{M_u}{bh^2} = 263$$

$$\rightarrow \omega_0 = 0,07\% \text{ (zeer laag)}$$

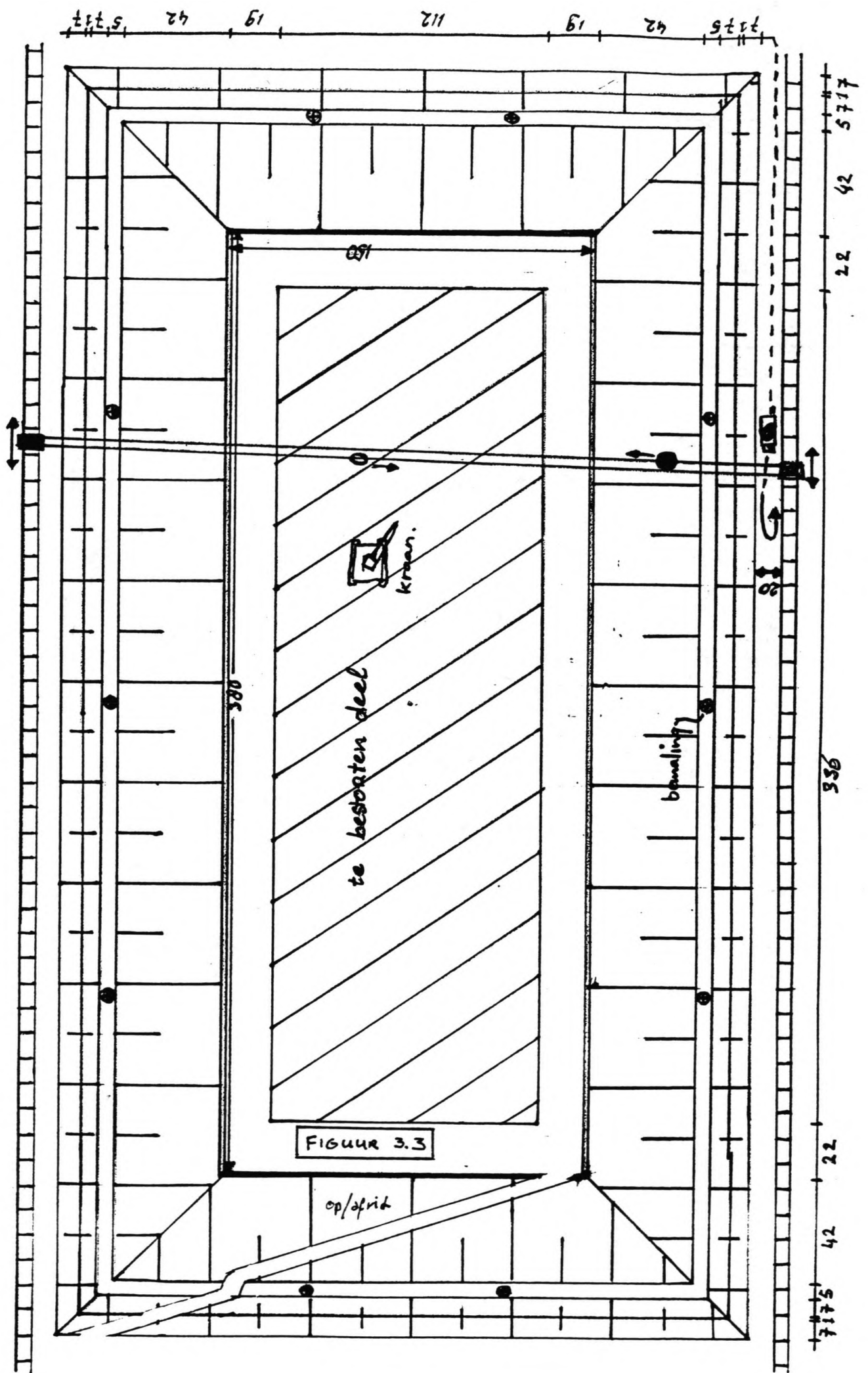
Bijlage B.3.5
Figuren horend bij hoofdstuk 3.



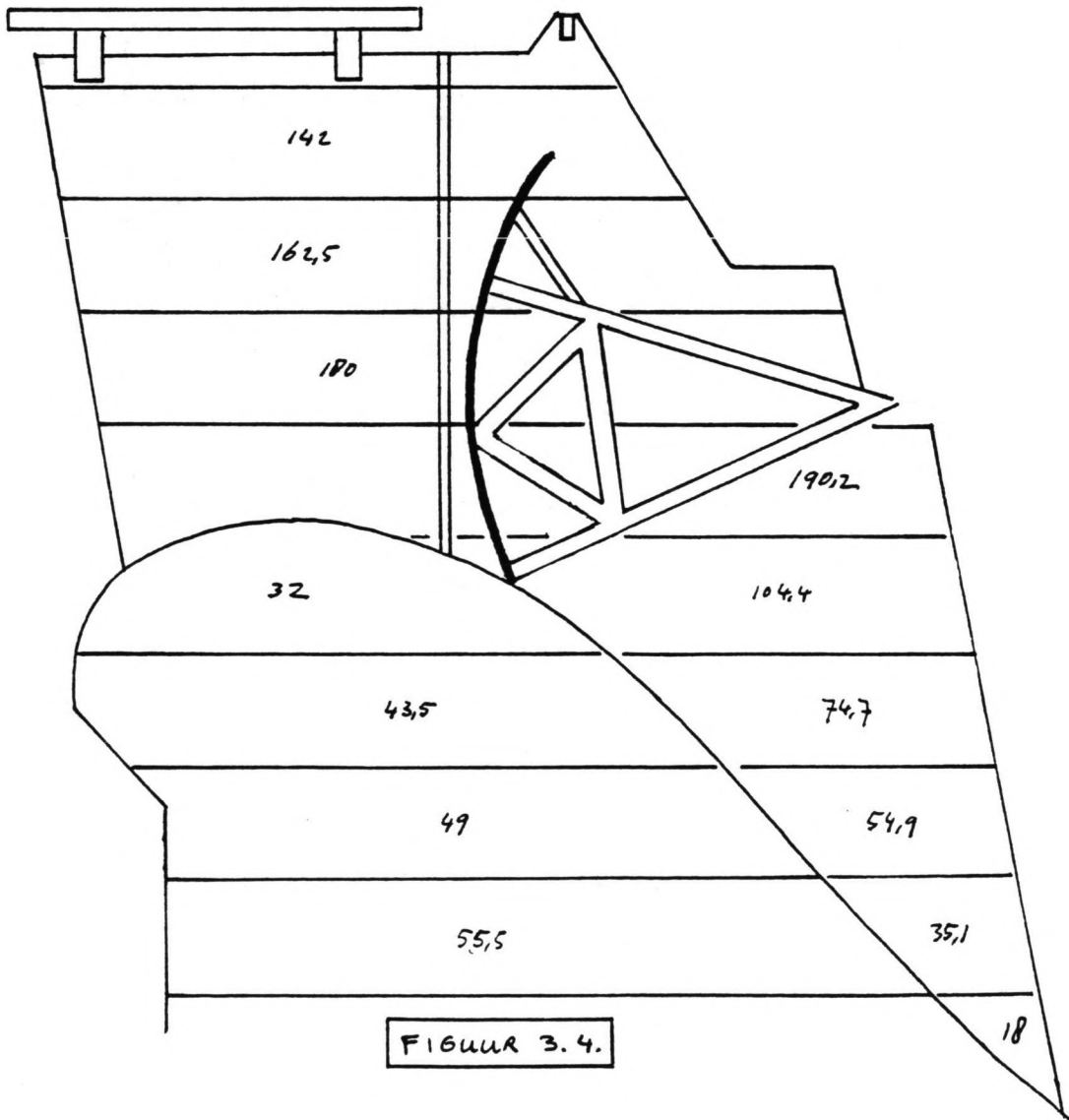
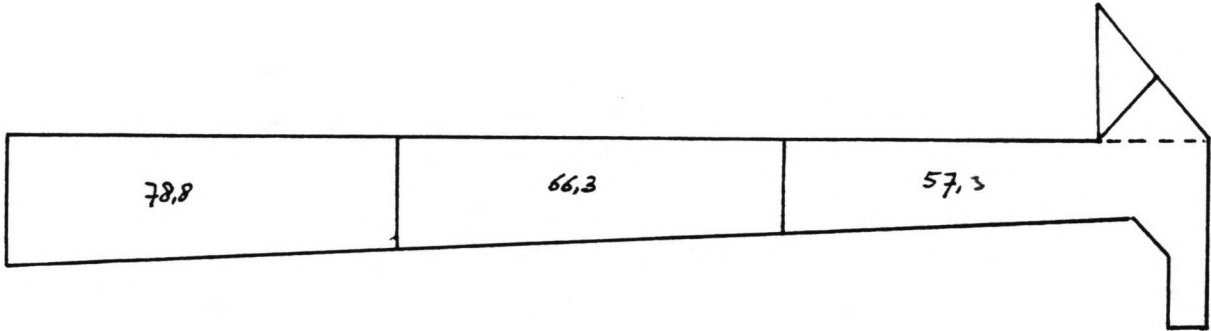
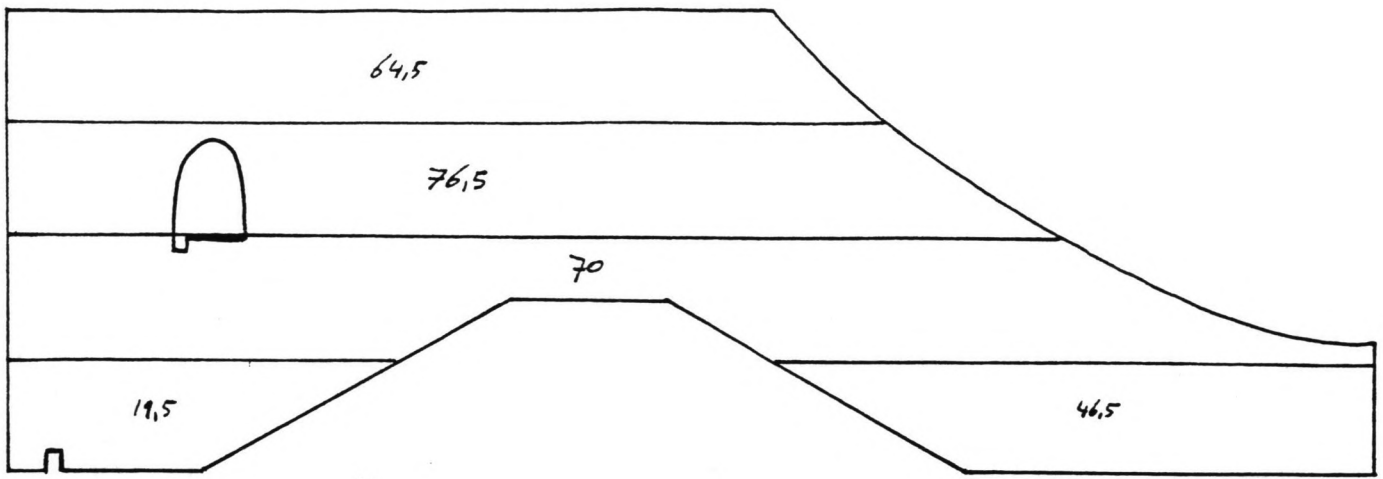
FIGUR 3.1



