

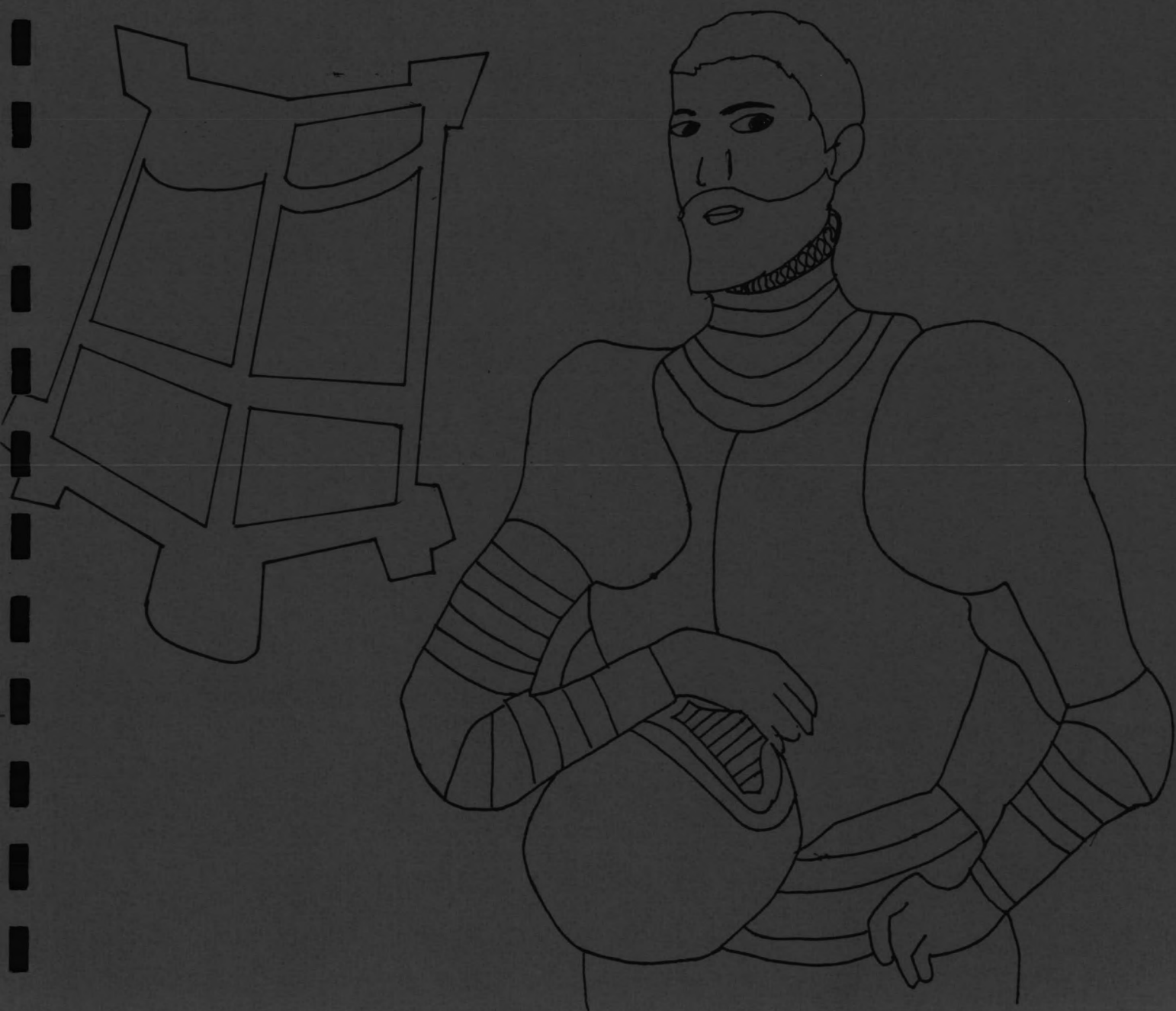
DIJKVERBETERING

ROND DE VESTINGSTAD

WOUDRICHEM

J. W. KLAREN

DEEL II



DIJKVERBETERING ROND DE VESTINGSTAD WOUDRICHEM
(afstudeerverslag)
mei 1987

J.W. Klaren

HOGLERAAR
prof. ir. A. Glerum

BEGELEIDERS
ir. G.J. Florian
ir. W. Meermans

INHOUD

pag. nr.

HOOFDSTUK I BESCHRIJVING WATERKERING + AANPAK PROBLEEM

I.1	beschrijving van de waterkering	1
I.2	methode van analyse	2
I.3	bezwijkmechanismen	8
	I.3.1 overlopen	8
	I.3.2 golfoverslag	9
	I.3.3 erosie buitentalud	10
	I.3.4 piping	11
	I.3.5 afschuiven & kantelen	11
	I.3.6 verlies stabiliteit buitentalud	12
	I.3.7 kruierend ijs	13
	I.3.8 scheepsbotsingen	13

HOOFSTUK II RELEVANTE GRENSTOESTANDEN

II.1	de stenen beren	15
	II.1.1 overlopen	16
	II.1.2 overslag	16
	II.1.3 kantelen & verschuiven	16
	II.1.4 bezwijken ondergrond	17
	II.1.5 bezwijken stenen constructie	17
	II.1.6 piping	17
II.2	gemetselde stenen muren	18
	II.2.1 overlopen & overslag	20
	II.2.2 kantelen en verschuiven	20
	II.2.3 bezwijken stenen constructie	21
	II.2.4 bezwijken ondergrond	21
II.3	de aarden wallen	21
	II.3.2 overlopen en overslag	23
	II.3.3 stabiliteitsverlies buitentalud	23
	II.3.4 erosie buitentalud	24
II.4	combinatie stenen muur aarden wal	24
	II.4.2 overlopen en overslag	25
	II.4.3 bezwijken buitentalud glijvlak	25
	II.4.4 erosie buitentalud	26
	II.4.5 kantelen, verschuiven, bezwijken ondergrond of stenen constructie	26
II.5	coupures	26
	II.5.1 overlopen en overslag	27

II.5.2 sluiting faalt	28
II.5.3 onderloopsheid	28

HOOFDSTUK III BEREKENING FAALKANSEN

III.1 de stenen beren	29
III.1.1 overlopen	29
III.1.2 overslag	30
III.1.3 verschuiven en kantelen	32
III.1.4 bezwijken ondergrond	37
III.1.5 bezwijken stenen constructie	38
III.1.6 piping	38
III.2 de stenen muren	43
III.2.1 overlopen	43
III.2.2 overslag	43
III.2.3 kantelen en verschuiven	45
III.2.4 bezwijken stenen constructie	50
III.2.5 bezwijken ondergrond	51
III.3 de aarden wallen	52
III.3.1 overlopen	52
III.3.2 overslag	52
III.3.3 stabiliteitsverlies buitentalud	54
III.3.4 erosie buitentalud	58
III.4 combinatie stenen muur aarden wal	59
III.4.1 overlopen	59
III.4.2 overslag	59
III.4.3 stabiliteitsverlies buitentalud	61
III.4.4 erosie buitentalud	61
III.4.5 kantelen verschuiven	61
III.4.6 bezwijken ondergrond	65
III.4.7 bezwijken stenen constructie	66
III.5 de coupures	66
III.5.1 overlopen	66
III.5.2 piping	68
III.6 beschouwing van de resultaten	69
III.6.1 overlopen en overslag	69
III.6.2 kantelen en verschuiven	69
III.6.3 bezwijken stenen constructie en ondergrond	72
III.6.4 piping	72
III.7 toetsing aan de norm	72

HOOFDSTUK IV VERBETERING IN DE HUIDIGE TOESTAND

IV.1 verbetering van de waterkering	75
IV.1.1 de stenen oeren	75
IV.1.2 de stenen muren	79
IV.1.3 de aarden wallen	81
IV.1.4 combinatie stenen muur aarden wal	84
IV.2 de mogelijkheden van een alternatief trace	
IV.2.1 het alternatieve trace	84
IV.2.2 ontwerpnorm voor de vesting	87
IV.2.3 beschouwing resultaten	92

HOOFDSTUK V DE COUPURE

V.1 de coupure	94
V.2 huidige toestand	96
V.3 ruimtelijk ontwerp	97
V.4 afsluitmiddel	101
V.5 constructie van de deur	104
V.6 berekening van de afmeting van de deur	107
V.6.1 bepaling afmeting gordingen	109
V.6.2 de stalen plaat	110
V.6.3 verbinding gording aan de verticale staanders	112
V.7 bewegingsmechanisme	113
V.8 waterdichte afsluiting	113
V.9 faalkans van de deur	114
V.10 de betonnen constructie	117
V.10.1 vleugelmuren	117
V.10.2 de deurkas	118
V.10.3 de drempel	118
V.10.4 fundering	118
V.10.5 de constructie	119
V.11 bepaling afmeting betonnen constructie	121
V.11.1 vleugelmuren	122
V.11.2 de balken	125
V.12 onder- en achterloopsheid	125

HOOFDSTUK I BESCHRIJVING WATERKERING + AANPAK VAN HET PROBLEEM

Dit hoofdstuk vormt een inleiding op de eigenlijke aanpak van het probleem. In eerste instantie zal hier geschetst worden hoe de waterkering er uitziet en wat zijn karakteristieke kenmerken zijn. Om het probleem te analyseren wordt er gebruik gemaakt van een analyse-methode die mogelijk enige toelichting behoeft. In deel twee van dit hoofdstuk wordt op deze analyse-methode nader ingegaan.

I.1 BESCHRIJVING VAN DE WATERKERING

De waterkering waarnaar hier de aandacht uitgaat is gesitueerd rondom het stadje Woudrichem. Het stadje ligt waar vroeger de Maas en de Boven Merwede samenstroonden. Tegenwoordig bevindt zich in dit gedeelte van de Maas een schutsluis zodat het water hier niet meer stroomt. Dit gedeelte heet nu toepasselijk de Dode of Afgedamde Maas.

De waterkering die Woudrichem en het achterliggende land, het Land van Heusden en Altena, beschermt, bestaat uit oude vestingwerken. In de loop van de geschiedenis zijn de vestingwerken een aantal malen gedeeltelijk verwoest en weer herbouwd. Dit heeft tot gevolg dat de kering nu bestaat uit een groot aantal verschillende profielen.

Door zijn ouderdom heeft de kering een bepaalde historische waarde. Het is dan ook niet verwonderlijk dat de waterkering naast een waterkerende functie ook een belangrijke functie heeft als cultuurhistorisch monument. De waterkering bezit momenteel een duidelijke relatie met de op sommige plaatsen zeer dicht achter de kering gelegen bebouwing. Een en ander heeft ertoe geleid dat het stadje momenteel een beschermd stadsgezicht heeft.

Wordt naar de waterkerende functie van de vestingwerken gekeken dan is het volgens de huidige opvattingen niet mogelijk om alleen naar de waterkering van Woudrichem te kijken maar zal de hele dijkring beschouwd moeten worden.

Onderdeel zijn van een dijkring betekent dat er aan elk onderdeel van de waterkering dezelfde eisen met betrekking tot de veiligheid moeten worden gesteld. Voor het Hoogheemraadschap Alm en Biesbosch, waarvan het Land van Heusden en Altena deel uitmaakt, is onlangs door de Minister van Verkeer en Waterstaat een veiligheidsnorm vastgesteld van 1/3000 in een jaar (lit 1). De consequenties van deze norm voor de dijkring zijn verstrekkend. Vrijwel de gehele dijkring moet verhoogd en verzwaard worden, wil hij aan deze norm voldoen.

Uit een tweetal onderzoeken blijkt dat ook het gedeelte rond Woudrichem niet voldoet aan deze norm (lit 2.3). Dit betekent dat ook hier de waterkering verbeterd moet worden.

Zoals bekend bestaat de waterkering uit vestingwerken die onderdeel uitmaken van een beschermd stadsgezicht. Een verbeteringsvoorstel dient dan ook te bestaan uit een zogenaamd uitgekend verbeteringsvoorstel. Dit betekent dat er rekening gehouden moet worden met de verschillende waarden van de waterkering. Voorop blijft echter staan dat de waterkering voldoende veiligheid biedt. Rekening houden met de cultuurhistorische waarden zal dan ook betekenen dat de waterkering in visueel opzicht niet wezenlijk mag veranderen.

Voordat het mogelijk is om een technische analyse te maken van de waterkering is het noodzakelijk dat het uiterlijk beschreven wordt. Er zal hier volstaan worden met een globale beschrijving van de kering. Verderop in dit rapport zullen de verschillende elementen meer in detail aan bod komen.

De waterkering heeft een totale lengte van ca. 1.5 km. Op de overzichtstekening I is de plattegrond van de kering weergegeven met enkele details. In totaal zijn er 25 verschillende profielen waaruit de waterkering is opgebouwd. Het is mogelijk om deze 25 profielen op te delen in 5 groepen:

- gemetselde stenen beren
- gemetselde stenen muren
- aarden wallen
- combinatie van stenen beren en aarden wallen
- coupure's

De eerste groep, de gemetselde stenen beren, bestaat uit twee elementen. De vorm van de beren is globaal driehoekig. Zij vormen het eerste en het laatste element en vormen derhalve de overgang tussen de vesting en de rest van de dijkring rond het Land van Heusden en Altena.

De gemetselde muren vormen de tweede groep van elementen. Zij bevinden zich aan de noordzijde van de stad. Voor de muren ligt de Afgedamde Maas. De muren bevinden zich vrijwel altijd in het water. Zij steken hoog boven het water uit (ca. 6 meter bij normale rivierwaterstand). Direct achter de muren bevindt zich bebouwing die vrijwel geheel boven de muren uitsteekt en zodoende vanaf de rivier goed zichtbaar is.

De derde groep wordt gevormd door de aarden wallen. Zij zijn voornamelijk gesitueerd aan de west- en de oostzijde van de stad en sluiten aan op de beren. Deze wallen zijn bekleed met gras dat het talud moet beschermen tegen golfaanval en stromingen. Bij normale rivierwaterstanden bevinden de wallen zich niet in het water zodat er dan geen gevaar van erosie is. Kenmerkend voor de wallen is hun steile talud (soms 1:1) en de begroeiing met bomen aan voet en kruin.

Bij de combinatie van muren met wallen, de vierde groep, is bovenop vrij lage muurtjes (ca. 3 meter) een aarden wal aangebracht. Kenmerkend voor de wallen zijn wederom de steile taluds. Ook hier steekt de bebouwing weer ver boven de waterkering uit. Deze elementen bevinden zich evenals de muren aan de noordzijde van de stad, waar zij aansluiten op de muren. Bij normale rivierwaterstanden bevinden zij zich niet in het water.

De laatste en vijfde groep van elementen wordt gevormd door de coupures's. In de waterkering bevinden zich twee coupure's die een belangrijke verkeersfunctie vervullen. De coupure's moeten ca. 1 maal per jaar gesloten worden. Hiertoe dienen twee rijen houten schotbalken in de stenen sponningen te worden aangebracht. Eventueel is het mogelijk om tussen de schotbalken klei of zand aan te brengen.

I.2

METHODE VAN ANALYSE

De waterkering bestaat uit een aantal verschillende elementen. Uit een tweetal onderzoeken (zie lit 2,3) is bekend dat een aantal van deze elementen niet voldoet aan de eisen die vanuit het oogpunt van veiligheid aan een waterkering worden gesteld. In deze onderzoeken zijn niet alle elementen van de waterkering beschouwd.

Het doel van dit afstudeerverslag is in eerste instantie dan ook:

Beoordelen welke bezwijkmechanismen relevant zijn voor de verschillende elementen. Vervolgens dienen de faalkansen bij de verschillende bezwijkmechanismen bepaald te worden en zal nagegaan worden hoe deze faalkansen bijdragen aan de totale faalkans van de waterkering.

Op basis van de faalkansberekeningen is het mogelijk, een verbeteringsvoorstel te maken zodanig dat de totale constructie een voldoende lage waarschijnlijkheid krijgt met betrekking tot falen en bezwijken.

Strikt genomen verschilt de betekenis van falen en bezwijken. Er wordt echter vanuit gegaan dat falen of bezwijken beide ongewenste gebeurtenissen zijn zodat het verschil in betekenis niet belangrijk is.

In deel I van dit rapport is uiteengezet dat het begrip risico centraal staat bij de analyse van de waterkering. Risico werd daar als volgt gedefinieerd:

$$\text{risico} = \text{kans} * \text{gevolg}$$

Van de twee elementen waaruit het risico is opgebouwd (kans en gevolg) is het gevolg in deel I vrij uitvoerig behandeld. Bepaald is daar wat het gevolg van inundatie van het Land van Heusden en Altena zal zijn, uitgedrukt in geld. Met behulp hiervan is bepaald wat de optimale faalkans voor de dijkring is.

Hier zal nader gekeken worden naar de faalkans. De faalkans van een element uit de waterkering kan nader geanalyseerd worden door te kijken naar de verschillende bezwijkmechanismen. Een mechanisme is gedefinieerd als: de wijze waarop de constructie op bedreigingen respondeert. Ieder mechanisme heeft een bepaalde waarschijnlijkheid (kans) van optreden. Een combinatie van de kansen van optreden van de mechanismen bepaalt de totale faalkans van een element.

Om ordening aan te brengen in de vele mechanismen kan gebruik worden gemaakt van een foutenboom of van een gebeurtenissenboom.

In de foutenboom wordt, uitgaande van een ongewenste gebeurtenis; geanalyseerd hoe deze mogelijk veroorzaakt kan worden. Omgekeerd kan in een foutenboom ook worden afgelezen welke parameters welke mechanismen beïnvloeden. Een tak van de foutenboom komt overeen met een mechanisme. In elke tak zijn de belasting- en de sterkteparameters die bepalend zijn voor een bepaald mechanisme terug te vinden. In de boom wordt gebruik gemaakt van OF en EN poorten. De EN poorten corresponderen met een parallelsysteem en de OF poorten met een seriesysteem. Bij een parallelsysteem bestaat de mogelijkheid dat falen van een van de elementen wordt opgevangen door andere elementen. Een voorbeeld van een parallelsysteem is een lift die aan meerdere kabels is opgehangen. Breuk van een van de kabels zal niet tot gevolg hebben dat de lift naar beneden valt. Bij het seriesysteem zijn de onderdelen zodanig gerangschikt dat het bezwijken van één onderdeel ogenblikkelijk leidt tot het bezwijken van

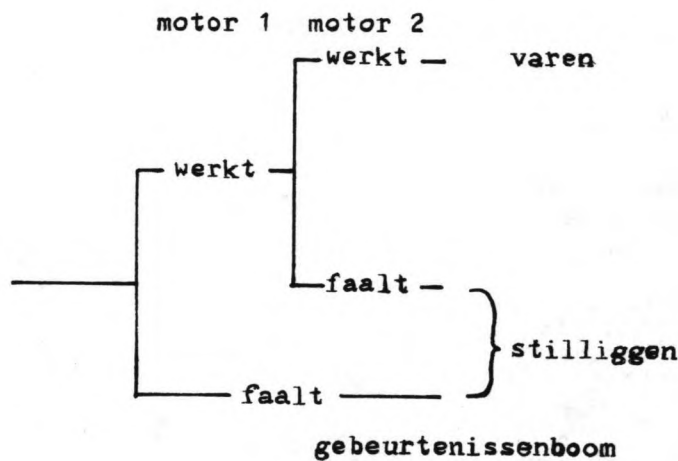
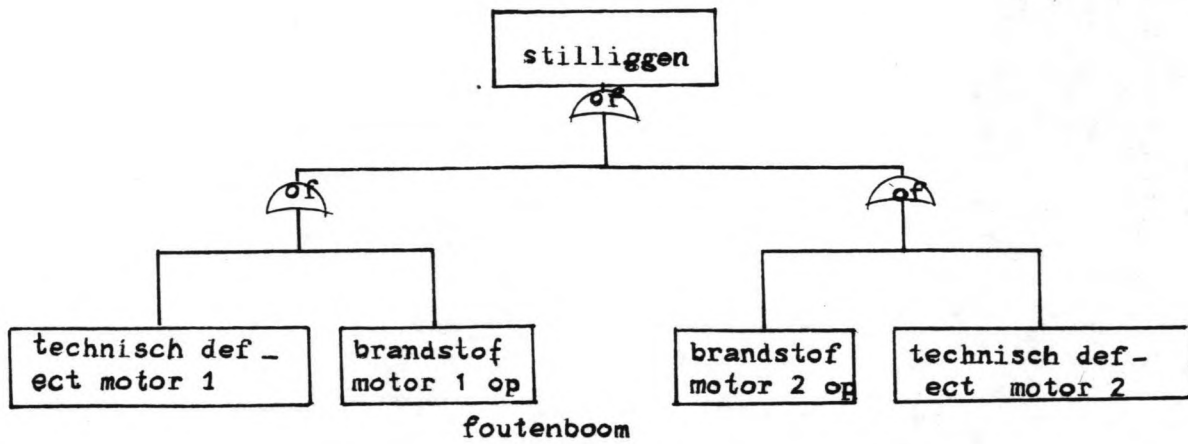
het gehele systeem. Een voorbeeld van een seriesysteem is een ketting. Breuk van een van de schakels zal tot gevolg hebben dat de ketting bezwijkt.

Bij een gebeurtenissenboom wordt vanuit de ongewenste begingebuurtenis gekeken naar de mogelijke reacties van het systeem. Een van de reacties zal die zijn, waarbij het systeem naar behoren functioneert. Het pad waarlangs deze "juiste reactie" plaatsvindt is terug te vinden in de gebeurtenissenboom, dit in tegenstelling tot de foutenboom.

Aan de hand van een voorbeeld zal het verschil tussen een foutenboom en een gebeurtenissenboom geïllustreerd worden. Het voorbeeld betreft het volgende: Een hovercraft beschikt over twee motoren. De eerste motor blaast lucht onder het kussen en de tweede verzorgt de voortstuwing. Indien een van beide motoren weigert zal het vaartuig niet kunnen varen. Dit wordt gezien als de ongewenste topgebeurtenis.

De foutenboom en de gebeurtenissenboom voor dit geval zijn hieronder weergegeven. In de foutenboom is te zien dat de twee gebeurtenissen: niet functioneren van de motoren, afhankelijk zijn. Beide gebeurtenissen kunnen optreden doordat de brandstof opraakt. Kennelijk is er een samenhang, een correlatie, tussen het al dan niet functioneren van beide motoren door het al dan niet aanwezig zijn van brandstof.

Aan de hand van dit voorbeeld is het tevens mogelijk het belang van de keuze van de topgebeurtenis te illustreren. Indien als topgebeurtenis gekozen wordt: het vaartuig zinkt, dan verandert de foutenboom. In de gebeurtenissenboom is de juiste reactie van het systeem te vinden in de bovenste tak van de boom (voor de verdere theorie omtrent deze "bomen" wordt verwezen naar de literatuur (lit 4)



Ook bij de foutenboom van de waterkering zal blijken dat tal van mechanismen gecorreleerd zijn. Zoals later zal blijken zal dit gevolgen hebben voor de berekening van de faalkansen.

In paragraaf 1.3 volgt een algemene beschouwing over de voor de waterkering van toepassing zijnde bezwijkmechanismen. Vervolgens zal, gebruikmakend van de indeling in groepen elementen zoals voorgesteld in paragraaf 1.1, per groep worden nagegaan welke grenstoestanden relevant zijn en welke gevolgen overschrijding van de grenstoestand kan hebben. In de volgende stap zal de foutenboom bepaald worden die behoort bij de waterkering. Als topgebeurtenis van de foutenboom zal inundatie van het Land van Heusden en Altena genomen worden.

Voor het vaststellen van de bij een bepaald mechanisme behorende faalkans zijn er in principe twee methoden. Ten eerste is het mogelijk de faalkans te schatten op grond van ervaring of intuïtie. Ten tweede is het mogelijk gebruik te maken van een probabilistische faalkansberekening. De voorkeur zal natuurlijk uitgaan naar berekening van de faalkansen. Voorwaarde om dit te kunnen doen is, dat er een rekenmodel voor het betreffende mechanisme bestaat. Voor een aantal mechanismen is geen rekenmodel bekend of het rekenmodel geeft een dermate slechte weergave van de werkelijkheid dat berekening van de faalkans niet bijzonder zinvol is. In die gevallen zal er volstaan moeten worden met een schatting van de faalkans. Wordt er gebruik gemaakt van een rekenmodel dan zal de basis van de berekening gevormd worden door de wiskundige formulering van het beschouwde mechanisme en de daarbij behorende grenstoestand. In het eenvoudigste geval komt dit neer op de volgende redeneering:

Stel de sterkte gelijk aan: R
Stel de belasting gelijk aan: S
Definieer nu de betrouwbaarheidsfunctie als:

$$Z = R - S$$

Indien de belasting de sterkte overtreft zal Z negatief worden en wordt de grenstoestand overschreden. Dit betekent dat het element faalt.

Voor het bepalen van de kans dat Z negatief wordt, staan verschillende technieken ter beschikking. Voor de inhoud en het verschil tussen deze technieken wordt verwezen naar de literatuur (zie lit 4).

In dit rapport zal gebruik worden gemaakt van een niveau II benadering. Bij deze methode wordt de betrouwbaarheidsfunctie gelineariseerd en alle niet-normale kansdichtheidsfuncties worden vervangen door normale kansdichtheidsfuncties. Voor de berekeningen wordt gebruik gemaakt van een computerprogramma dat gebruik maakt van de Approximate Full Distribution Approach (AFDA) methode.

Met deze methode is het niet mogelijk om correlaties tussen variabelen in rekening te brengen. Dit betekent, dat verondersteld moet worden dat alle variabelen onafhankelijke zijn. Zoals hiervoor bij het voorbeeld van de foutenboom en gebeurtenissenboom reeds naar voren kwam, is dit niet in overeenstemming met de werkelijkheid.

Nadat voor een element de bij de relevante mechanismen behorende faalkansen bepaald zijn, zal de totale faalkans voor het element bepaald moeten worden. Zoals hiervoor reeds

opgemerkt werd. is de totale faalkans een combinatie van afzonderlijke faalkansen behorend bij de mechanismen. Doordat er tussen de mechanismen correlaties kunnen optreden is het moeilijk en met de huidige stand van de techniek vaak onmogelijk om de exacte faalkans van een element te bepalen. Wel is het mogelijk om op eenvoudige wijze een boven- en ondergrens te bepalen met de volgende formules:

bovengrens: Σ (faalkansen behorend bij mechanismen)
ondergrens: MAX (faalkansen behorend bij mechanismen)

De bovengrens treedt op als de mechanismen elkaar uitsluiten. Dit is het geval indien de mechanismen volledig onafhankelijk zijn. In de foutenboom komt dit overeen met OF poorten.

De ondergrens treedt op bij volledige afhankelijkheid van de mechanismen. Dit wil zeggen falen volgens een mechanisme impliceert falen volgens alle andere mechanismen. In de foutenboom komt dit overeen met EN poorten.

Met bovenstaande formules kan tevens de totale faalkans van het systeem benaderd worden. Een belangrijke beperking is echter dat er geen rekening wordt gehouden met het lengte effect van de profielen. De faalkans wordt steeds berekend voor een klein deel van het profiel (bijv 1 strekkende meter). De verschillende parameters die de sterkte en belasting van een mechanisme bepalen zullen niet constant zijn over de lengte. De faalkans voor een bepaald mechanisme kan zodoende verschillen vertonen over de lengte van het profiel. Het lengteeffect heeft zodoende invloed hebben op de grootte van de faalkans van het systeem. Naarmate een profiel langer wordt zal de faalkans langzaam toenemen. Bij de benadering van de faalkans van het systeem wordt deze invloed buiten beschouwing gelaten.

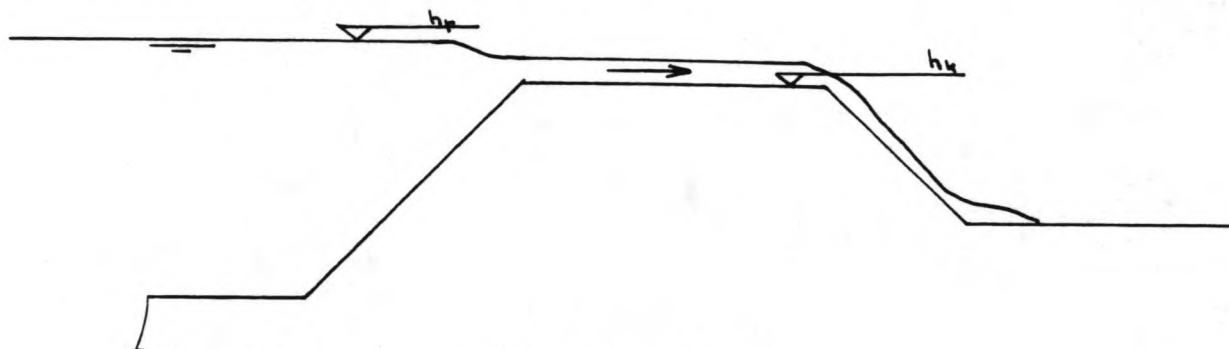
I.3 BEZWIJKMECHANISMEN

De belangrijkste bezwijkmechanismen voor de waterkering bij Woudrichem met de bij overschrijden behorende gevolgen zullen hieronder kort worden behandeld.

I.3.1 OVERLOPEN

Het overlopen van de waterkering is een bekend mechanisme. Zodra het water boven de kruin van de waterkering uitstijgt is falen een feit. De waterkering bij Woudrichem bestaat uit verschillende elementen die in hoogte variëren. de hoogte van de kering. Het gevolg hiervan is dat bij wassend water

overlopen op verschillende plaatsen eerder of later zal optreden. De gevolgen van overlopen gedurende langere tijd is in het algemeen dat het achterland zich vult met water. Ook kleine hoeveelheden overstromend water zullen bij de waterkering van Woudrichem op sommige plaatsen al schade kunnen veroorzaken, omdat zich op zeer korte afstand achter de waterkering bebouwing bevindt.