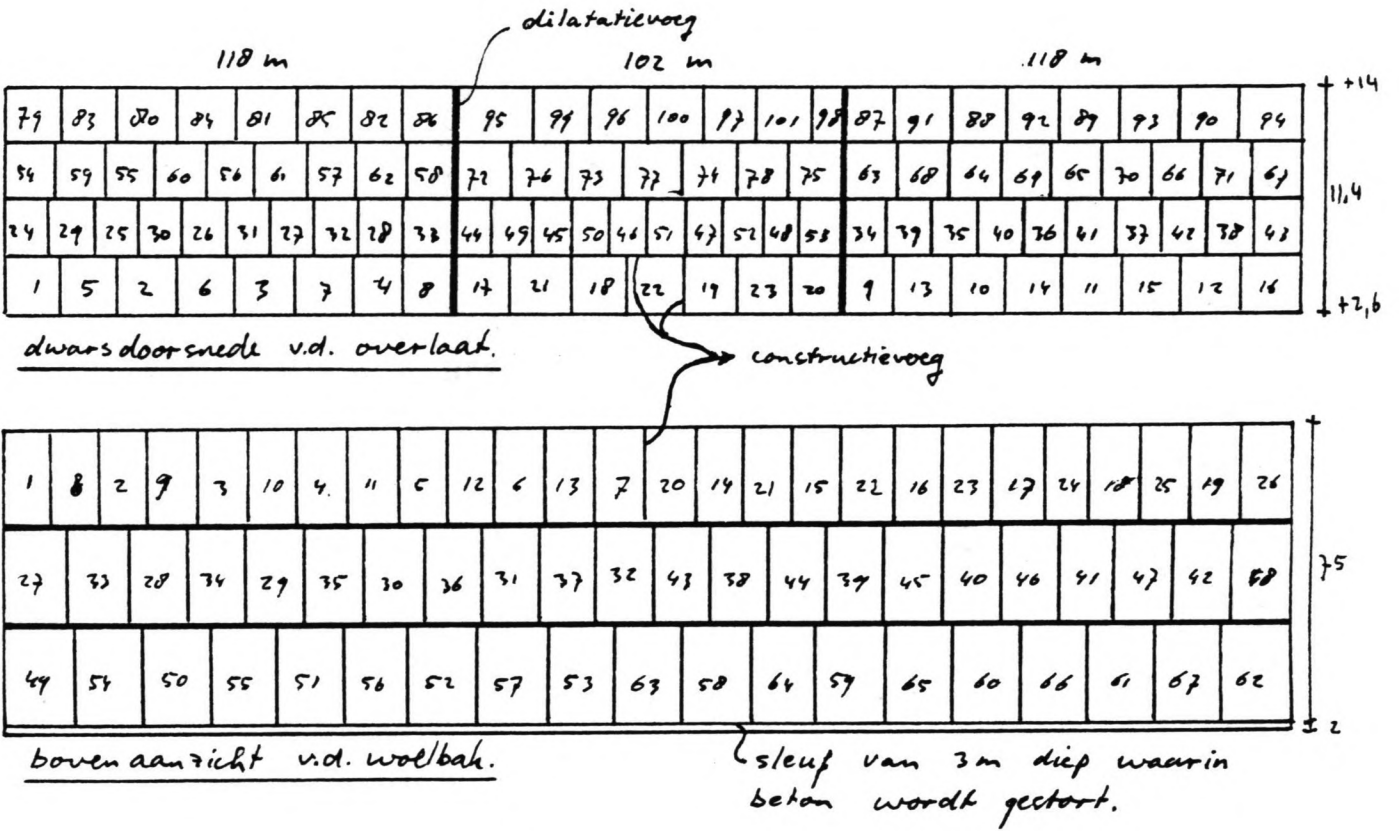
FIGUUR 3.2



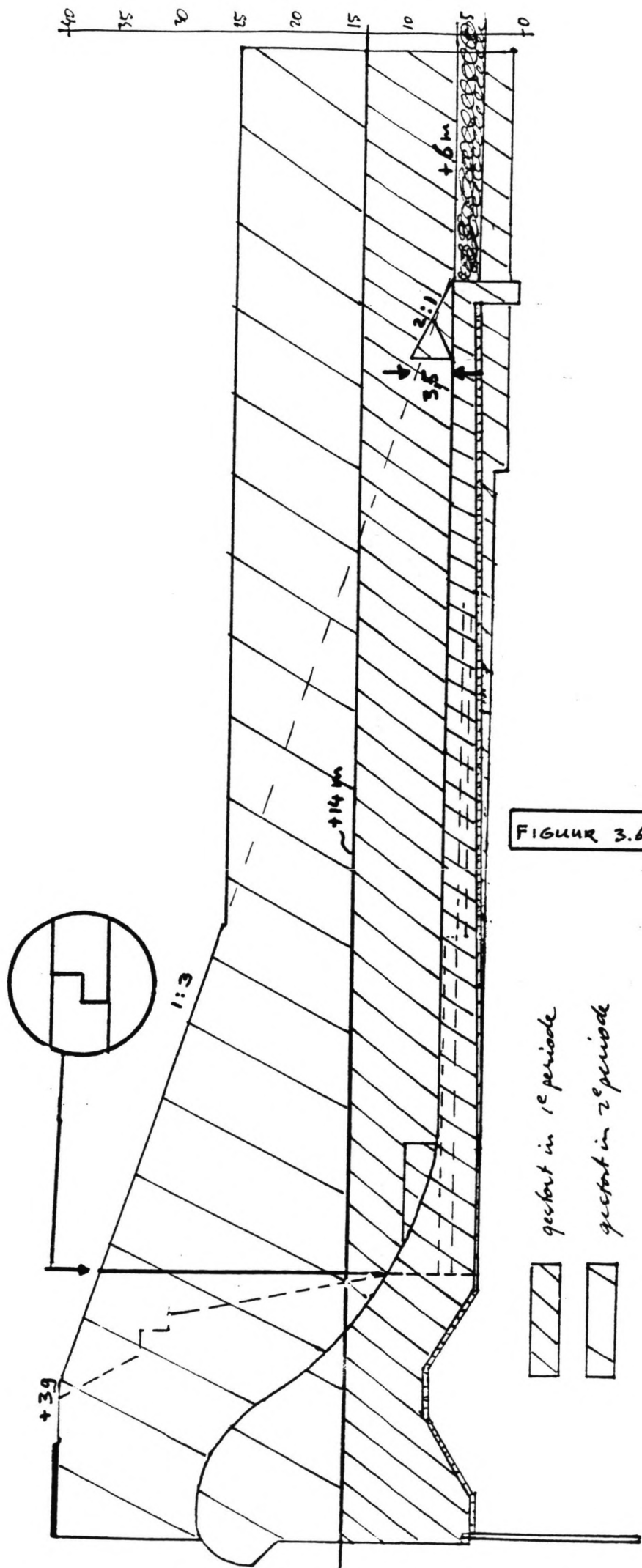
FIGUUR 3.3



FIGUUR 3.4.