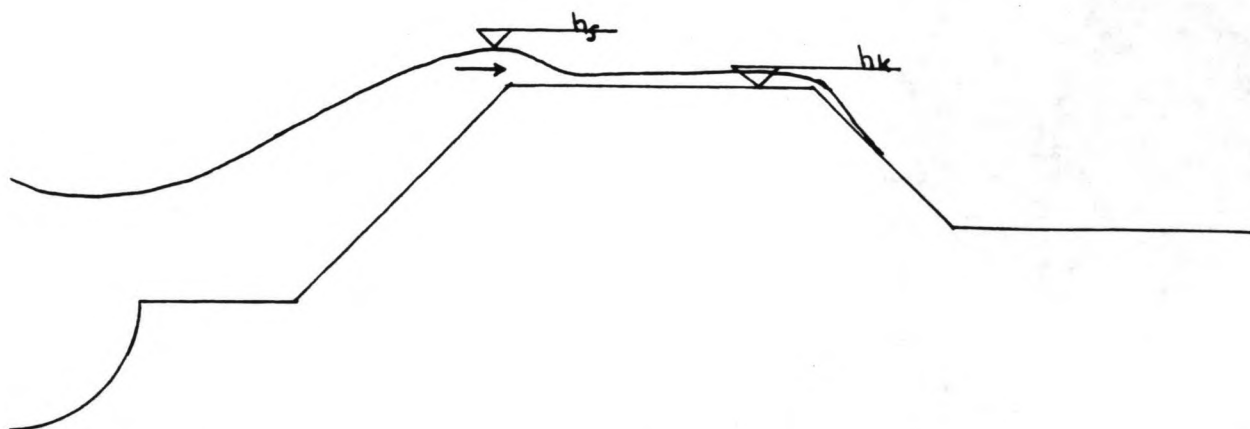


Golfoverslag speelt voor een waterkering een belangrijke rol bij de dimensionering. Het debiet veroorzaakt door golfoverslag is meestal niet voldoende groot om de polder te vullen. Veel belangrijker is dat de golven die over de kering slaan de stabiliteit van het binnentalud kunnen aantasten. Uiteindelijk kan dit leiden tot afschuiven van het binnentalud.

Belangrijk voor het debiet is de waterstand op het moment dat golfoverslag optreedt. Bij een hoge waterstand zullen kleine golven reeds over de kering kunnen slaan. Bij een lagere waterstand zullen de golven hoger moeten zijn.

Om daadwerkelijk tot groot gevaar te leiden is het noodzakelijk dat er een grondmechanisch bezwijkmechanisme volgt. Hierbij moet vooral aan afschuiven van het binnentalud worden gedacht. Het afschuiven van een deel van het binnentalud van de dijk treedt op als het aandrijvende moment, dat geleverd wordt door het gewicht van de grondmoot, het tegenwerkende moment van de gemobiliseerde schuifspanningen langs de omtrek overtreft.

In de grenstoestand spelen grondeigenschappen, de ligging van het freatische vlak en de geometrie van de waterkering een rol.

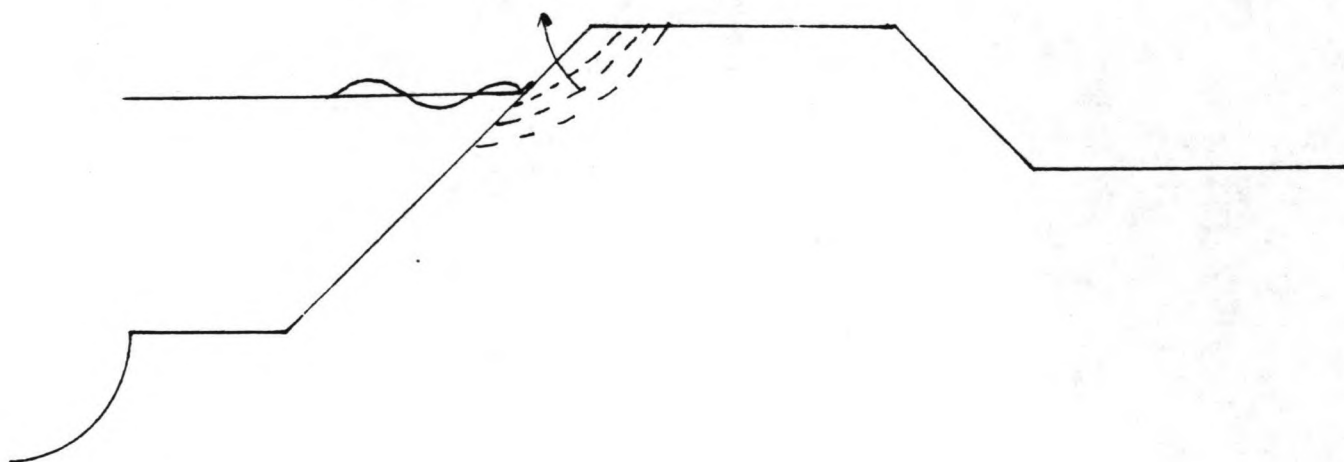


1.3.3 EROSIE BUITENTALUD

Erosie van het buitentalud kan leiden tot doorbraak van de waterkering. Dit mechanisme kan optreden wanneer de kering niet voldoende beschermd is tegen golven. De golven zullen de bekleding beschadigen of zelfs wegspoelen. Nadat dit gebeurd is zullen golven en stroming de grond wegspoelen. De waterkering wordt zo in feite weggevreten.

Teneinde de golfaanvallen te kunnen weerstaan bij normale rivierwaterstanden wordt er een bekleding op de waterkering aangebracht. De belasting grijpt gedurende lange tijd aan op een beperkt oppervlak zodat bescherming noodzakelijk is. Bij hogere waterstanden is er meestal geen andere bekleding dan gras. Uit ervaring is bekend dat een grasmat sterk genoeg is om golfaanvallen te weerstaan.

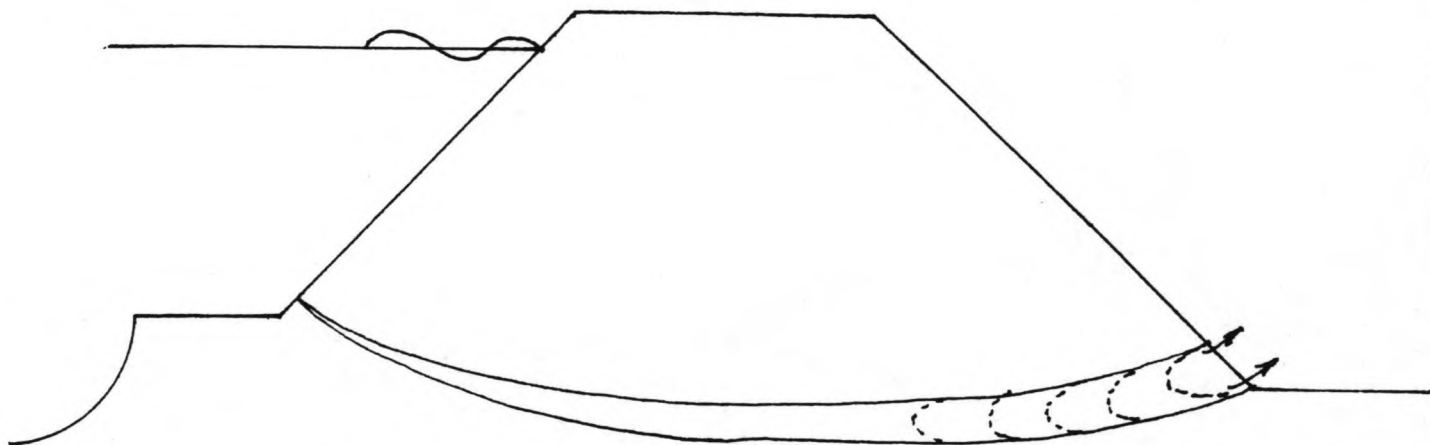
De golfaanvallen worden veroorzaakt door scheeps- en windgolven. Oplettendheid is derhalve geboden omdat de haalgolfbelasting toeneemt wegens toenemend motorvermogen van de schepen.



I.3.4 PIPING

Bij grote interne verhangen, die veroorzaakt worden door hoge waterstanden, bestaat de mogelijkheid dat er erosie aan de binnentoe van de dijk optreedt. De erosie zal zich voortplanten in de richting waarin het verhang het grootst is. Er ontstaat een soort pijp onder de dijk door. Het betreft hier een lokaal verschijnsel. De stabiliteit van de dijk zal dan ook niet direct in gevaar komen. Pas wanneer er op veel plaatsen pijpvorming optreedt kan als gevolg hiervan bezwijken van de dijk plaats vinden.

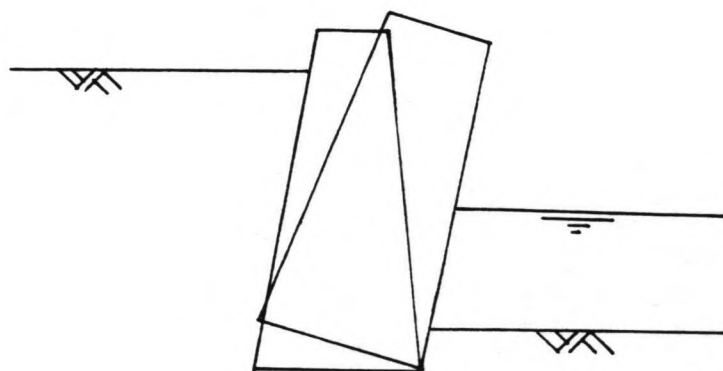
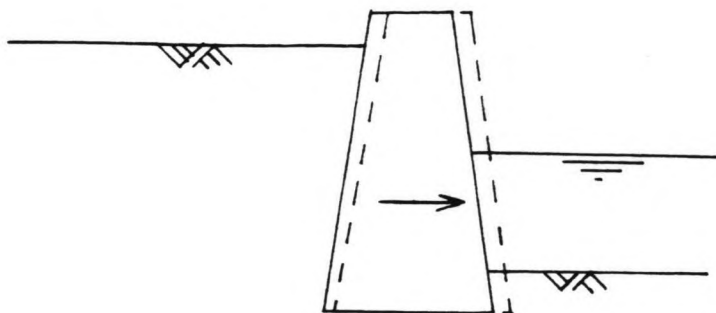
In veel gevallen is dit mechanisme maatgevend bij de dimensionering van rivierdijken. Een gunstige invloed op dit mechanisme heeft de hoge ligging van het maaiveld aan de binnenzijde van de waterkering van Woudrichem. Dit mechanisme zal bij de analyse van de waterkering gezien worden als falen per definitie.



I.3.5 AFSCHUIVEN & KANTELEN

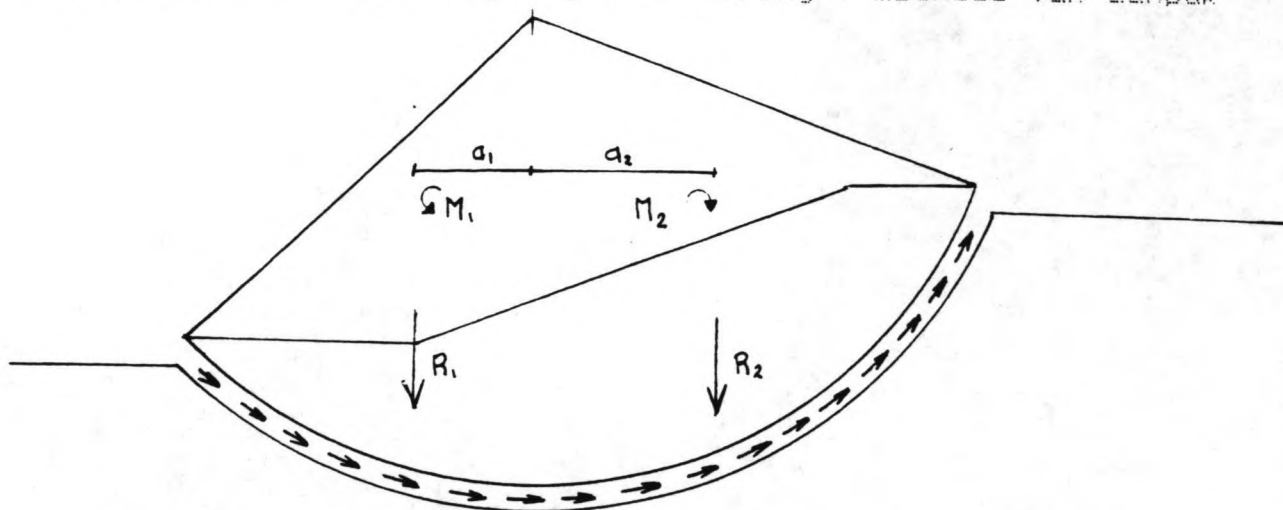
De krachten die ontstaan ten gevolge van de hydrostatische waterdruk kunnen een waterkering doen verschuiven of kantelen.

Bij rivierdijken is dit bezwijkmechanisme onwaarschijnlijk. De waterkering van Woudrichem bestaat echter wel uit een aantal profielen waarbij het bij een aantal profielen zoals de beren en de muren zeer goed mogelijk is dat deze grenstoestanden maatgevend zijn. In deze grenstoestanden spelen het gewicht de geometrie en de waterdruk een belangrijke rol.



I.3.7 VERLIES STABILITEIT buitentalud

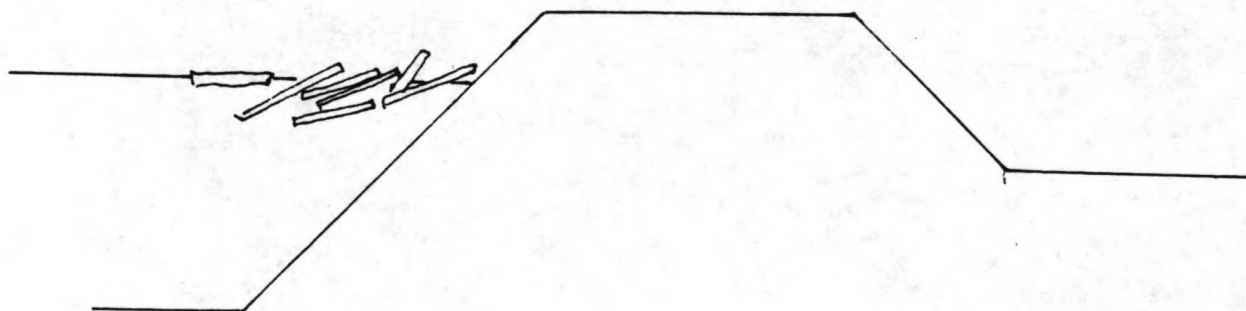
De grenstoestand grondmechanisch bezwijken is weergegeven in onderstaande figuur. Overschrijding van deze grenstoestand zal geschieden indien het aandrijvende moment het weerstrevende moment overtreft. Een dergelijk mechanisme kan vooral optreden na een periode van hoogwater. Tijdens de hoogwaterperiode zal er water in de aandrijvende grondmoot dringen. Het effect van dit water is dat ten eerste de grondmoot "zwaarder" en ten tweede de korreldruk (en daarmee de wrijving) afneemt. Treed er nu een plotselinge val van het rivierwater op dan zal de "steundruk" aan de buitenzijde wegvallen en is afschuiven mogelijk. Deze grenstoestand kan optreden bij de aardten wallen en de stenen muren. Bij de stenen muren zullen de glijvlakken onder de muren doorlopen.