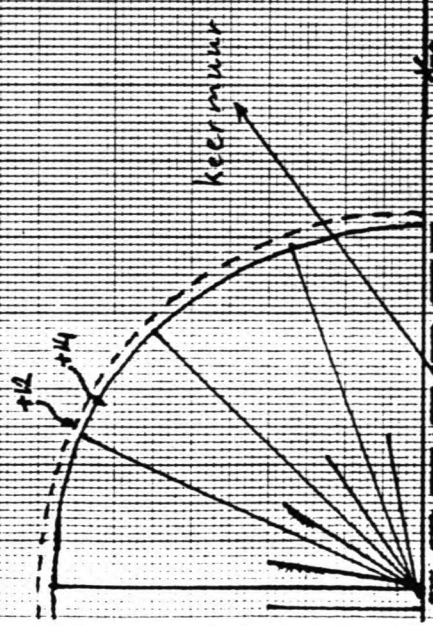
FIGUUR 3.5



FIGUR 3.6

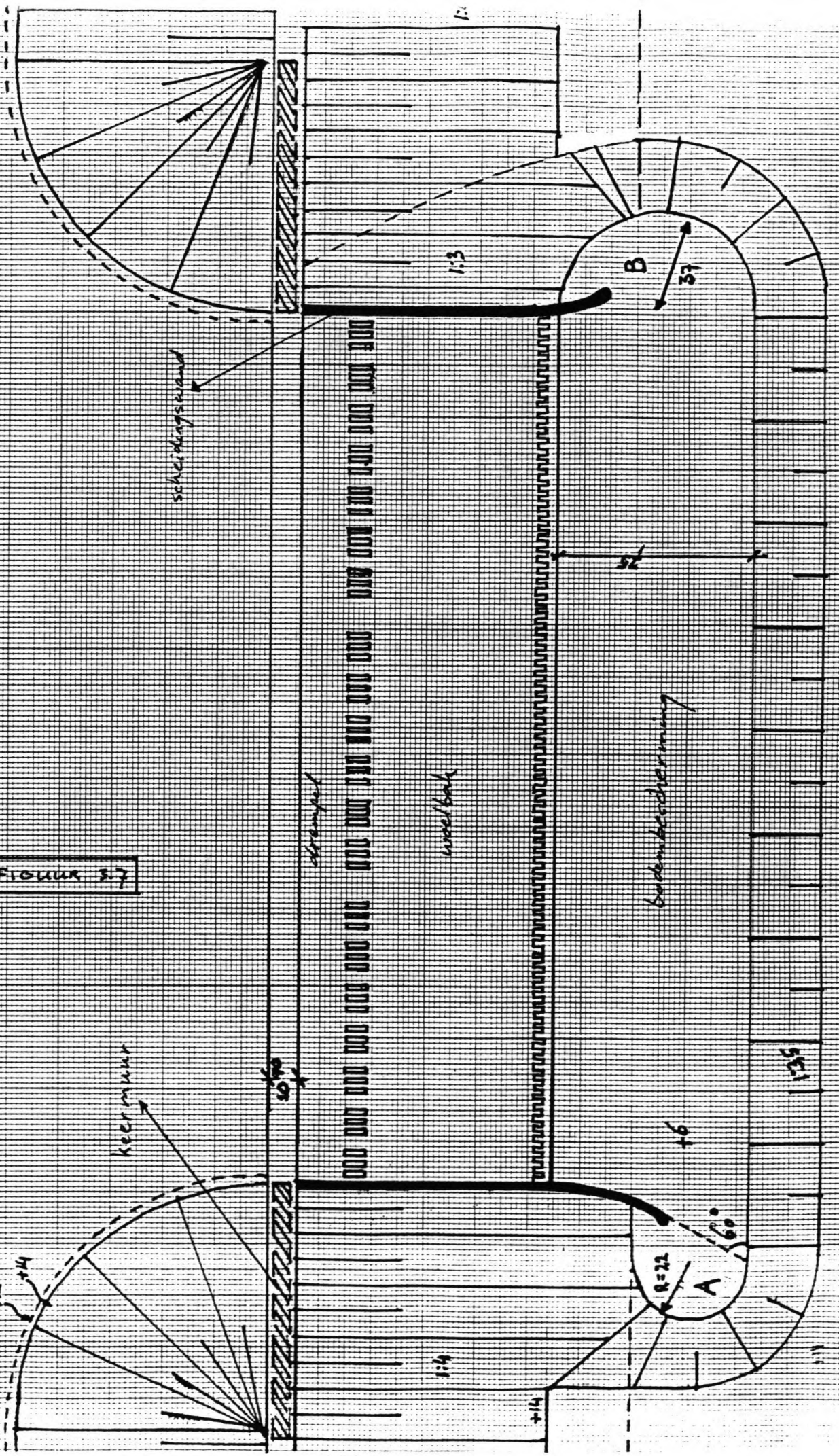
1:2000

96



keermuur

FIGUUR 3.7



scheidingwand

stempel

wielbak

bodembeheerwing

+6

R=22

60°

37

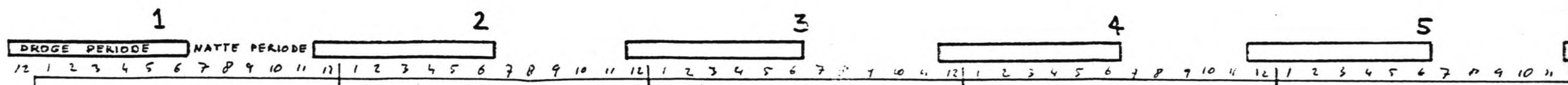
B

1:3

+14

50

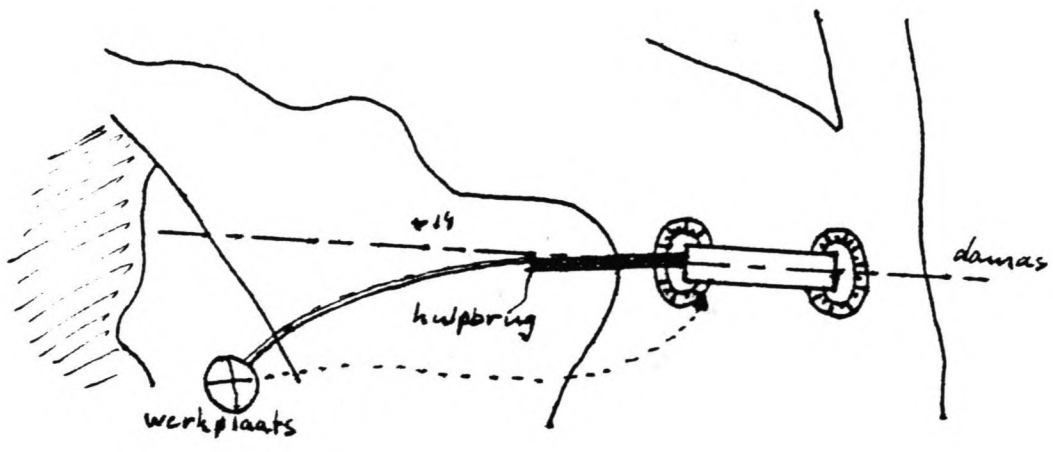
135



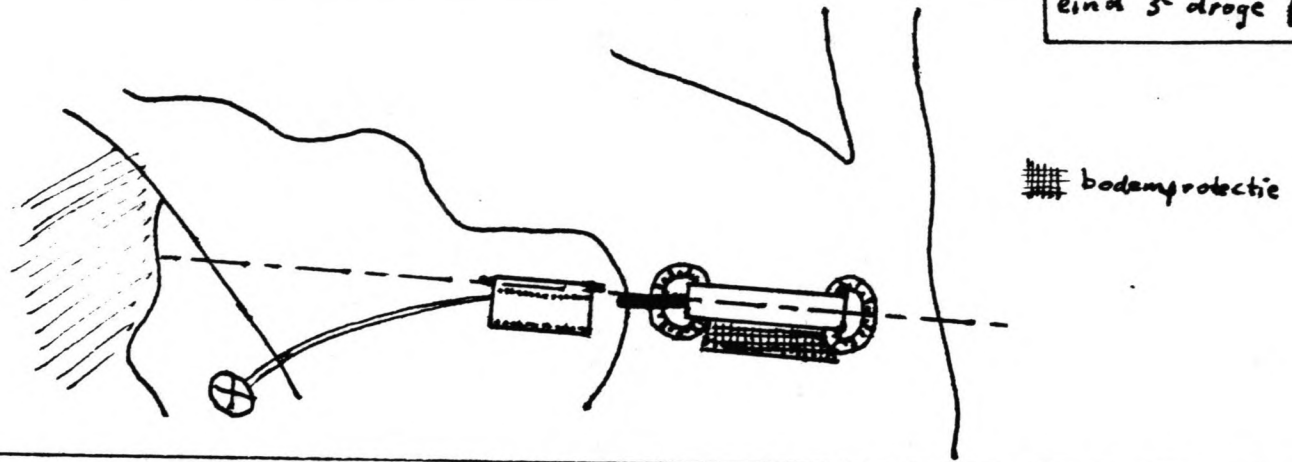
Activity	1	2	3	4	5
voor bereiding	1-12	1-12	1-12	1-12	1-12
inrichten beton productieplaats	1-12				
mobiliëren materiaal + materiaal	1-12				
constructie hulpbrug	5-7				
wk. prefabric. onderbouw	3-11				
baggeren	8-10				
plaatsen onderbouw	10-11				
opbouw	11-12				
afbouw + afwerking		5-6			
plaatsen turbines			12-1	1-12	1-12
overlaat					
baggeren bouwput			11-12		
leegpompen bouwput + drainage			12-1		
aanleg 2m hoog dijkje + kabelbaan			1-2		
aanbrengen drainlaag + damwand			2-3		
storten drapel + woelbak tot +14m			3-6		
muren + wanden tot +14m			6-7		
opvullen met zand (spuiten)			7-8		
baggeren gebied bodembescherming				12-1	
dijkje (2m hoog) + bemaling				1-2	
storten rest van drapel				2-3	
storten 2x (muur + wand)				3-4	
pijlerdeel onder +25m				4-5	
pijlerdeel boven +25m				5-6	
aardendam (deel) ter protectie				6-7	
doek en falling apron leggen				7-8	
verkeersweg en rail op overlaat				8-12	
verbindingdam opspuiten (tot +24m)				12-1	
voorspannen pijlers				1-2	
afbouwen aardendam met weg + rail				2-3	
aanvoeren, lessen en plaatsen v. schuiven				3-12	
installeren van hcf mechanismen voor schuiven				12-1	
evt bouwen v. schuiven				1-12	
voorbereiding			12-1		
plaatsen eerste turbines				1-12	
prelijb sluisdelen					12-1
plaatsen v. delen					1-12

baggeren bouwput	m ³	953.300
leegpompen bouwput + drainage		
aanleg 2m hoog dijkje + kabelbaan		
aanbrengen drainlaag + damwand	m ²	5850
storten drapel + woelbak tot +14m	m ³	161.000
muren + wanden tot +14m	m ³	9.500
opvullen met zand (spuiten)		
baggeren gebied bodembescherming	m ³	200.000
dijkje (2m hoog) + bemaling		
storten rest van drapel	m ³	61.000
storten 2x (muur + wand)	m ³	35.000
pijlerdeel onder +25m	m ³	6.000
pijlerdeel boven +25m	m ³	15.500
aardendam (deel) ter protectie		
doek en falling apron leggen		
verkeersweg en rail op overlaat		
verbindingdam opspuiten (tot +24m)		
voorspannen pijlers		
afbouwen aardendam met weg + rail		
aanvoeren, lessen en plaatsen v. schuiven		
installeren van hcf mechanismen voor schuiven		
evt bouwen v. schuiven		