I.3.7 KRUIEND IJS

De afgelopen winters hebben kruierend ijs weer actueel gemaakt nadat deze grenstoestand enigzins in de vergetelheid was geraakt door de zachte winters daarvoor.

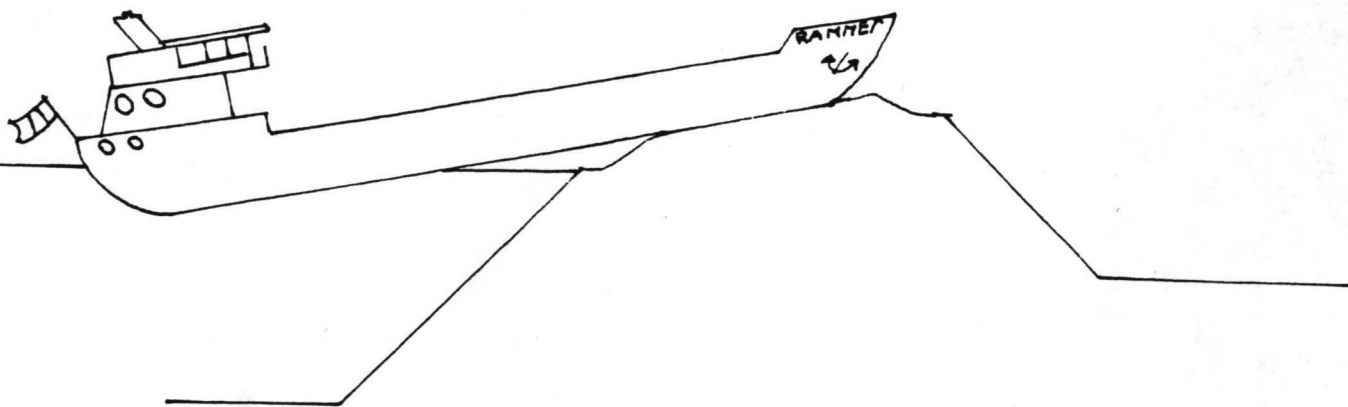
Het kruierende ijs kan twee gevaarlijke gevolgen hebben. Ten eerste is het mogelijk dat het ijs het buitentalud van de waterkering aantast. Hierbij moet vooral aandacht besteed worden aan die plaatsen op het buitentalud die beschermd worden door gras. Ten tweede is het mogelijk dat zich in de rivier ijssdammen gaan vormen die het water opstuwen tot onverwachte hoogten.



I.3.8 SCHEEPSBOTSINGEN

De steeds grotere scheepsafmetingen, de hogere vaarsnelheden en de toenemende verkeersintensiteit zijn factoren die het waarschijnlijker maken dat scheepsbotsingen optreden. Een aanvaring met een waterkering kan ernstige gevolgen hebben. In het algemeen rekent men weinig met deze grenstoestand. Wel is het steeds vaker een overweging om waterkeringen breder te maken.

hoofdstuk I beschrijving waterkering + methode van aanpak



HOOFDSTUK II RELEVANTE GRENSTOESTANDEN

II.1 DE STENEN BEREN

Het eerste en het laatste element van de waterkering wordt gevormd door de stenen beren. Zij vormen de overgang van de vestingswerken van Woudrichem en de rest van de dijkkring van het Land van Heusden en Altena.

Op tekening I is de situatie weergegeven. De afmeting van de beren is weergegeven op de tekeningen 2 en 3. Voor de afmetingen van de niet zichtbare delen van de beren zijn de maten aangenomen zoals die voorkomen in historische tekeningen. Er bestaan geen vermoedens dat de afmetingen tussentijds gewijzigd zijn zodat deze aanname gerechtvaardigd lijkt.

Volgens deze historische tekeningen zijn de beren gefundeerd op palen. Uit ontgravingen gedaan bij andere profielen (stenen muren) van de waterkering (lit 2) is komen vast te staan dat de conditie waarin het hout verkeert zeer slecht is. Er zal hier dan ook verondersteld worden dat de palen onder de beren geen constructieve betekenis meer hebben zodat de beren op staal gefundeerd zijn.

Achter de beren bevindt zich een binnenwater dat ooit deel heeft uitgemaakt van de grachten die de vesting vroeger omsloten. De waterspiegel van dit water ligt hoger dan het polderpeil. Via een overlaat kan het water verder de polder instromen. De bodem van dit water ligt op ca. N.A.P. - 2 m terwijl de waterspiegel ca. op N.A.P. ligt.

De beer aan de westzijde van de vesting is waarschijnlijk het jongste element van de waterkering. Volgens een gedenksteen in de beer is deze in het midden van de vorige eeuw vernieuwd.

Momenteel vervult deze beer naast zijn waterkerende functie ook een verkeersfunctie. Over een houten noodconstructie die over de beer loopt is het mogelijk om als voetganger vanuit de vesting de nieuwbouwwijken te bereiken.

Voor de beer ligt een uiterwaard met een lengte van ca 30 m. In deze uiterwaard bevindt zich loodrecht op de beer een slootje dat ooit deel heeft uitgemaakt van de vestinggracht. De bodem van dit slootje ligt op ca. N.A.P. - 2 m, de breedte kan geschat worden op 12 meter. De uiterwaard is begroeit met allerlei bomen en struiken.

Voor de tweede beer bevindt zich water dat in verbinding staat met de Afgedamde Maas. Door dit water, op ca. 50 meter

voor de beer, loopt, een smalle verkeersweg over een lage dijk, die bij hoogwater onder water verdwijnt. Aan weerszijden van de rijbaan, van de verkeersweg bevinden zich bomen. De bodem van dit water bevindt zich op ca. N.A.P. - 1 m.

De begroeiing die zich voor de beren bevindt zal een gunstig effect hebben op de verschillende grenstoestanden. Omdat het onzeker is of de begroeiing in de toekomst gehandhaafd blijft zal bij de berekeningen verondersteld worden dat deze niet aanwezig is.

De toestand van het metselwerk van de twee beren is redelijk goed. Wel dient enig achterstallig onderhoud gedaan te worden (zie lit 5). Indien blijkt dat de beren voldoen aan de eisen die gesteld worden vanuit het oogpunt van veiligheid, is er dus geen reden om ze te vervangen. De relevante grenstoestanden en de gevolgen van overschrijding hiervan zullen hieronder besproken worden

II.1.1 OVERLOPEN

Het overlopen van kleine hoeveelheden water zal niet direct rampzalige gevolgen hebben. Het zal duidelijk zijn dat een waterstand die langdurig hoger is dan de beer tot gevolg zal hebben dat de polder onderloopt. Wanneer er water over de beer heen loopt zal dit vrij naar beneden vallen wat tot gevolg kan hebben dat de grond achter de beer wordt weggeslagen. Dit kan mogelijk het mechanisme kantelen of verschuiven inleiden.

II.1.2 OVERSLAG

Voor dit mechanisme geldt net zoals voor overlopen dat het water dat over de beer slaat de grond achter de beer kan wegspoelen. Wordt de grond achter de beer niet weggespoeld of worden er maatregelen genomen om dit wegspoelen te voorkomen dan zal overslag van water niet direct schadelijke gevolgen hebben. De hoeveelheid overslag die geaccepteerd kan worden is afhankelijk van de bergende capaciteit van de polder en de mogelijkheid om het water weg te malen.

II.1.3 KANTELEN & VERSCHUIVEN

Tijdens een periode van hoogwater zal er tegen de beren een grote hydrostatische druk ontstaan. Ten gevolge van deze druk is het mogelijk dat de beren gaan kantelen of verschuiven. De parameters die van invloed zijn op deze twee mechanismen

vertonen grote gelijkenis. De gevolgen van kantelen of verschuiven zijn rampzalig. Deze grenstoestanden zullen namelijk overschreden worden tijdens een periode van hoogwater. Dit betekent dat er een gat van enkele tientallen meters breed en enkele meters diep in de waterkering zal ontstaan waardoor het water naar binnen zal stromen gedurende de rest van de hoogwaterperiode.

II.1.4 BEZWIJKEN ONDERGROND

Er wordt aangenomen dat de beren op staal zijn gefundeerd. Dit betekent dat de ondergrond de constructie moet kunnen "dragen". De ondergrond wordt belast door het eigen gewicht van de beren en indirect door de belastingen die op de beren werken. Een extreme situatie treedt op tijdens een periode van hoogwater. De momenten worden als krachten overgedragen naar de ondergrond. Het is mogelijk dat de ondergrond onvoldoende draagkracht heeft en plaatselijk sterk vervormt. Op deze wijze kan kantelen van de beren worden ingeleid. De gevolgen van overschrijden van deze grenstoestand zijn dan ook hetzelfde als voor kantelen of verschuiven.

II.1.5 BEZWIJKEN VAN DE STENEN CONSTRUCTIE

Het gevaar voor bezwijken van de stenen constructie zal het grootst zijn wanneer de beren het zwaarst belast worden. Dit zal gebeuren tijdens een periode van hoogwater. Indien de toelaatbare spanningen in het metselwerk overschreden worden kan dit verstrekkende gevolgen hebben voor de beren. Mogelijk is dat er scheuren ontstaan die door de hele beer heen gaan lopen. Door deze scheuren zal mogelijkerwijs het verband in de constructie verbroken worden en in extreme situaties zal dit kunnen leiden tot bezwijken van de beren. Ook is het mogelijk dat er een deel van de beer afscheurt zodat deze kan gaan kantelen of verschuiven. Hiervoor is reeds beschreven dat overschrijden van deze grenstoestanden hoogst onwenselijk is. Het mechanisme bezwijken van de stenen constructie moet dan ook gezien worden als een grenstoestand die een inleiding vormt voor andere mechanismen. Welk mechanisme ingeleid wordt is moeilijk vast te stellen. De uiteindelijke gevolgen zullen zijn dat de polder inundeert.

II.1.6 PIPING

Er betaan twee mogelijkheden voor pijpvorming. Ten eerste is het mogelijk dat er pijpvorming direct onder de beer door plaatsvindt. De grond bestaat hier uit een klei veenachtig

mengsel. Pijpvorming door een dergelijke grondlaag ligt niet voor de hand. De kwelweg is dermate kort en de waterdruk kan zo hoog oplopen dat er toch een reeel gevaar voor pijpvorming aanwezig is.

Ten tweede is het mogelijk dat er pijpvorming plaatsvindt door de dieper gelegen zandlaag heen. Voorwaarde is nu dat de klei veenachtige laag verstoord wordt. Dit kan gebeuren doordat de bodem van de gracht opbarst door de hoge waterdrukken. Ook is het mogelijk dat er een oneffenheid of onvolkomenheid aanwezig is in de afdekkende laag.

Met zekerheid is te zeggen dat er op een plaats vrij ver achter de beren een gat in de afdekkende laag is. Enige jaren geleden is hier een stok (diameter van ca. 0,1 m) vrij ver de grond in geboord. Sindsdien heeft zich hier een wel ontwikkeld. Deze wel ligt onder water en is zodoende niet met het oog waarneembaar. Een indicatie dat hij wel aanwezig is wordt gevormd doordat het water rond deze stok niet bevriest.

Nadat de afdekkende laag opgebarsten is zal er pijpvorming kunnen optreden door de onder deze laag liggende zandlaag. Het opbarsten kan gezien worden als een voorwaarde alvorens er pijpvorming langs deze weg kan plaatsvinden.

Indien de grenstoestand oeping overschreden wordt en er wellen ontstaan, bestaat de mogelijkheid dat de beren langzaam ondermijnd worden. Er zullen nu kanalen onder de beer door ontstaan die langzaam uitschuren. Over het algemeen zal de tijd die hiermee gemoeid is lang zijn. Helaas ontbreekt het inzicht in de snelheid waarmee de pijpvorming plaatsvindt zodat het niet mogelijk is om te bepalen wanneer er acuut gevaar voor de stabiliteit van de kering optreedt.

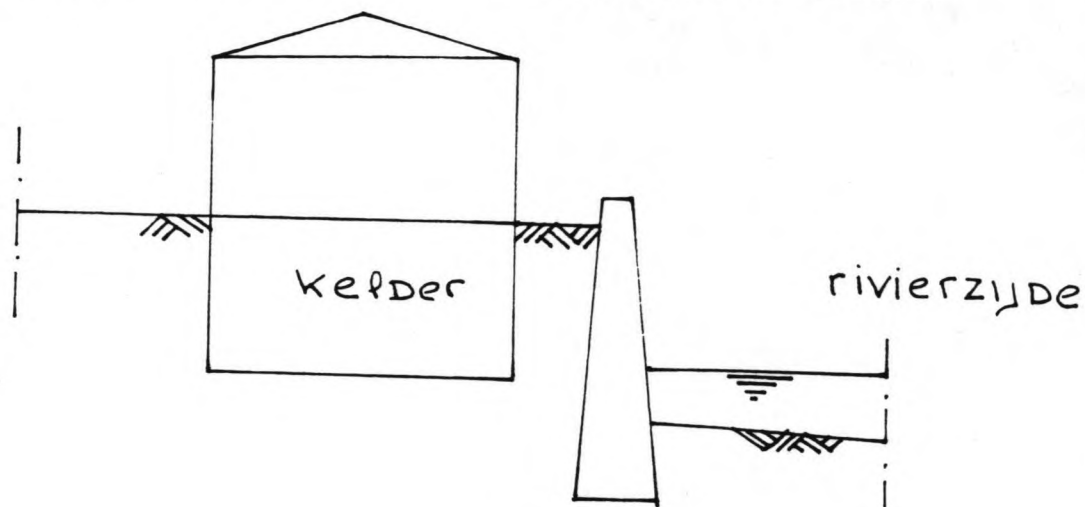
II.2

GEMETSELDE STENEN MUREN

De gemetselde stenen muren bevinden zich in profiel 10 t/m 14. De profielen grenzen aan de Afgedamde Maas met uitzondering van profielen 10 en 11 die zich bevinden op de plaats waar de rivieren samenkomen.

Bij een eerste aanblik lijkt het of er bij de profielen 12, 13 en 14 sprake is van één profiel. Pas bij nadere beschouwing blijkt dat de profielen uiterlijk kleine verschillen vertonen. Het maaiveld voor de stenen muren dat op ca. N.A.P. + 1.50 m ligt; is onbeschermd. Bij normale rivierwaterstanden ligt dit net boven de waterspiegel. Achter de kering bevindt zich een voetpad dat ca. 2 meter breed is waarna de bebouwing begint. De bebouwing bestaat

hier uit woonhuizen. Met behulp van de onderstaande figuur is het mogelijk om een indruk van de situatie te krijgen.



Zoals uit de tekening blijkt, liggen er kelders onder het maaiveld. Tijdens een hoogwaterperiode zal de freatische lijn achter de kering stijgen waardoor de kelders onder water kunnen lopen. Opvallend is het dat bij deze kelders nog nimmer waterdoorslag geconstateerd is.

Enigzins afwijkend is de situatie bij de profielen 10 en 11. Aan de buitenzijde van de muren ligt het maaiveld op ca. N.A.P. + 3 m en is bestraat. Dit is de plaats waar de veerboot van en naar Gorinchem afgemeerd wordt. Via de coupure, die tussen de profiel 10 en 11 is ingeklemd, kan het veer bereikt worden. Het maaiveld achter de muren ligt bij de profielen 10 en 11 iets lager dan bij de andere profielen.

Uit het onderzoek dat gedaan is naar de funderingen is komen vast te staan dat de muren gefundeerd zijn op houten roosterwerken. Het hout van deze roosterwerken bleek op de meeste plaatsen verrot te zijn. Constructief moeten de muren gezien worden als gewichtsconstructies waarvan de achterzijde is aangevuld met grond.

Om een indruk te krijgen van de kwaliteit van het metselwerk zijn op verscheidene plaatsen uit de muren boorkernen geboord. Uit proeven is naar voren gekomen dat de kwaliteit van het metselwerk qua trek- en drukstrekte voldoet aan NEN 3853 (TGB 1972 steen).

Naast informatie over de kwaliteit van het metselwerk geven de boorkernen ook een indruk van het verloop van de

achterzijde van de constructie. De meest gedetailleerde informatie is beschikbaar van de muur in profiel 12 waar op drie hoogten boorkernen zijn gemaakt.

Hoewel de kwaliteit van het metselwerk voldoet aan de eisen moeten er toch vraagtekens worden geplaatst bij de algemene toestand van de muren. Zo kunnen in de muren op een aantal plaatsen verticale doorgaande scheuren worden waargenomen, en mist er mortel uit de voegen. Vlak voor de profielen 12, 13 en 14 liggen enige honderden stenen die waarschijnlijk, een exacte plaats is moeilijk aan te wijzen, uit de muur afkomstig zijn. Het is onduidelijk of op grond van bovenstaande gebreken de muren vervangen moeten worden.

Door de vrij hoge ligging van het maaiveld aan de binnenzijde zijn de grenstoestanden "piping" en "opbarsten" onwaarschijnlijk. Van behandeling van deze grenstoestanden zal dan ook voor de gemetselde stenen muren worden afgezien.

II.2.1 OVERLOPEN & OVERSLAG

Bij overschrijding van deze grenstoestanden zal er vrijwel direct schade kunnen optreden aan de achter de muren gelegen woonhuizen. Dit zal geen gevolgen hebben voor de waterkering zelf.

Veel ernstiger is het wanneer de grenstoestanden langdurig overschreden worden. Het is dan mogelijk dat de grond achter de muren verzadigd raakt met water. Het gevolg hiervan kan zijn dat de stabiliteit van de muren in gevaar komt.

II.2.2 KANTELEN EN VERSCHUIVEN

Overschrijding van de grenstoestanden kantelen en verschuiven is mogelijk na een periode van hoogwater wanneer het rivierwater snel gedaald is en het freatische vlak deze daling niet heeft kunnen volgen. Door de hoge ligging van het freatische vlak zal er een waterdruk achter de muur ontstaan. Indien de druk hoog oploopt is het mogelijk dat de muur gaat verschuiven of kantelen.

Strikt genomen zal kantelen of verschuiven in deze situatie geen bijzonder ernstige gevolgen hebben. Het rivierwater zal immers vrij laag staan. Gevaarlijk wordt de situatie pas indien na een eerste periode van hoogwater er een tweede volgt. Toch zal kantelen of verschuiven als een gevaarlijk mechanisme worden aangemerkt omdat er in feite na kantelen of verschuiven geen waterkering meer aanwezig is.

Overschrijding van deze grenstoestand zal daarom als falen per definitie gezien worden.

II.2.3 BEZWIJKEN STENEN CONSTRUCTIE

Onder de omstandigheden waaronder kantelen of bezwijken kan optreden is het ook mogelijk dat de stenen constructie bezwijkt. De meest waarschijnlijke plaats waar het metselwerk kan scheuren is de plaats waar de grootste momenten optreden. Dit zal zijn aan de voet van de muur. De gevolgen van overschrijding van deze grenstoestand zullen niet direct tot een gevaarlijke situatie leiden. Wat de gevolgen op langere termijn zijn is moeilijk in te schatten. Overschrijding zal gezien worden als bezwijken per definitie.

II.2.4 BEZWIJKEN VAN DE ONDERGROND

Indien de spanningen in de ondergrond te hoog oplopen is het mogelijk dat de grenstoestand bezwijken van de ondergrond overschreden wordt. De meest kritieke situatie zal zich voordoen als de muren het zwaarst belast zijn. Bij overschrijding van de grenstoestand zal de ondergrond sterk vervormen. Uiteindelijk kan dit leiden tot kantelen van de kering.

II.2.5 AFSCHUIVING OVER EEN DIEP GLIJVLAK

Het is mogelijk dat er onder de muur door een diep glijvlak ontstaat. Het meest waarschijnlijk is het dat dit gebeurt na een periode van hoogwater. Indien de grenstoestand overschreden wordt ontstaat een situatie waarvan de gevolgen veel lijken op die van kantelen of verschuiven.

II.3.1 DE AARDEN WALLEN

De aarden wallen bevinden zich globaal aan de westzijde (profiel 2,3 en 4) en aan de oostzijde (profiel 17 t/m 22) van de vesting. Op de overzichtstekening I is de exacte positie van de wallen te vinden. Over de wallen lopen onverharde voetpaden die deel uitmaken van het wandelgebied.

De teen van de wallen 2, 3 en 4 bevindt zich bij normale rivierwaterstanden niet in het water. Voor deze wallen bevindt zich een uiterwaard. Bij hogere rivierwaterstanden zal de uiterwaard onder water verdwijnen en het water zal

tegen de wallen aan komen te staan. Nu staan de wallen ook bloot aan eventuele golfaanval.

Heel anders is de situatie bij de profielen 17 t/m 22. Hier bevindt de teen van de constructie zich in het water.

Aan de voet van de profielen 17 tm 19 bevindt zich een jachthaventje. Het gedeelte dat bij normale rivierwaterstanden bloot staat aan golfaanval wordt beschermd door een oeververdediging. De golven worden veroorzaakt door de in en uit het haventje varende pleziervaartuigen. Op de overzichtstekening I is te zien dat tussen het jachthaventje en de rivier een reep land aanwezig is. Pas wanneer deze reep land onder water verdwijnt kunnen golven vanaf de rivier de wallen bereiken.

Bij de profielen 20 tm 23 is voor de wallen een binnenmeertje aanwezig. Hier komen geen golven van betekenis voor. De teen van de wallen is dan ook niet bekleed. Ook hier scheidt een reep land, waarover een verkeersweg loopt, het binnenwater en de rivier. Bij hogere rivierwaterstanden zal de reep land onder water verdwijnen en kunnen de golven de wallen bereiken.

Bij allé wallen bevinden zich aan de voet bomen, bij de profielen 2,3,5,19 en 20 bevinden zich ook bomen op de kruin van de wallen. Deze bomen hebben een aantal negatieve effecten op de kwaliteit van de waterkering. Deze kunnen als volgt worden samengevat:

- De windbelasting moet door de wortels van de bomen worden afgedragen aan de ondergrond, Hierdoor kan de samenhang van de dijk worden aangetast en in extreme gevallen kunnen er bomen met wortelkluit en al omvallen.
- Afstervend wortelgestel laat een wijd vertakt open gangen stelsel achter.
- De kwaliteit van de grasmat onder de begroeiing is in het algemeen gering.
- Doelmatig onderhoud wordt bemoeilijkt.

Naast deze negatieve kanten zijn er ook positieve kanten aan te merken. Zo zullen hoog opgaande bomen een reducerende werking op de golven hebben. De negatieve effecten zullen echter sterk overheersen.

De bovenstaande negatieve effecten kunnen mogelijk andere mechanismen inleiden. Zo zal indien een boom met wortelkluit omvalt er een gat ontstaan wat mechanismen zoals erosie en stabiliteitsverlies kan inleiden.

Net zoals bij de andere profielen zullen er bij de wallen een aantal grenstoestanden zijn waarvan het bijzonder onwaarschijnlijk is dat deze overschreden worden. In de eerste plaats kan hierbij gedacht worden aan kantelen en verschuiven, gezien de afmeting van de wallen en de ligging van het maaiveld aan de binnenzijde. Ten tweede zal door de hoge ligging van het maaiveld aan de binnenzijde van de waterkering het onwaarschijnlijk zijn dat de grenstoestanden piping en opbarsten overschreden worden.

De relevante grenstoestanden en hun gevolgen zullen hier kort behandeld worden.

II.3.2 OVERLOPEN EN OVERSLAG

Langdurige overschrijding van deze grenstoestand zal tot gevolg hebben dat het achterliggende land inundeert. Indien er water over de wallen stroomt of slaat dan is het mogelijk dat het binnentalud verzadigd raakt met water. Dit zal tot gevolg hebben dat het gewicht van het binnentalud toeneemt, waardoor het mogelijk wordt dat gedeelten van het talud afglijden (Edelman effect zie lit 6). Afhankelijk van de ter plaatse aanwezige kruinbreedte kan dit catastrofale gevolgen hebben. Een gunstige factor hierbij is de hoge ligging van het maaiveld aan de binnenzijde waardoor een glijvlak zich minder snel zal ontwikkelen.

II.3.3 STABILITEITSVERLIES BUITENTALUD

In het algemeen zal deze grenstoestand overschreden worden indien het aandrijvende moment, dat geleverd wordt door het gewicht van de grondmoot, het tegenwerkende moment van de gemobiliseerde schuifspanningen langs de omtrek overtreft. In deze grenstoestand spelen grondeigenschappen, de ligging van het freatische vlak en de geometrie van de wal een belangrijke rol. Bij langdurige hoge waterstanden zal het freatische vlak stijgen. De meest kritieke situatie zal optreden indien na een langdurige periode van hoogwater het rivierwater snel valt en het freatische vlak deze val niet kan volgen.

Bij overschrijding zal er een gat in de wal ontstaan. De directe gevolgen van dit gat hangen grotendeels af van de breedte van de kruin. Indien de breedte van de kruin gering is zal er direct inundatie van de polder kunnen plaatsvinden. Bij grotere kruinbreedte kan erosie van de wal versneld plaatsvinden. Uiteindelijk zal dit kunnen leiden tot inundatie van de polder. Er zal hier verondersteld

worden dat indien er een glijvlak optreedt dit zal leiden tot inundatie van de polder

II.3.4 EROSIE BUITENTALUD

Tijdens een periode van hoogwater zal het op de wallen aanwezige gras moeten voorkomen dat er erosie optreedt. Overschrijding van de grenstoestand erosie buitentalud zal naar alle waarschijnlijkheid aanvangen aan de voet van de bomen. Door golven of door grondwaterstroming zullen er gronddeeltjes uit het talud worden weggespoelt. Hierdoor zal een gat in het talud ontstaan. Het proces kan versneld worden doordat er water uit het verzadigde talud sijpelt na een periode van hoogwater.

De gevolgen van overschrijden van deze grenstoestand zal zijn dat er langzaam een gat groeit in de wal. Over de groeisnelheid van dergelijke gaten is weinig bekend. Uiteindelijk is het mogelijk dat het gat zo groot wordt dat de stabiliteit van de wal in gevaar komt zodat inundatie van de polder mogelijk is.

De kwaliteit van het gras speelt een belangrijke rol bij dit mechanisme. Naar de exacte sterkte van een grasmat is weinig onderzoek gedaan. Op deze grenstoestand zal dan ook niet kwantitatief worden ingegaan. Onder de veronderstelling dat de grasmat van goede kwaliteit is zal verondersteld worden dat de faalkans klein is.

II.4.1 COMBINATIE STENEN MUUR AARDEN WAL

Aan de noordzijde van de stad aan weerszijden van de stenen muur bevinden zich combinaties van stenen muren met daar bovenop aarden wallen (zie overzichtstekening I). Aan de westzijde van de muur bevinden de combinaties zich in profiel 5 t.m. 9 en aan de oostzijde in profiel 15 en 16.

Bij de profielen 5 t.m. 9 zijn de muren relatief laag. Zij steken ca. 2,5 m boven het maaiveld uit. De op de muren aangebrachte aarden wallen hebben een hoogte van ca. 4 m. Kenmerkend voor de wallen is de helling van het talud die steil is (ca. 45°). De teen van de muren bevindt zich bij normale rivierwaterstanden niet in het water. De smalle uiterwaard voor de muren is beplant met vrij lage struiken. Deze struiken hebben op de kering geen negatieve invloed.

De profielen 6, 7 en 8 vormen samen een bastion in de kering. Het maaiveld achter de kering ligt op ca. N.A.P. +

6,5 m. Vlak achter het talud van de wallen bevinden zich hier bomen.

Profiel 9 kenmerkt zich door de bebouwing die vlak achter de kering staat. Voor de bebouwing bevindt zich een voetpad.

Bij de profielen 15 en 16 is de situatie anders. De muren zijn hier veel hoger ca. 5 m boven het maaiveld. De rivier bevindt zich hier op korte afstand voor de muren. Achter de waterkering bevond zich vroeger een molen die in de tweede wereldoorlog vernietigd is. Mede doordat hier vroeger een molen stond ligt het maaiveld hier even hoog als de kering. Op de plaats waar vroeger de molen stond is nu een open plek die als parkeerplaats gebruikt wordt.

Uit ontgravingen is komen vast te staan dat de muren gefundeerd zijn op houten roosterwerken. Het hout onder deze muren verrot.

De kwaliteit van het metselwerk van de muren is onderzocht. Het bleek dat het metselwerk voldoet aan de te stellen eisen.

In de muren in profielen 5 t.m. 9 zijn geen scheuren van betekenis waar te nemen. De toestand waarin de muren in profiel 15 en 16 zich bevinden is minder goed. Op een aantal plaatsen zijn scheuren in de muren waar te nemen en mist er mortel uit de voegen.

Doordat de waterkering in dit gedeelte bestaat uit een combinatie van muren en wallen komen bij de relevante grenstoestanden ook die grenstoestanden terug die relevant zijn bij de muren en de wallen. De behandeling van deze grenstoestanden zal zodoende summier gehouden worden.

II.4.2 OVERLOPEN EN OVERSLAG

Overschrijding van deze grenstoestanden zal indien dit lang genoeg duurt tot gevolg hebben dat de polder zich vult met water. Gevaar dat andere mechanismen worden ingeleid door overschreiding van de grenstoestanden zal klein zijn.