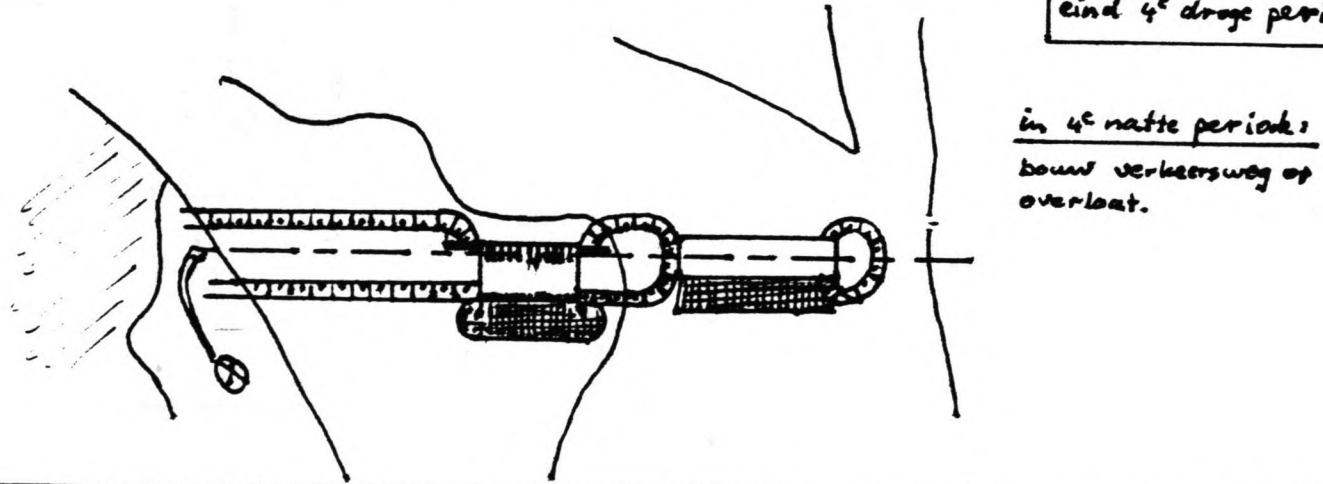
eind 2^e droge periode



eind 3^e droge periode



eind 4^e droge periode



in 4^e natte periode:
bouw verkeersweg op overloot.

eind 5^e droge periode

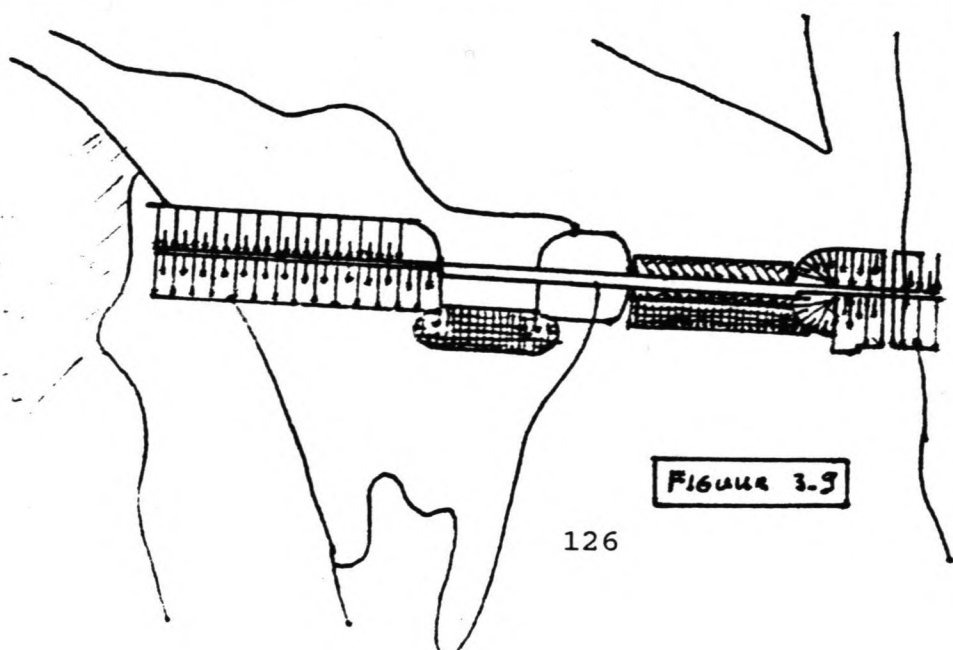


FIGURE 3.9

EIND 3^e DROGE PERIODE

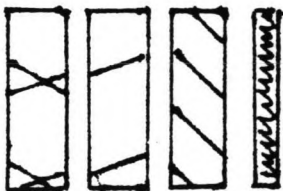
1:2000

kleed tot 14 m + LD.

opvullen met zand tot niveau 14m + LD.

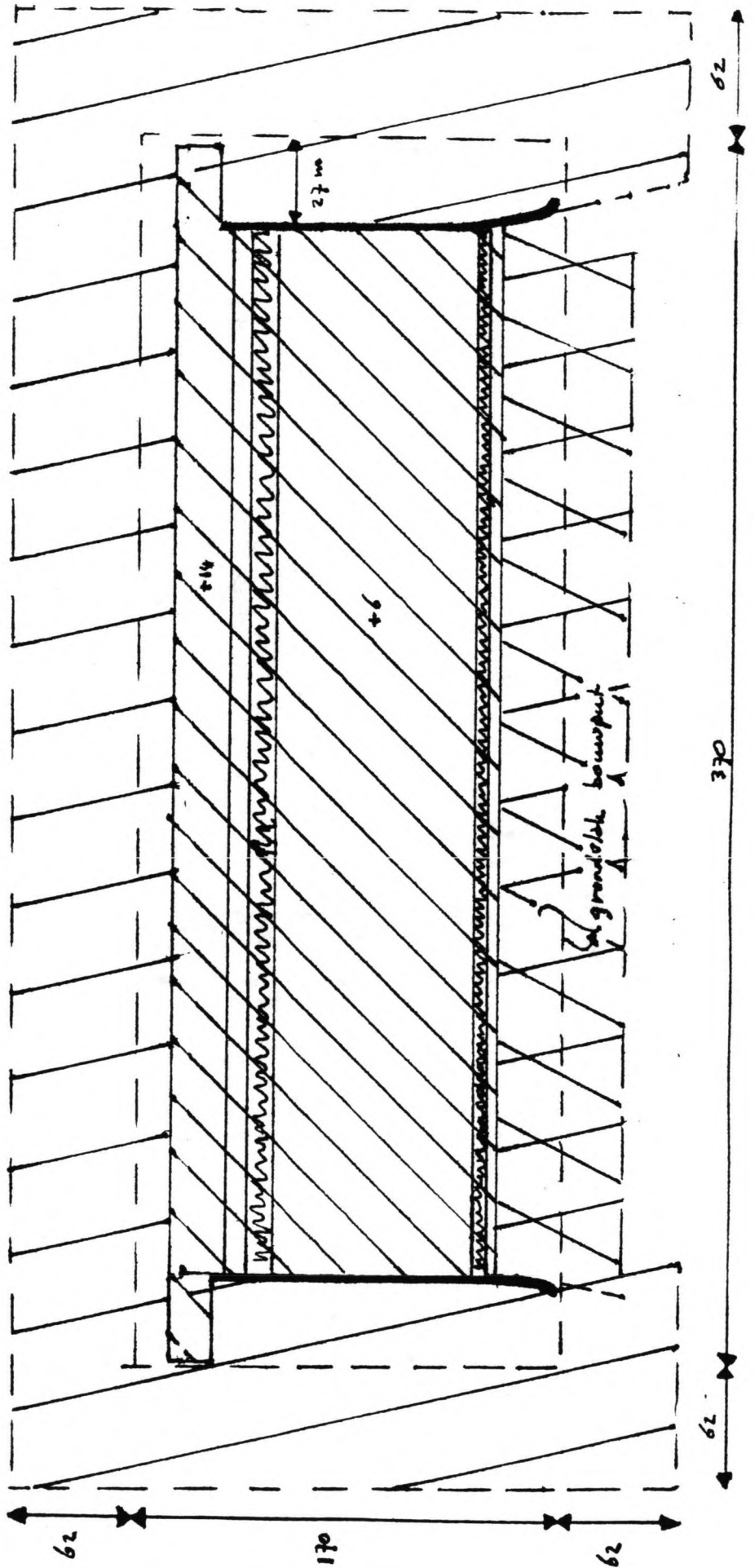
in de 3^e droge periode gestort beton.

tandconstructie op overlaat en weelbak



± 14

Platte 3.10



EIND 4^e DROGE PERIODE
1:2000

in de 4^e droge periode geëbort beton

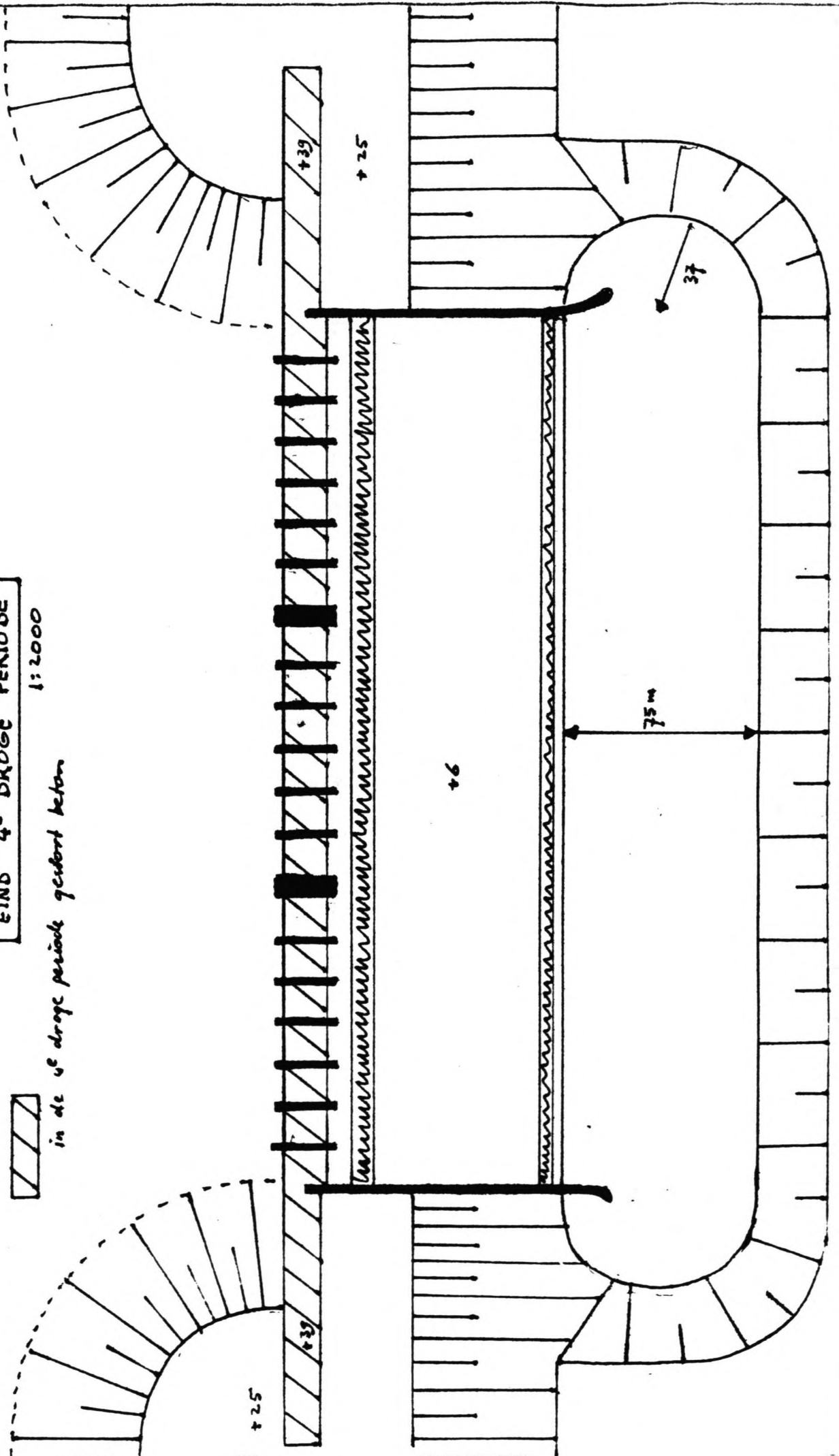


FIGURA 3.11

Literatuurlijst

- The Engineering of large dams, part 1 and 2;
H.H. Thomas.
- Engineering for dams, 1, 2 and 3;
Creager, Justin and Hinds.
- Design of gravity dams;
United States departement of the interior.
- Abfluss aus Öffnungen;
Prof.dr.ing. P.G. Franke.
- Fluid mechanics;
Daugherty, Franzini and Finnemore.
- Dictaat f4: Flexibele waterbouwkundige constructies;
Ir. J. Bouwmeester.
- Theorie en praktijk van het gewapend beton, deel 1;
Prof.dr.ir. A.S.G. Bruggeling.
- Dictaat f9N: Waterbouwkundige constructies;
Prof.ir. A. Glerum.
- Afstudeerrapport H.W. Visser.
- Dictaat betonnen bruggen;
- Dictaat g23b: Uitvoeringstechnologie van betonconstructies;
Prof.ir. Ch.J. Vos.
- Dictaat f3: Waterbouwkunde;
Prof.ir. A. Glerum.
- Wehre;
Prof.Dr.ing. H press.

Evaluatie onderzoek.

Ter afsluiting van dit afstudeerrapport is een evaluatie opgenomen. Dit geeft de mogelijkheid om waar nodig enige aanvullingen te doen, die de bestudeerde stof completeren of verduidelijken.

In bijlage B.1.1., blz. 49 zijn, met behulp van een geschematiseerde overlaat, de economische afmetingen ervan bepaald. De optredende krachten zijn daarbij geschematiseerd. Bij de opwaartse druk door het water op de onderkant van de constructie uitgeoefend is een reductie toegepast van 25% door het aanbrengen van een damwand onder de voet van de constructie. De berekende reductie is tot stand gekomen door het beschouwen van een geschematiseerde constructie die 2 meter diep in het zandpakket is gelegen. De uiteindelijke constructie ligt $(+14) - (+2) = 12$ m diep in het zandpakket. Hierdoor zal de overlaat zelf al als een damwand fungeren en is de vraag of een damwand wel 15 m diep moet zijn onder de constructie.

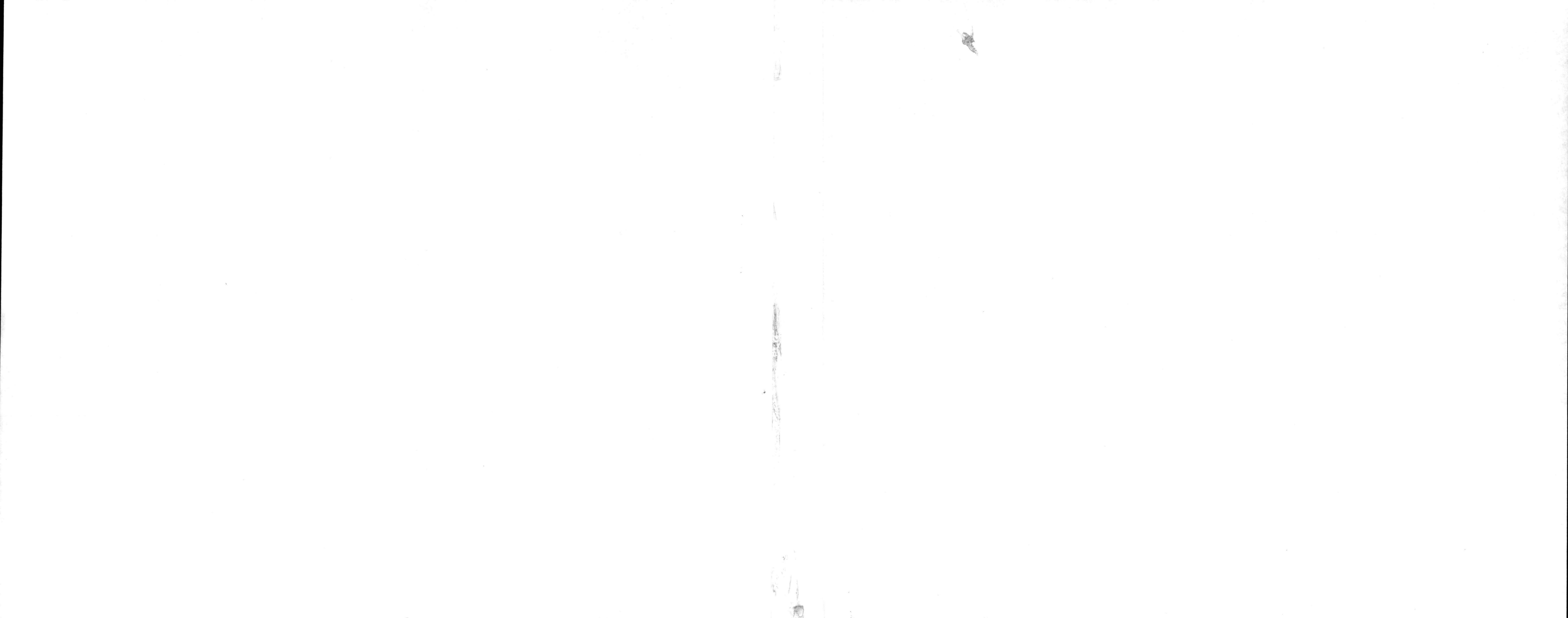
De basisvorm van de overlaat waarvan de economische schuifafmetingen worden bepaald, heeft aan de bovenstroomse zijde een gedeeltelijk hellend vlak om gebruik te kunnen maken van het gewicht van de grond dat er boven ligt en zo de stabiliteit van de constructie positief beïnvloeden. Omdat dit hellende vlak in het aanvankelijke ontwerp boven het grondmassief was gelegen werden de stromingseigenschappen nadelig beïnvloed. Om deze reden is het hellend vlak verwijderd. Echter in het uiteindelijke ontwerp ligt de constructie zodanig diep in het grondmassief dat van beïnvloeding van de stromingseigenschappen door het hellend vlak geen sprake kan zijn. Toch is in het uiteindelijke ontwerp een vlakke bovenstroomse zijde toegepast. Hoewel het uiteindelijke ontwerp voldoet aan alle stabiliteitseisen kan, m.b.v. het hellende bovenstroomse vlak, een meer stabiele constructie worden verkregen. Met dezelfde stabiliteitseisen kan dus een constructie worden verkregen waar minder beton voor nodig is om middels het eigen gewicht de stabiliteit positief te beïnvloeden. Wél moet worden bedacht dat het storten van een hellend vlak minder eenvoudig is en dus duurder, zodat het toepassen van een hellend vlak niet de goedkoopste oplossing hoeft te zijn.