II.4.3 BEZWIJKEN BUITENTALUD GLIJVLAK

Bij deze profielen bestaat de mogelijkheid dat er zich glijvlakken ontwikkelen op twee verschillende plaatsen. Ten eerste is het mogelijk dat er relatief ondiep een glijvlak ontstaat in de wal op de muur. Het gevolg hiervan is dat er een gat in de wal ontstaat. Op deze plaats kan erosie

versnelt aangrijpen. Ten tweede is het mogelijk dat er een diep glijvlak ontstaat dat onder de muur doorloopt. Het gevolg hiervan zal zijn dat de muur kantelt. De meest kritieke situatie voor beide typen glijvlakken treedt op na een periode van hoogwater.

II.4.4 EROSIE BUITENTALUD

Door golfaanvallen of door waterstroming is het mogelijk dat plaatselijk de grenstoestand erosie buitentalud overschreden wordt. Net zo als bij de aarden wallen zal op dezelfde gronden (zie relevante grenstoestanden aarden wal) ook hier verondersteld worden dat de kans op overschrijding klein is. Dit onder voorwaarde dat er een goede grasmat aanwezig is.

II.4.5 KANTELEN, VERSCHUIVEN, BEZWIJKEN ONDERGROND OF STENEN CONSTRUCTIE

De omstandigheden waaronder deze grenstoestanden overschreden worden, zijn evenals de gevolgen van overschrijding, exact hetzelfde als bij de stenen muren. Hier zal volstaan worden met verwijzing naar de plaats waar de grenstoestanden kantelen en verschuiven bij de stenen muren behandeld zijn (zie paragraaf II.2.2).

II.5.1 COUPURES

In de waterkering zijn twee coupures opgenomen die de Loevestijnse- en de Koepoort genoemd worden. Doordat de eerste coupure is ingeklemd tussen muren en de tweede tussen aarden wallen verschillen deze constructies enigzins. In bijgevoegde tekeningen II en III zijn de coupures in detail weergegeven. De tekeningen zijn gemaakt door ter plaatse de coupure op te meten.

Er bestaat geen informatie omtrent de funderingswijze van de constructie. Het is ook niet bekend of er onder de drempel onderloopsheidsschermen aanwezig zijn. Er is geen onderzoek gedaan naar de kwaliteit van het metselwerk.

Wat niet verschilt bij de beide coupures is de manier waarop zij gesloten worden. Wordt er een hoogwaterperiode voorspelt dat kunnen in sponningen, die uit natuursteen bestaan, twee rijen houten schotbalken worden aangebracht. De ruimte tussen de balken kan eventueel opgevuld worden met klei of zand.

De eerste coupure (de Loevestijnse poort) bevindt zich aan de noordzijde van de stad tussen de stenen muren in profiel

10 en 11. Via de coupure is het mogelijk de op de uiterwaard gelegen zomercamping te bereiken. Hiernaast is deze coupure de enige mogelijkheid om het voetveer, dat de verbinding tussen Woudrichem en Gorinchem onderhoudt, te bereiken. Naar verwachting wordt deze zodanig gewaardeerd dat op handhaving van de coupure wordt aangedrongen. Vlak achter de vleugelmuren van de constructie bevinden zich dakterassen van de achter de kering gelegen huizen.

De technische toestand waarin de coupure zich bevindt is moeilijk te beoordelen. Op het eerste gezicht is de staat waarin de coupure zich bevindt goed. Er zijn geen grote scheuren waarneembaar of is er veel specie uit de voegen van het metselwerk verdwenen. Het blijkt echter dat bij hoogwater er waterdoorslag plaatsvindt door het metselwerk. Tevens zou bij monde van een bij de waterpoort wonende bewoner bij hoogwater uit de bestrating water opborrelen, dat afvloeit naar een rioolkolk. Wat de oorzaak is van de waterdoorslag of van het opborrelende water is niet bekend.

Nader onderzoek zal moeten uitwijzen hoe bij handhaving van de coupure deze aangepast moet worden.

De tweede coupure (de Koepoort) bevindt zich aan de oostzijde van de stad. De constructie is ingeklemd tussen twee aarden wallen. Het is niet bekend of er schermen in de aarden wal zijn aangebracht die moeten voorkomen dat er achterloopsheid optreedt.

De coupure bezit een belangrijke verkeersfunctie. Momenteel vormt de coupure de enige uitvalsweg voor het verkeer uit Woudrichem. Bij hoge waterstanden, als de coupure gesloten is, moet het verkeer dat de stad verlaat, gebruik maken van de toegangsweg. In de toekomst zal de coupure zijn verkeersfunctie behouden. Er bevindt zich in de directe omgeving van de coupure geen bebouwing.

De technische toestand waarin de coupure zich bevindt is zeer slecht. Het metselwerk van de vleugelmuren vertoont vooral gebreken aan de uiteinden. Op tal van plaatsen zijn doorgaande scheuren waar te nemen. Op een aantal plaatsen zijn ter hoogte van de waterlijn geen stenen meer aanwezig. Het is dan ook waarschijnlijk dat indien de oplossing in een coupure moet worden gezocht deze afgebroken en herbouwd moet worden.

II.5.2

OVERLOPEN EN OVERSLAG

Bij overschrijding van de grenstoestanden overlopen en overslag moet een onderscheid worden gemaakt in: een

situatie waarbij de coupure open is en een situatie waarin de coupure gesloten is. De gevolgen van overschrijding zullen in principe onafhankelijk zijn van de toestand waarin de coupure zich bevindt (open of gesloten). Overlopen of overslag van kleine hoeveelheden water zal geen schadelijke gevolgen hebben mits het water snel kan afstromen. Een gunstige factor is hierbij de beperkte breedte van de coupure waardoor het debiet beperkt blijft.

II.5.3 SLUITING FAALT

Deze grenstoestand kan op twee manieren overschreden worden. De gevolgen van overschrijding zullen, onafhankelijk van de manier waarop de sluiting faalt, zijn, dat de polder onderloopt. Het betreft hier een zeer gevaarlijke grenstoestand omdat falen geschiedt tijdens een periode van hoogwater.

De eerste mogelijkheid is dat de balken van de kering breken ten gevolge van een hoge rivierwaterstand. De tweede mogelijkheid is dat de aanslagen van de kering falen waardoor de balken hun functie niet meer kunnen vervullen. Indien dit geschiedt, zullen de toelaatbare spanning in de natuurstenen sponningen overschreden zijn.

Eventuele lekkage tussen de balken door wordt verondersteld van een dermate kleine omvang te zijn dat dit geen ernstige gevolgen kan hebben.

II.5.4 ONDERLOOPSHEID

Bij deze grenstoestand zal aangenomen worden dat er geen kwelschermen onder de drempel aanwezig zijn. De enige bescherming tegen onderloopsheid wordt nu gevormd door de straatstenen. Bij overschrijding zal er water door de grond onder de straatstenen door kunnen stromen. Indien de stroomsnelheden groot worden kunnen er gronddeeltjes worden meegenomen. Zijn de straatstenen verdwenen of worden zij weggedrukt dan kunnen de stroomsnelheden toenemen en kan het gat snel groeien. Indien dit geschiedt, zal dit kunnen leiden tot inundatie van het achter de kering gelegen gebied.

Bij de Koepoort is het mogelijk dat naast onderloopsheid ook achterloopsheid optreedt. De gevolgen van achterloopsheid zijn uiteindelijk hetzelfde als bij onderloopsheid. De kwelweg is bij achterloopsheid echter veel groter zodat de kans van optreden veel kleiner is.

In dit hoofdstuk zullen de faalkansen bepaald worden die behoren bij de grenstoestanden die in hoofdstuk II behandeld zijn. In de verschillende paragrafen worden de faalkansen van de mechanismen per profielengroep bepaald. Voor de berekening is slechts gebrekkige informatie beschikbaar. Daar waar informatie ontbreekt zullen aannamen gemaakt moeten worden om de berekeningen te kunnen maken. Bij de ontbrekende informatie kan onder andere gedacht worden aan funderingswijze, ligging van de freatische lijn en de geometrie van de verschillende profielen. De aannamen die gemaakt worden zijn conservatief van aard zodat de faalkansen die berekend worden aan de pessimistische kant zullen zijn. Aan de absolute waarden van de faalkansen mag dan ook niet teveel waarde worden gehecht.

III.1 DE STENEN BEREN

III.1.1 OVERLOPEN

Overlopen is gedefinieerd als het mechanisme waarbij de gemiddelde rivierwaterstand boven de kruin van de constructie uitstijgt. Dat hier gesproken wordt van een gemiddelde rivierwaterstand duidt erop dat hier niet gekeken zal worden naar golfverschijnselen.

Het rekenmodel dat gehanteerd wordt is als volgt:

De kruinhoogte h_k van de waterkering kan gezien worden als de "sterkte parameter". De "belasting" wordt gevormd door de rivierwaterstand h_r . De betrouwbaarheidsfunctie heeft de volgende gedaante:

$$Z = h_k - h_r$$

Bij de berekening zullen de volgende aannamen gemaakt worden:

De kruinhoogte zal constant op N.A.P. + 7,00 m verondersteld worden. Dit betekent dat er wordt afgezien van effecten zoals zetting van de constructie en zeespiegelrijzing. De zetting zal grotendeels plaatsvinden vrij snel na aanleg van de stenen constructie. Het lijkt redelijk, gezien de lange tijd die na aanleg verstreken is, dat deze verwaarloosd wordt.

Volgens de Deltacommissie bedroeg de relatieve zeespiegelrijzing 0,15 tot 0,20 meter in de laatste eeuw. In principe zal de kruinhoogte een stochastische grootte zijn. In hoeverre het zinvol is met een stochastische

grootheid te rekenen, en welke kansverdeling er het beste gehanteerd kan worden is momenteel nog in studie (lit 6).

De rivierwaterstand wordt verondersteld een exponentieel karakter te hebben. De functie die hierbij hoort zal worden afgeleid uit de beschikbare frequentieverdeling voor hoogwaterstanden. Bij vrijwel alle hierna te behandelen grenstoestanden zal de rivierwaterstand als stochastische grootheid terugkeren. De afleiding van de kansverdeling is opgenomen in bijlage I. De gedaante waarin de kansverdeling hier gebruikt zal worden is:

$$P(h_r < h_k) = 1 - e^{-\frac{h_k - 3,941}{0,3448}}$$

Na invulling in de betrouwbaarheidsfunctie kan de faalkans bepaald worden volgens

$$P(\text{falen}) = P(Z < 0) = P(h_k < h_r) = e^{-\frac{h_k - 3,941}{0,3448}}$$

De faalkans kan nu eenvoudig worden bepaald door de kruinhoogte, die voor beide beren N.A.P. + 7,00 m is, in te vullen. Gevonden wordt dan dat $P(\text{falen}) = 1,4 \cdot 10^{-4}$ in een jaar is.

III.1.2

OVERSLAG

De grenstoestand overslag zal overschreden worden indien er golven over de kruin van de kering heen slaan. Golfhoogte en waterstand worden ongecorrleerd verondersteld. Het is dus mogelijk dat de grenstoestand overschreden wordt omdat er bij een lage waterstand hoge golven optreden of bij een hoge waterstand lage golven.

Bij de beschrijving van de grenstoestand in paragraaf I.3.2 is er reeds op gewezen dat overslag van golven niet direct tot schade leidt. Overslag van een aantal golven kan dus geaccepteerd worden. Wel bestaat er de mogelijkheid dat de over de beer slaande golven de grond achter de beer eroderen wat andere bezwijkmechanismen (bijvoorbeeld kantelen en of verschuiven) kan inleiden. Dit kan een argument zijn om weinig of geen overslag te accepteren.

Indien er wel overslag wordt geaccepteerd dan zal gekeken moeten worden of het noodzakelijk is de grond achter de beer te beschermen. Dit probleem wordt slechts aangestipt. De aandacht zal hier alleen uitgaan naar overschrijding van de grenstoestand overslag.

Overslag kan nu gedefinieerd worden als de gebeurtenis waarbij een niet te accepteren aantal golven over de kering slaan. Als acceptabel percentage van de golven die over de kering mogen slaan zal hier gebruik worden gemaakt van de 2% golfoploop zoals deze is voorgesteld door de Deltacommissie (lit 7). Dat het mogelijk is om meer overslag te accepteren indien de sterkte van de waterkering dit toelaat is reeds geconstateerd door de Deltacommissie. Aan welke eisen de waterkering dan moet voldoen evenals welk percentage golfoverslag geaccepteerd kan worden, is nog steeds onderwerp van nadere studie. Om deze reden zal hier gebruik worden gemaakt van 2% als criterium voor de golfoverslag.

Om de faalkans te bepalen zal hier gebruik worden gemaakt van het volgende rekenmodel:

De kruinhoogte kan gezien worden als "sterkte parameter". De "belasting" wordt gevormd door de rivierwaterstand en de windgolven die onafhankelijk verondersteld worden. De betrouwbaarheidsfunctie wordt dan:

$$Z = h_k - h_r - h_{z2x}$$

Om de berekening uit te kunnen voeren is het noodzakelijk om de volgende aannamen te doen.

Net zo als bij de grenstoestand overlopen zal verondersteld worden dat de kruinhoogte constant is in de tijd (zie overlopen III.1.1).

Voor de rivierwaterstanden zal de onderschrijdingsfunctie worden gehanteerd zoals deze is afgeleid in bijlage I.

De golfhoogte is de derde stochastische grootte in de betrouwbaarheidsfunctie. In bijlage II is aangegeven hoe, gebruikmakend van windgegevens en afhankelijk van de plaats op de waterkering, de golfoploop bepaald kan worden met de bijbehorende kansverdeling. Omdat de te verwachten windsnelheid en daardoor de golfoploop afhankelijk is van de plaats langs de waterkering zal de golfoploop bij de beer in profiel 1 verschillen van die bij de beer in profiel 23. De 2% golfoploop kan berekend worden met de volgende formule:

$$z_{2x} = 8 \cdot f \cdot h_b \cdot \tan \alpha \cdot \cos \beta$$

Bij de stenen beren kan voor ruweheidsfactor f de waarde 1 worden aangehouden. De taludhellingshoek α is bij de beren 45° . Volgens de literatuur mag voor $\tan \alpha$ de waarde 0,25 worden aangehouden ((lit 8) en (bijlage II)).

Beta is de hoek tussen de normaal op de beren en de invalshoek van de golven. Voor beide beren zal β een verschillende waarde hebben. Bij de beer in profiel 1 zal voor beta 20° worden aangehouden en 0° bij de beer in profiel 23. In bijlage II wordt uiteengezet hoe de kansverdelingsfuncties die behoren bij de golfhoogten, bepaald zijn.