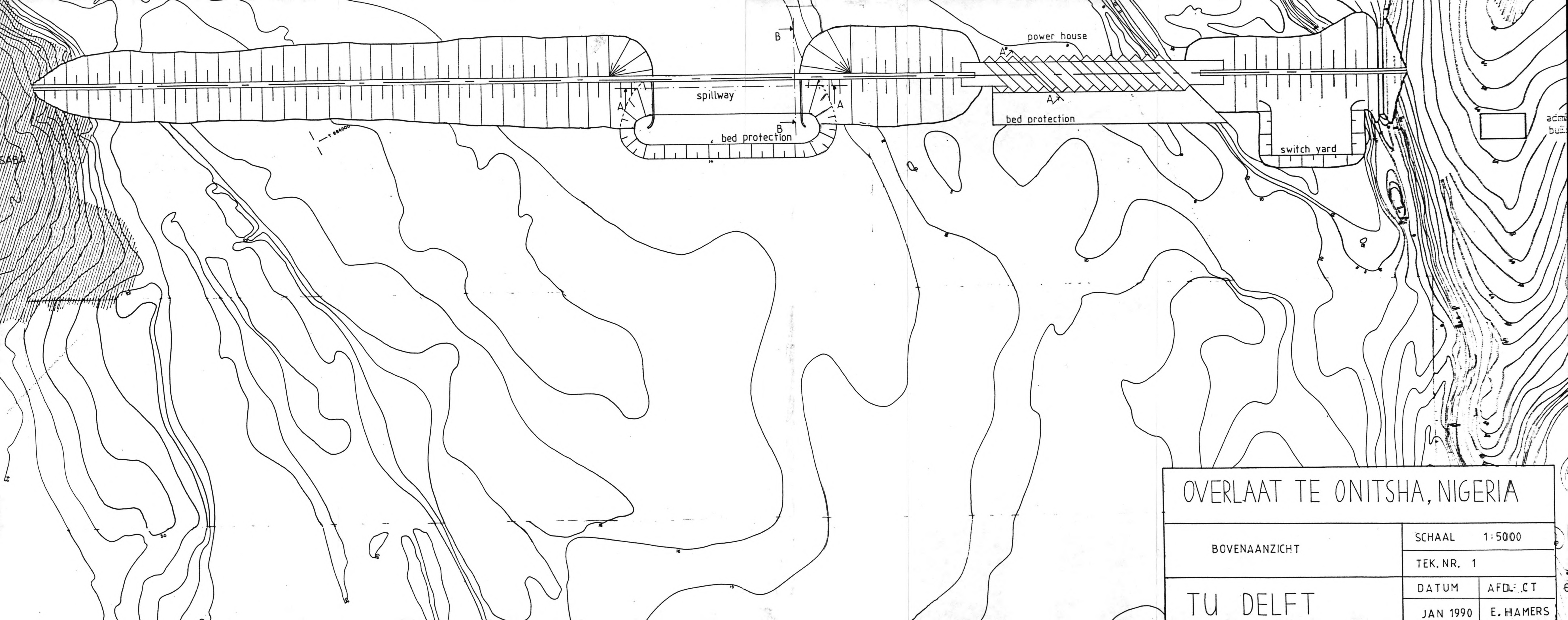
Bij de berekening van de verkeersweg in bijlage B.3.1., blz. 98 zijn de ligger en plaat berekend zonder rekening te houden met interactie tussen beide. In werkelijkheid zal de constructie als één geheel worden uitgevoerd, waardoor een deel van de drukzone van de ligger samenvalt met de plaat en waarbij door een grotere stijfheid de plaat dunner kan worden gedimensioneerd. De totale constructiehoogte van plaat en ligger samen zal dus afnemen, met als gevolg een geringere belasting door het eigen gewicht.

Bij de berekening van de vleugelmuur in bijlage B.3.4., blz. 113 is deze als geheel onafhankelijk beschouwd en als zodanig gedimensioneerd. Bij verdere uitwerking zal er ook rekening gehouden worden met de koppeling van de vleugelmuur aan de woelbak. Deze kan een deel van de momenten in de vleugelmuur opvangen zodat de uiteindelijke dimensies van de vleugelmuur iets zullen veranderen.

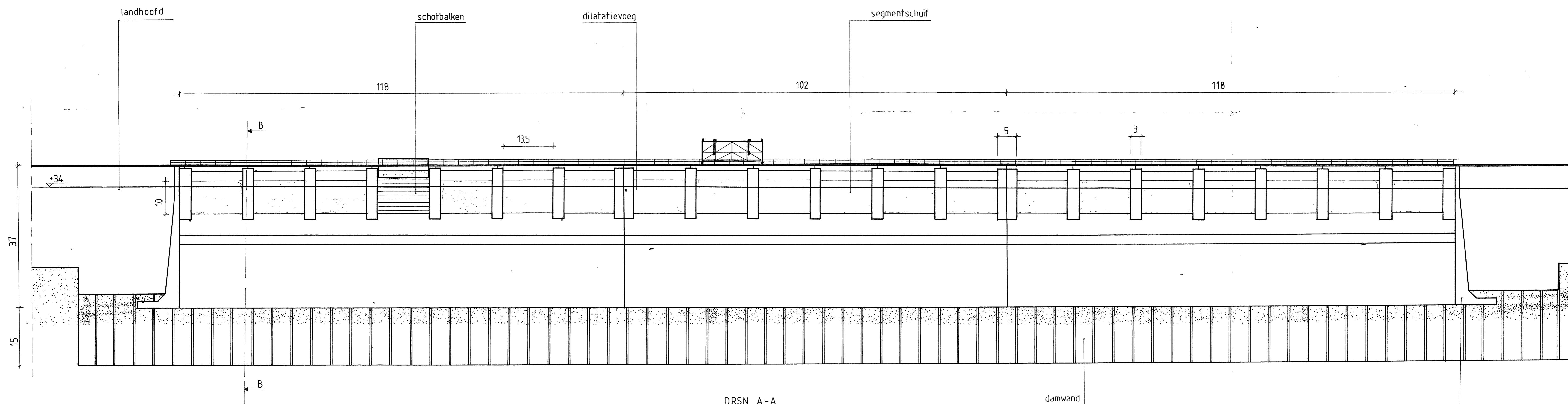
In het uiteindelijke ontwerp is er naast de vleugelmuren een helling van de aarden dam geprojecteerd van 1:3 die overgaat in een helling van 1:4. Deze situatie, nodig om een kortere vleugelmuur te kunnen maken die binnen de bouwput past, is niet ideaal, omdat het optredende scheluw vlak problemen kan geven bij de aanleg ervan. Het is echter nog maar de vraag of de aansluitende aarden dam wel een helling heeft van 1:4, immers onderzoek hiernaar is op het moment van ter perse gaan van dit rapport nog gaande.





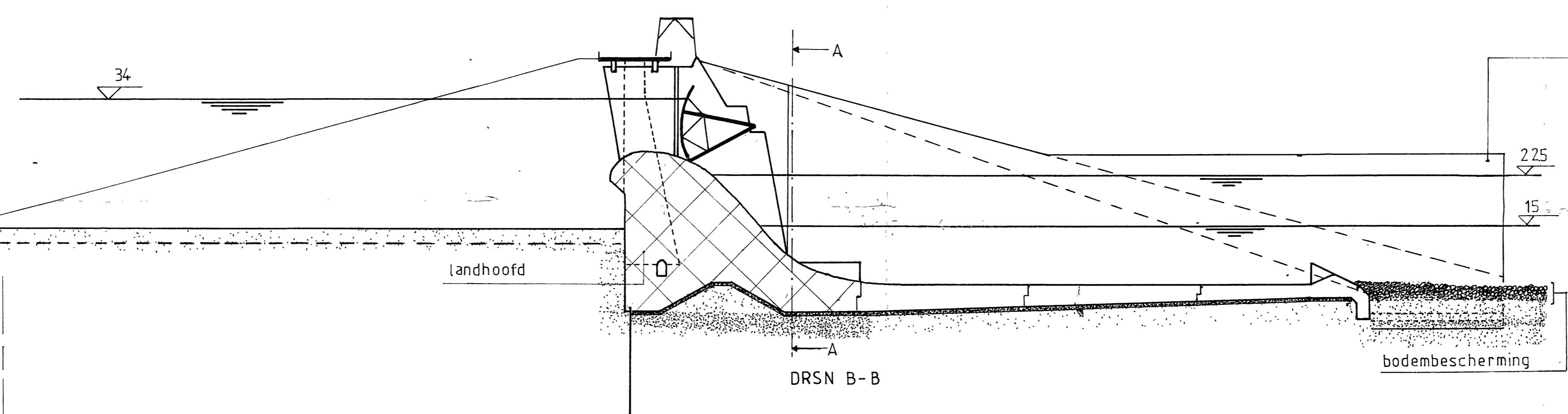


OVERLAAT TE ONITSHA, NIGERIA	
BOVENAANZICHT	SCHAAL 1:5000
	TEK. NR. 1
TU DELFT	DATUM AFD. CT
	JAN 1990 E. HAMERS



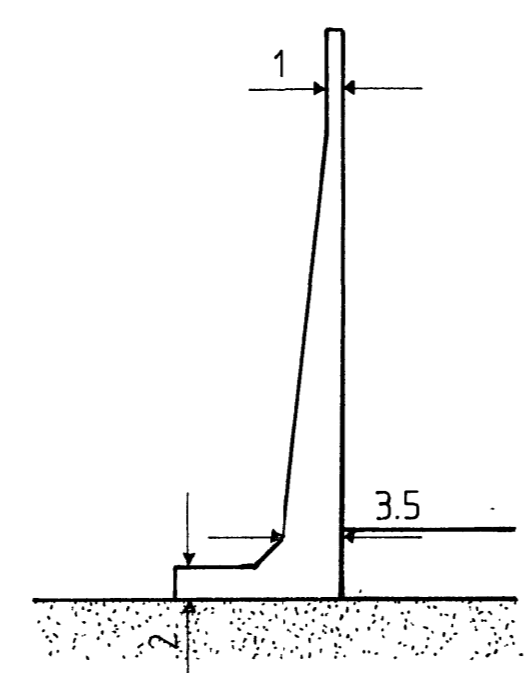
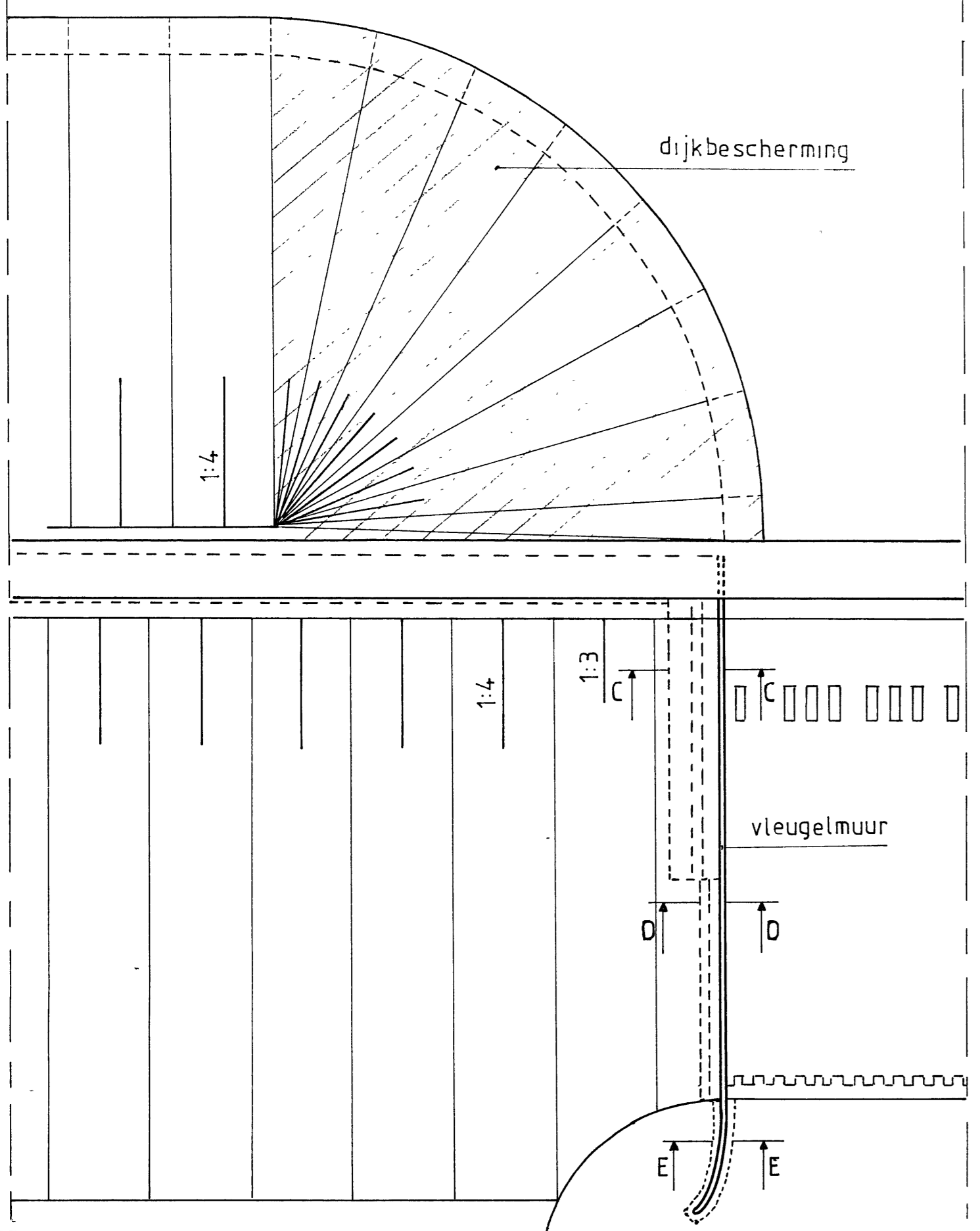
DRSN A-A

damwand

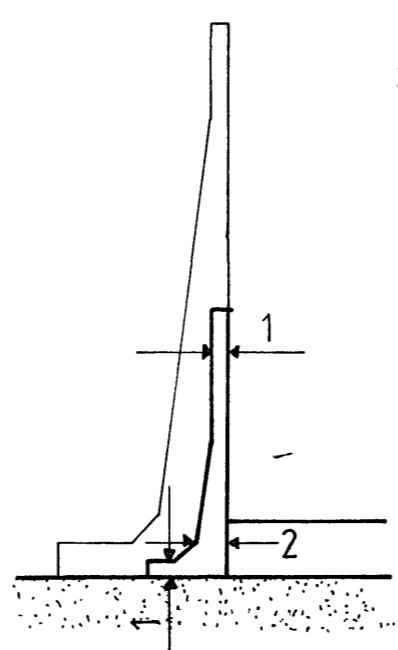


DRSN B-B

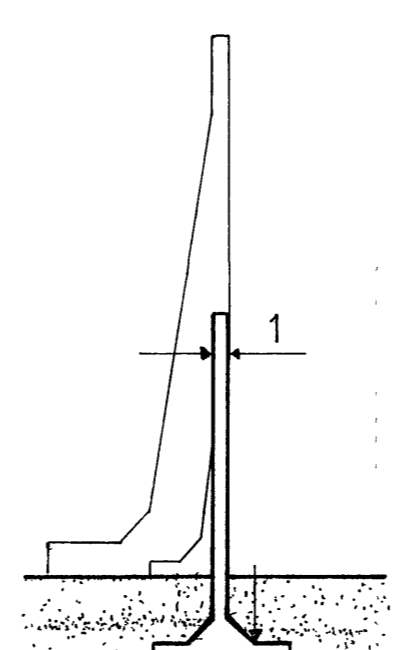
BOVENAANZICHT AANSLUITING OVERLAAT OP AARDEN DAM