Ingevuld ontstaan nu de volgende betrouwbaarheidsfunctie's:

$$\text{Beer profiel 1: } Z = 7 - h_r - 1,88 \cdot h_s$$

waarbij: voor de rivierwaterhoogte de kansverdeling, afgeleid in bijlage I gehanteerd wordt en voor h_s (zie bijlage III.1.2):

$$h_s = P(h_s < h) = \exp(-\exp(5,26 \cdot h - 2,31))$$

$$\text{Beer profiel 23: } Z = 7 - h_r - 2 \cdot h_s$$

waarbij: voor h_r de bekende functie gehanteerd wordt (bijlage I)

$$\text{en voor } h_s = P(h_s < h) = \exp(-\exp(8,64h - 1,88))$$

(zie bijlage III.1.2)

Berekening van de faalkans met de Afda procedure (zie paragraaf I.2) geeft voor:

$$\begin{aligned} \text{profiel 1: } P(\text{falen}) &= 1,71 \cdot 10^{-3} \\ \text{profiel 23: } P(\text{falen}) &= 4,92 \cdot 10^{-4}. \end{aligned}$$

Voor de berekeningen zie bijlage III.1.2.

III.1.3 VERSCHUIVEN & KANTELEN

De beide grenstoestanden kantelen en verschuiven lijken veel op elkaar. Overschrijden van de grenstoestanden zal wel sterk verschillende gevolgen hebben.

In het geval dat de grenstoestand verschuiven overschreden wordt, zal de beer landinwaarts verschoven worden. Bij overschrijding van de grenstoestand kantelen zal de beer naar binnen toe omvallen. De belasting wordt in beide gevallen gevormd door de waterdruk tegen de buitenzijde van de beer.

In werkelijkheid is het wellicht mogelijk dat de beer een kleine verschuiving ondergaat of even opgelicht wordt zonder

dat dit ernstige gevolgen heeft. De effecten van dergelijke gebeurtenissen zijn moeilijk te overzien, zodat hier de veilige aanname "belasting overtreft sterkte" gehanteerd wordt.

Voor de lengte van de beer wordt aangenomen dat deze oneindig lang is. Gerekend kan nu worden met een reep van 1 meter lang waarop aan de kopzijden geen krachten werken. In onderstaande tekening is de doorsnede van de stenen beer van profiel 1 weergegeven met de daarop werkende krachten. Doordat er bij kantelen en verschuiven iets andere parameters een rol spelen (het verschil zit in de rol die de geometrie van de constructie en de rol die de wrijving speelt), zullen de rekenmodellen apart behandeld worden.

verschuiven

De belasting wordt in het rekenmodel gevormd door de hydrostatische waterdruk en de actieve gronddruk. Door de waterdruk zal de beer naar binnen willen bewegen waardoor de actieve gronddruk zich kan ontwikkelen. De sterkte wordt gevormd door de wrijvingskracht langs de onderzijde en de hydrostatische waterdruk aan de binnenzijde van de beer. Er ontstaat nu de volgende betrouwbaarheidsfunctie:

$$Z = R - S = (F_w + F_{HI}) - (F_{HB} + F_A)$$

waarin:

$$F_w = (G - F_0) \cdot \tan \theta + b \cdot c \quad \text{wrijvingskracht}$$

$$F_{HI} = 0,5 \cdot \tau_w \cdot h_I^2 \quad \text{druk t.g.v. binnen waterstand}$$

$$F_{HB} = 0,5 \cdot \tau_w \cdot h_R^2 \quad \text{druk t.g.v. rivierwaterstand}$$

$$F_A = L_a \cdot 0,5 \cdot (\tau_{gr} + \tau_w) \cdot d^2 \quad \text{actieve gronddruk}$$

Verklaring van de symbolen

θ = hoek van inwendige wrijving van de grond

c = cohesie van de grond

τ_w = soortelijk gewicht water

τ_{gr} = soortelijk gewicht grond

h_I = binnenwaterstand

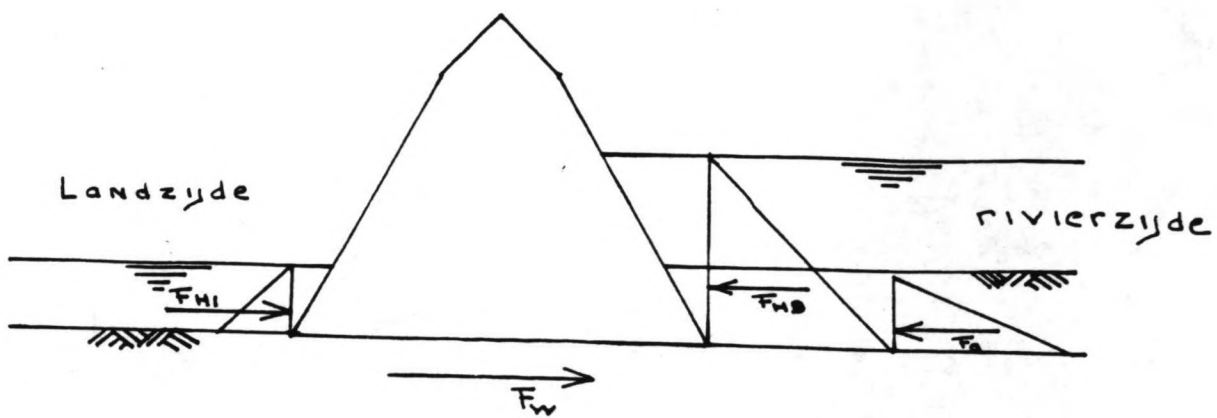
h_R = buitenwaterstand

b = breedte van het voetvlak van de beer

d = dikte van de grondlaag

F_0 = opwaartse kracht onder de beer

L_a = coefficient actieve gronddruk



Beer Profiel 1

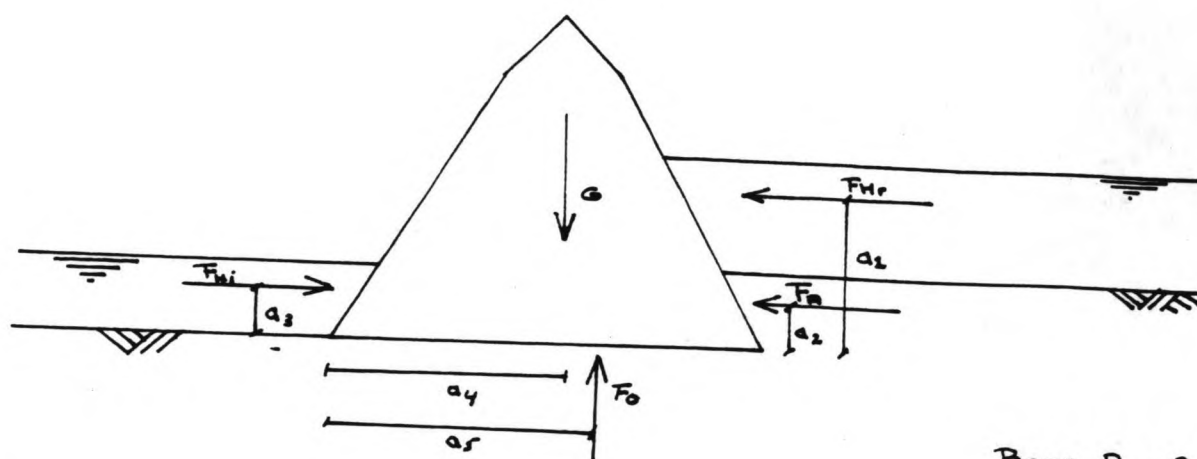
kantelen

De belasting wordt gevormd door de som van de momenten van waterdruk, actieve gronddruk en opwaartse kracht. De som van de momenten ten gevolge van eigen gewicht en de waterdruk aan de binnenzijde van de constructie vormt de sterkte. De betrouwbaarheidsfunctie heeft de volgende gedaante:

$$Z = R - S = (M_G + M_{HI}) - (M_{HR} + M_A + M_O)$$

waarin:

$M_G = G \cdot a_4$	moment t.g.v eigen gewicht
$M_{HI} = F_{HI} \cdot a_3$	moment t.g.v binnen water
$M_{HR} = F_{HR} \cdot a_1$	moment t.g.v rivierwater
$M_A = F_A \cdot a_2$	moment t.g.v actieve gronddruk
$M_O = F_O \cdot a_5$	moment t.g.v opwaartse druk



Beer Profiel 1

De berekeningen van de faalkansen voor kantelen en verschuiven zijn gemaakt onder de volgende aannamen:

Doordat er een reep van een meter breed beschouwd wordt zullen effecten van een eventuele inklemming aan de zijkant verwaarloosd worden. Deze inklemming wordt veroorzaakt doordat de beren gedeeltelijk doorlopen in de aarden wallen die loodrecht op de beren lopen. Het is moeilijk om in rekening te brengen hoe groot de steun is die de beer hieraan ontleent. Het effect hiervan wordt niet meegenomen in de berekening.

De opwaartse kracht speelt zowel bij verschuiven als bij kantelen een belangrijke rol. Bij verschuiven reduceert de opwaartse kracht het gewicht van de muur en hiermee de wrijvingskracht. Bij kantelen draagt de opwaartse kracht bij aan het aandrijvende moment. De grootte van de opwaartse kracht hangt voornamelijk af van de duur van de hoogwaterperiode. Duurt de periode van hoog water lang genoeg dan zal deze druk lineair gaan verlopen tussen de binnen en de buitenwaterstand. Omdat dit de meest ongunstige situatie is die kan ontstaan en omdat het moeilijk te bepalen is hoe lang een periode van hoogwater moet aanhouden om een dergelijk situatie te bereiken, zal hier een rechtlijnige waterdruk worden aangenomen.

Aan de binnenzijde bevindt zich boven de voet van de beer een laag grond. Mogelijk kan deze een passieve gronddruk veroorzaken. De kwaliteit van deze grond, een blubberachtige

substantie, is dermate twijfelachtig dat deze verwaarloosd wordt.

Om de faalkans te bepalen is het noodzakelijk om van de verschillende variabelen de verdelingen te kennen. De te hanteren verdelingen met hun kenmerken zijn weergegeven in tabel III.1

variabele	verdeling	gemiddelde	stndafw
afmetingen- geometrie	D		
sg stenen	D	18 KN/m ³	
sg water	D	10 KN/m ³	
sg grond	D	15 KN/m ³	
rivier ws	E	4,3 m	,34 m
binnen ws	N	0 m	,2 m
dikte grondlaag	N	G	,1*G
grond wrijving	N	G	,1*G
cohesie	N	G	,1*G
lambda actief	D		

D = deterministisch N = normaal E = exponentieel
G = gemiddelde
tabel (III.1)

Voor de rivierwaterstand wordt de eerder gehanteerde exponentiele functie gebruikt (zie bijlage I).

De dikte van de grondlagen wordt verondersteld normaal verdeeld te zijn met een standaardafwijking gelijk aan 10% van het gemiddelde. Aan deze veronderstelling ligt geen theorie ten grondslag.

Voor de bepaling van standaardafwijking van de grondparameters is nog geen goede theorie beschikbaar (zie bijlage III). Er zal hier gerekend worden met een standaardafwijking gelijk aan 10% van het gemiddelde.

Berekening van de faalkansen met de AFDA procedure (zie III.1.3) geeft voor verschuiven de volgende faalkansen:

$$\begin{aligned}
 P(\text{falen beer 1 door verschuiven}) &= 0,40 \cdot 10^{-2} \\
 P(\text{falen beer 23 door verschuiven}) &= 0,65 \cdot 10^{-3} \\
 P(\text{falen beer 1 door kantelen}) &= 0,94 \cdot 10^{-4} \\
 P(\text{falen beer 23 door kantelen}) &= 0,14 \cdot 10^{-4}
 \end{aligned}$$

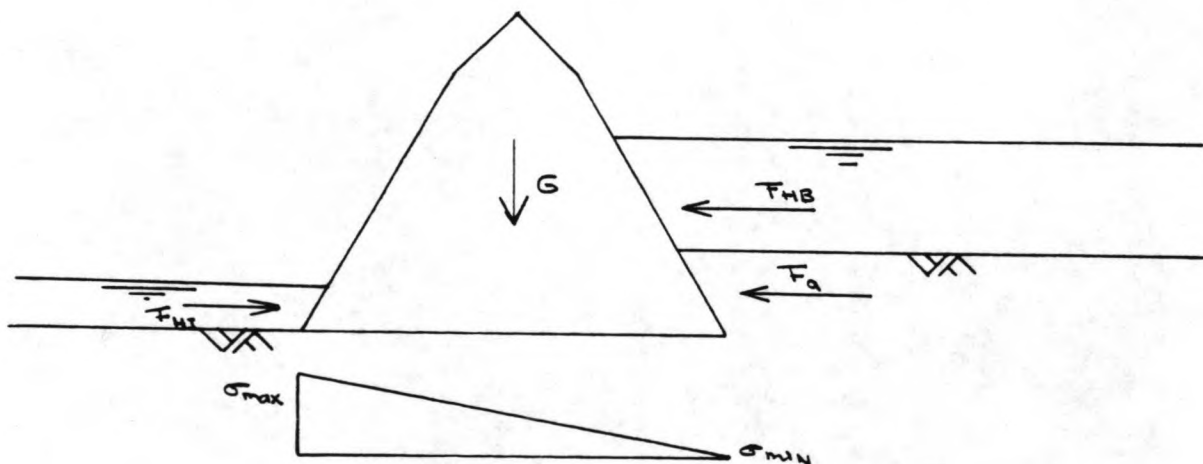
III.1.4 BEZWIJKEN ONDERGROND

De grenstoestand bezwijken van de ondergrond zal overschreden worden indien de toelaatbare grondspanningen overschreden worden. Het is mogelijk om voor dit mechanisme een betrouwbaarheidsfunctie te definiëren waarin de "sterkte" wordt gevormd door de toelaatbare grondspanningen. De "belasting" bestaat uit de maximale spanning in het grondvlak van de beer. Deze kan bepaald worden door de som van de momenten te bepalen onder maatgevende omstandigheden (zie paragraaf III.1.3). De momenten veroorzaken een maximale en minimale spanning in de ondergrond die door de grond opgenomen moet worden (zie onderstaande tekening). Met behulp van de voorwaarde dat de maximale spanning de toelaatbare grondspanning niet mag overschrijden onder de nevenvoorwaarde dat de minimale spanning niet negatief mag worden kunnen nu twee betrouwbaarheidsfuncties worden geformuleerd:

$$1^{\circ} \quad Z = 0 - \sigma_{\min}$$

$$2^{\circ} \quad Z = \sigma_{\text{ert}} - \sigma_{\max}$$

waarin: σ_{\min} = minimale spanning in de voet
 σ_{\max} = maximale spanning in de voet
 σ_{ert} = maximaal toelaatbare grondspanning



Indien berekend wordt wat de faalkansen zijn die behoren bij deze betrouwbaarheidsfunctie voor de beide beren (profiel 1 en profiel 23) dan blijkt dat deze dermate klein zijn dat zij met de beschikbare apparatuur niet goed te berekenen zijn. Er zal hier daarom verondersteld worden dat zij verwaarloosbaar klein zijn, (zie bijlage III.1.4) waarbij

onder verwaarloosbaar klein: kleiner dan 10^{-7} verstaan dient te worden.