DRSN C-C

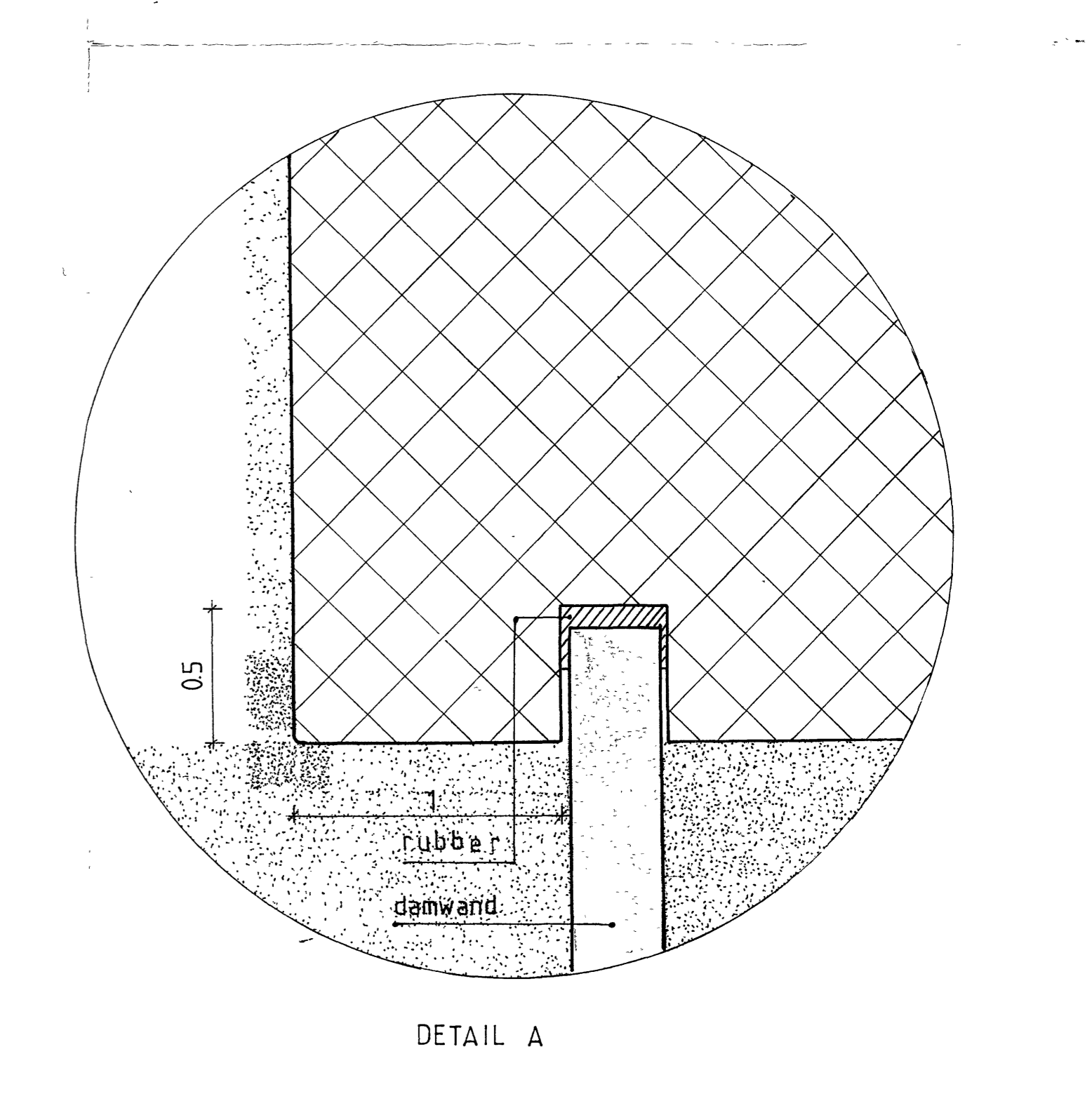
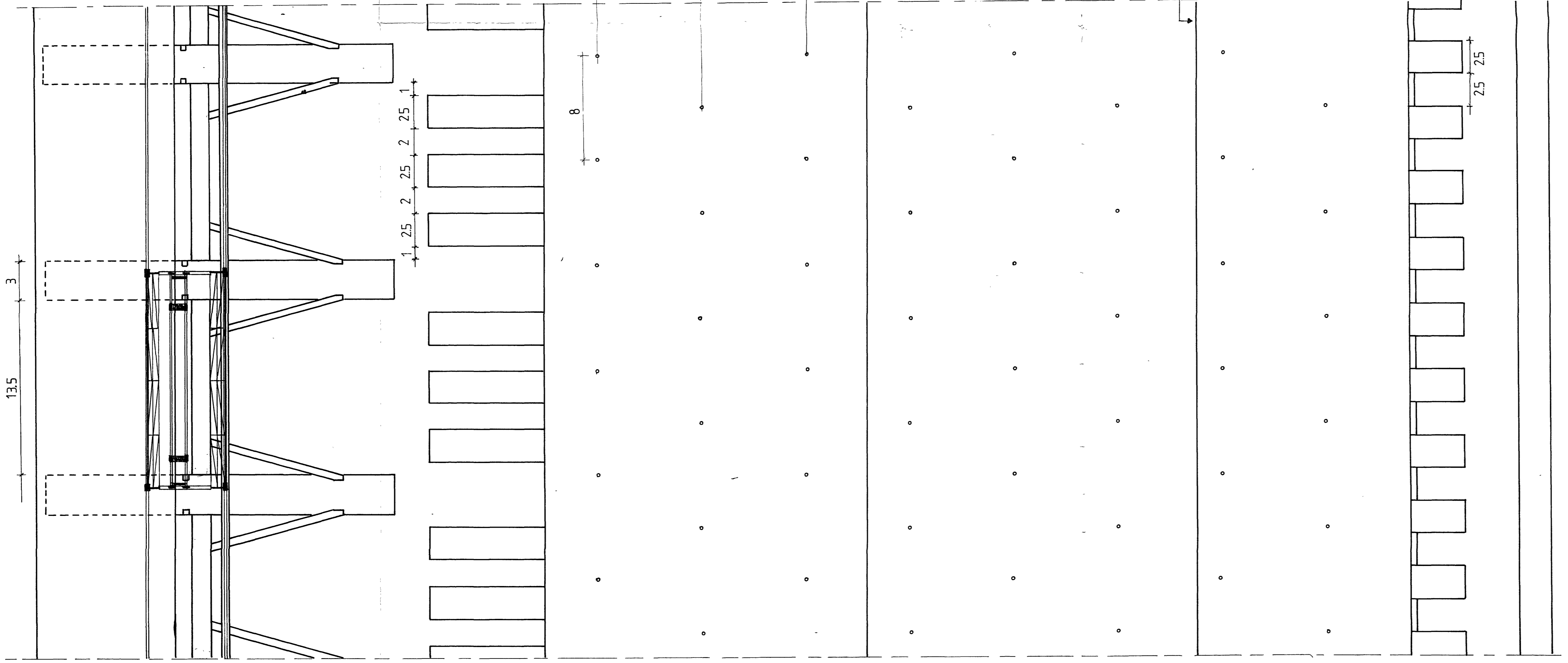
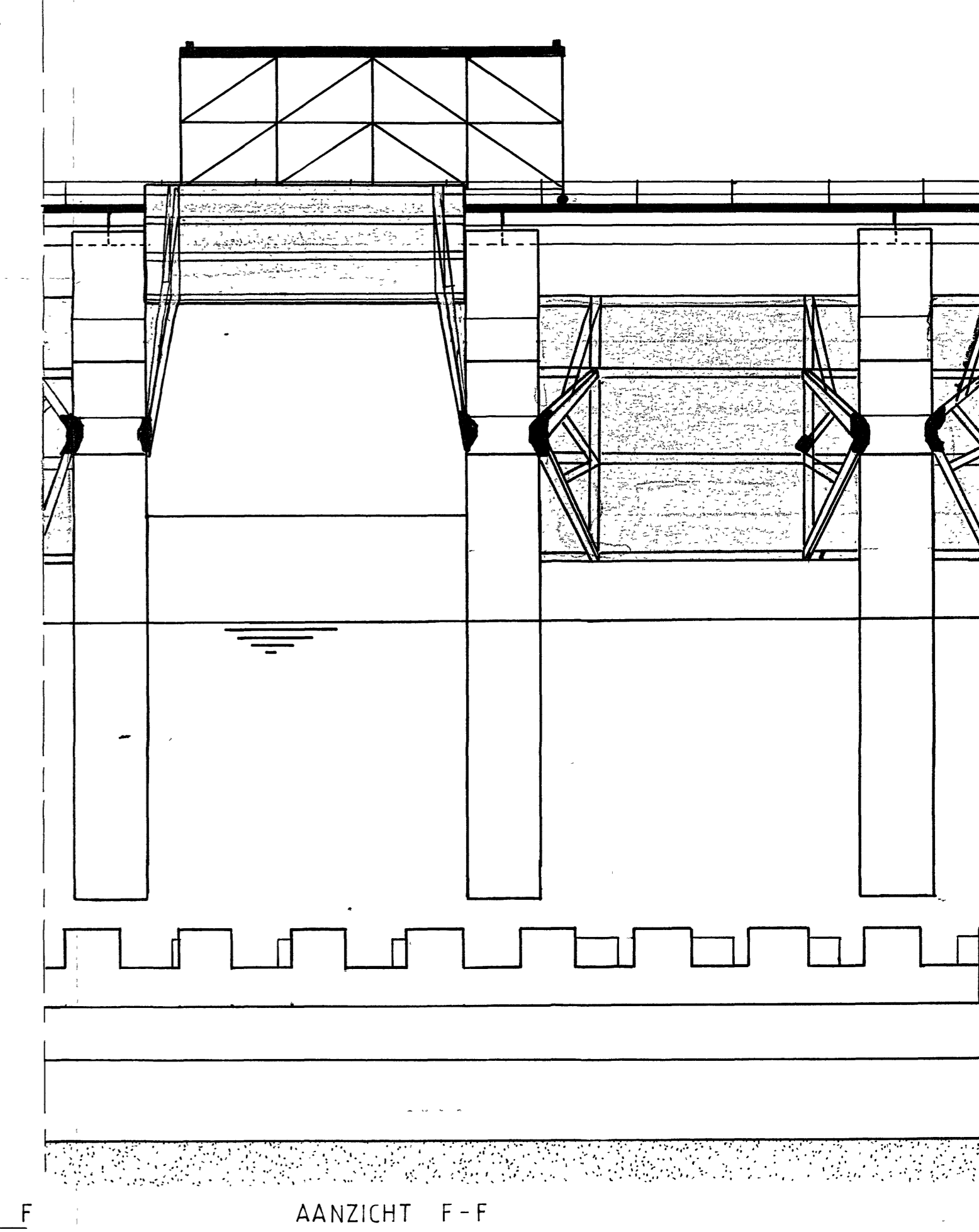
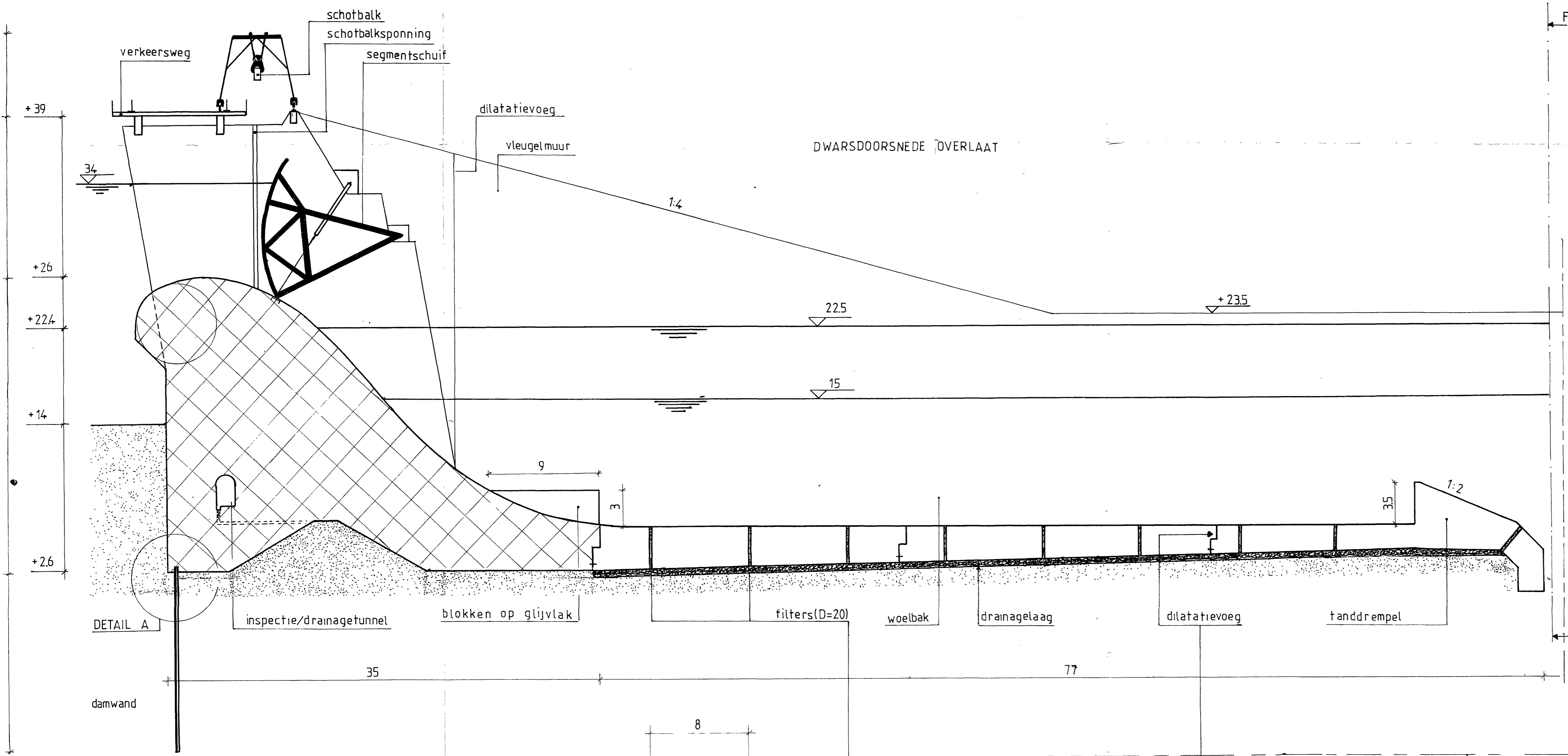


DRSN D-D



DRSN E-E

OVERLAAT TE ONITSHA, NIGERIA	
DOORSNEDES EN BOVENAANZICHT	SCHAAL 1: 500
	TEK. NR. 2
TU DELFT	DATUM AFD. CT
	JAN 1990 E. HAMERS



OVERLAAT TE ONITSHA, NIGERIA	
DOORSNEDE EN AANZICHTEN	SCHAAL 1:200
	TEK NR 3
TU DELFT	DATUM AFD CT
	JAN 1990 E. HAMERS