III.1.5 BEZWIJKEN STENEN CONSTRUCTIE

Deze grenstoestand wordt overschreden indien de toelaatbare spanning in het metselwerk van de beren overschreden wordt. De omstandigheden waaronder de spanningen maximaal worden zijn volledig ananloog aan die bij kantelen. De belasting wordt gevormd door de spanningen die ontstaan in het metselwerk ten gevolge van het eigen gewicht en de som van de momenten. Deze spanningen mogen de "sterkte" (de breukspanningen in het metselwerk) niet overschrijden. De betrouwbaarheidsfunctie bestaat uit twee functies en ziet er als volgt uit:

$$Z = \sigma_{ttt} - \left(\frac{\Sigma V}{b} + \frac{\Sigma M}{W} \right)$$

$$Z = \sigma_{dtt} - \left(\frac{\Sigma V}{b} - \frac{\Sigma M}{W} \right)$$

waarin:

ΣM betaat uit de som van:

$M_G = G \cdot a_4$	moment t.g.v eigen gewicht
$M_{HI} = F_{HI} \cdot a_3$	moment t.g.v binnen water
$M_{HR} = F_{HR} \cdot a_1$	moment t.g.v rivierwater
$M_A = F_A \cdot a_2$	moment t.g.v actieve gronddruk
$M_O = F_O \cdot a_5$	moment t.g.v opwaartse druk

ΣV bestaat uit de som van:

$G =$	eigen gewicht van de beer
$F_O =$	opwaartse druk

$\sigma_{ttt} =$	breuktrekspanning metselwerk
$\sigma_{dtt} =$	breukdrukspanning , ,
$b =$	voetbreedte constructie
$W =$	weerstandsmoment constructie

Met behulp van deze betrouwbaarheidsfuncties kan de faalkans bepaald worden. Indien dit geschiedt dan blijkt dat deze verwaarloosbaar klein is.

III.1.6 PIPING

De grenstoestand piping kan langs de volgende twee wegen overschreden worden:

Ten eerste door pijpvorming direct onder de beer door. Ten tweede door pijpvorming door de onder de afdekkende klei/veenlaag gelegen zandlaag heen. Deze twee mogelijkheden van pijpvorming zullen hier apart bekeken worden.

pijpvorming direct onder de beer door

Het al dan niet optreden van een doorgaand materiaaltransport door het grondpakket direct onder de beer door hangt af van het verschil in waterstand voor en achter de beer, de geometrie van de beer, de doorlatendheid van de grond en de suffosiegevoeligheid van de grond. De bestaande criteria, zoals die in Nederland toepassing vinden, hebben betrekking op langdurige waterstandsverschillen. Hierbij dient de kwelstroom als stationair opgevat te worden. Het is echter onwaarschijnlijk dat dit hier inderdaad het geval is.

Voor de betrouwbaarheidsfunctie moet, bij gebrek aan een goed rekenmodel, een beroep gedaan worden op een empirische methode. Er zal hier gebruik worden gemaakt van de methode van Bligh en Lane. Met deze methode wordt de minimaal benodigde kwelweg bepaald bij het totale verval δH over de constructie volgens:

$$L_k = c \cdot \delta H$$

waarin: L_k = de kwelweg
 c = constante afhankelijk van de grondsoort
 δH = verval over de constructie

Met deze betrekking kan de volgende betrouwbaarheidsfunctie worden geformuleerd:

$$Z = 1/c \cdot L_k - \delta H$$

Voor de waarde van de constante c kan volgens de literatuur (lit 6) bij een klei/veenachtig pakket ca. 3 genomen worden. Voor de kwelweg wordt de kortste weg onder de beer door genomen. Wordt de betrouwbaarheidsfunctie ingevuld dan ontstaat:

voor de beer profiel 1 $Z = 4,5 \cdot 1/3 - h_R$

Deze is gelijk aan nul bij rivierwaterstanden van N.A.P. + 1,5 m

voor de beer profiel 23 $Z = 6,7 \cdot 1/3 - h_R$

Deze is gelijk aan nul bij een rivierwaterstand van N.A.P. + 2,2 m.

Deze waterstanden komen frequent voor. Er vanuitgaande dat het rekenmodel overeenstemt met de werkelijkheid is het dus waarschijnlijk dat er op een aantal plaatsen kanaaltjes onder de beren doorlopen. Het is best mogelijk dat deze kanaaltjes stabiel zijn en niet verder groeien in de breedte. Aan de achterzijde van de beer is het moeilijk om eventueel grondmeevoerende wellen waar te nemen zodat controle moeilijk is. Aangetekend kan wel worden dat er nergens melding wordt gemaakt van wellen aan de achterzijde van de beer.

Een van de zwakke punten bij deze berekening is het stationaire karakter van de grondwaterstroming. Het is goed mogelijk dat deze zich niet instelt. Dit zou ook in overeenstemming zijn met de veronderstelling dat de faalkans bij kantelen en verschuiven lager is doordat de opwaartse druk kleiner is.

Samenvattend: Volgens de gangbare theorie en aanname zal er pijpvorming moeten optreden. Waargenomen zijn deze wellen niet, wat niet uitsluit dat zij toch zouden kunnen bestaan. Indien er pijpvorming heeft plaatsgevonden dan hoeft dit nog geen acuut gevaar te betekenen. De tijd die verstrekt alvorens er gevaar optreedt is echter moeilijk te schatten.

pijpvorming door diepe zandlaag

Wil er pijpvorming plaatsvinden langs deze weg dan dient er voldaan te worden aan de volgende twee voorwaarden:

- 1 De bodem van het water achter de beren moet opbarsten.
- 2 Er moet een doorgaand zandtransport plaatsvinden.

Het rekenmodel dat voortkomt uit de eerste voorwaarde is als volgt: De belasting wordt gevormd door de waterspanning tegen de afsluitende laag, ten gevolge van een hoge rivierwaterstand. De sterkte is het gewicht van de natte afsluitende laag met het hierboven aanwezige water. De betrouwbaarheidsfunctie ziet er als volgt uit:

$$Z = (\gamma_{gr} \cdot d_{gr} + \gamma_w \cdot h_1) - h_r \cdot \gamma_w$$

waarin: γ_{gr} = s.g grond
 γ_w = s.g water
 d_{gr} = dikte afdekkende laag
 h_1 = waterstand vestingsgracht
 h_r = rivierwaterstand

Wil deze grenstoestand overschreden worden dan, moeten zich tegen de afsluitende laag hoge waterdrukken kunnen

ontwikkelen. Er wordt hier verondersteld dat er tijdens overschrijding van de grenstoestand een waterdruk onder de afdekkende laag aanwezig is die gelijk is aan het verschil van binnen en buiten waterstand.

Het al dan niet optreden van deze waterdruk hangt af van de doorlatendheid van het zandpakket en de afstand tussen de plaats van opbarsten en de plaats waar de rivier in de zandlaag snijdt. Om de faalkans te berekenen is het noodzakelijk om naast alle andere grootheden ook de dikte van de afdekkende laag in het binnenwater achter de beer te kennen. De dikte van deze laag is verschillend voor de twee beren. De andere variabelen hebben voor de twee beren dezelfde waarde. Voor de waterstand wordt de bekende kansdichtheidsfunctie gebruikt. (Zie bijlage I). De binnenwaterstand wordt verondersteld normaal verdeeld te zijn met gemiddelde 2 m en standaardafwijking 0,2 m.

Indien eerst naar de beer in profiel 1 wordt gekeken dan is de dikte van de afdekkende laag ca. 4,00 meter. Wanneer de betrouwbaarheidsfunctie wordt ingevuld dan blijkt dat bij dit profiel een gemiddelde waterstand behoort van ca. N.A.P. + 4 m. Deze waterstand heeft een herhalingsfrequentie die niet in het geldigheidsgebied van de kansdichtheidsfunctie voor de waterstand ligt (zie bijlage I). Deze waterstand treedt gemiddeld 0,8 maal per jaar op. Het is dan ook waarschijnlijk dat de bodem van het binnenwater thans regelmatig opgedrukt wordt.

De afdekkende laag bij de beer in profiel 23 is dikker. Gerekend zal worden met een dikte van ca. 8 meter. Berekening (bijlage III.1.6) van de faalkans voor dit profiel geeft:

$$P(\text{falen beer 23}) = 0,13 \cdot 10^{-2}$$

Ook deze faalkans is bijzonder groot. De kans dat aan de voorwaarde, dat de bodem van het binnenwater opbarst voldaan wordt, is dus bijzonder reeel. Bedacht moet wel worden dat deze kans berekend is onder de voorwaarde van een stationaire grondwaterstroming.

Om te bekijken of ook voldaan wordt aan de tweede voorwaarde, een doorgaand zandtransport, zal wederom gebruik worden gemaakt van het criterium van Lane. De betrouwbaarheidsfunctie ziet er als volgt uit:

$$Z = L_k * 1/c - \delta H$$

Er zal verondersteld worden dat de constante c en de kwelweg L_k normaal verdeeld zijn met gemiddelde en standaard afwijking volgens tabel III.2

	gemiddelde	standafw
constante c fijn zand	6	,6
kwelweg profiel 1	90	18
kwelweg profiel 23	74	15

tabel III.2

Voor de standaardafwijking van de kwel lengte wordt 20% van het gemiddelde verondersteld, dit omdat onzeker is hoe de kwelweg exact zal lopen. Voor de faalkansen wordt gevonden (zie bijlage III.1.6):

$$P(Z < 0 \text{ beer profiel 1}) = 0,18 \cdot 10^{-2}$$

$$P(Z < 0 \text{ beer profiel 23}) = 0,67 \cdot 10^{-2}$$

De faalkans voor overschrijding van de grenstoestand piping kan nu als volgt geformuleerd worden:

$$P(\text{piping}) = P(\text{zandtransport} \cap \text{opbarsten})$$

$$= P(\text{zandtransport} | \text{opbarsten}) * P(\text{opbarsten})$$

Wil er zandtransport optreden dan zal de grenstoestand opbarsten overschreden moeten zijn zodat:

$$P(\text{piping beer 1}) = P(\text{zandtransport}) * P(\text{opbarsten})$$

$$= 0,18 \cdot 10^{-2} * 0,8 = 1,44 \cdot 10^{-3}$$

$$P(\text{piping beer 23}) = 0,67 \cdot 10^{-2} * 0,13 \cdot 10^{-2} = 8,71 \cdot 10^{-5}$$

De berekening van de faalkans voor opbarsten is gemaakt onder de voorwaarde dat er een hydrostatische druk onder de afdekkende laag aanwezig is die lineair verloopt. Het is echter twijfelachtig of deze druk zich kan opbouwen (zie aannamen bij de berekening opbarsten). Op de grootte van de faalkans zal dit een gunstig effect hebben (faalkans kleiner).

III.2 DE STENEN MUREN

In deze paragraaf zal behandeld worden hoe de faalkansen behorend bij de grenstoestanden voor de stenen muren (zie paragraaf II.2) bepaald zijn. Om herhaling te vermijden vindt bij een aantal grenstoestanden slechts een summiere behandeling plaats van de theorie. Voor een uitgebreidere behandeling van de theorie wordt verwezen naar de berekeningen bij de stenen beren.

III.2.1 OVERLOPEN

Voor het rekenmodel en de aannamen die gemaakt worden bij de berekeningen wordt verwezen naar de plaats waar de berekeningen voor de stenen beren gemaakt zijn (paragraaf III.1.1). De faalkans wordt berekend met de volgende formule:

$$P(\text{falen}) = P(Z < 0) = P(h_k < h_r) = e^{-\frac{h_k - 3,941}{0,3448}}$$

waarin:

h_k = de kruinhoogte van de muren
 h_r = de rivierwaterstand

De berekening van de faalkansen kan eenvoudig geschieden door in bovenstaande formule voor h_k de bij de verschillende profielen behorende kruinhoogtes in te vullen. De resultaten van deze berekeningen zijn in onderstaande tabel weergegeven.

profiel nr.	kruinhoogte N.A.P. + m	P(falen)
10	6,80	25.10 ⁻⁵
11	7,90	10.10 ⁻⁶
12	8,00	77.10 ⁻⁷
13	7,80	14.10 ⁻⁶
14	7,60	25.10 ⁻⁶

III.2.2 OVERSLAG

Bij de berekening van de kans op overschrijding van de grenstoestand overslag bij de stenen beren is vrij uitvoerig op de theorie ingegaan (zie paragraaf III.1.2). Hier zal volstaan worden met enkele opmerkingen voorzover deze specifiek van toepassing zijn op de stenen muren. Zo zal het

bij de stenen muren niet mogelijk zijn om meer dan 2% overslag te accepteren. Dit om schade aan de achter de kering gelegen huizen te voorkomen.

De betrouwbaarheidsfunctie is gelijk aan:

$$Z = h_K - h_R - n_{z2\%}$$

De 2% golfoploop wordt berekend met de volgende formule:

$$n_{z2\%} = 8 \cdot f \cdot h_s \cdot \tan \alpha \cdot \cos \beta$$

Volgens de literatuur mag voor $\tan \alpha$ de waarde 0,20 worden aangehouden (lit. 8 en bijlage III). Voor de ruwheidsfactor f kan de waarde 1 worden aangehouden (zie bijlage III). De waarde van β verschilt met het profiel dat beschouwd wordt. In onderstaande tabel is weergegeven welke waarde van β van toepassing is bij de verschillende profielen en hoe de betrouwbaarheidsfunctie er uitziet

profiel nr.	kruinhoogte N.A.P. + m	beta	betrouwbaarheids- functie Z =
10	6,80	45°	6,80 - h_R - 1,13. h_s
11	7,90	40°	7,90 - h_R - 1,20. h_s
12	8,00	40°	8,00 - h_R - 1,20. h_s
13	7,80	40°	7,80 - h_R - 1,20. h_s
14	7,60	40°	7,60 - h_R - 1,20. h_s

Voor de berekening wordt gebruik gemaakt van de volgende kansdichtheidsfunctie's:

$$f(h_K) = \frac{3,941}{0,3448} \cdot h_K^{-4,941}$$

Voor de rivierwaterstand: $P(h_K < h_R) = 1 - e^{-P(h_K)}$

In bijlage III is de volgende kansverdeling afgeleid die gebruikt wordt voor de golfhogten:

$$P(h_s < h) = \exp(-\exp(6,26 \cdot h - 2,51))$$

Berekening van de faalkansen met de AFDA procedure (zie paragraaf I.2) geeft de volgende resultaten (voor de berekening zie bijlage III.2.2):

profiel nr	P(falen)
10	88.10 ⁻⁵
11	26.10 ⁻⁵
12	21.10 ⁻⁵
13	33.10 ⁻⁵
14	52.10 ⁻⁵

III.2.3 KANTELEN & VERSCHUIVEN

Net zo als bij de stenen beren lijken de grenstoestanden kantelen en verschuiven bij de muren dermate veel op elkaar dat het verantwoord is ze samen te behandelen. Er zal hier gekeken worden naar overschrijding van de grenstoestand bij profiel 12. De dikte van de muur is af te leiden uit de lengte van de boorkernen die dwars door de muur geboord zijn.

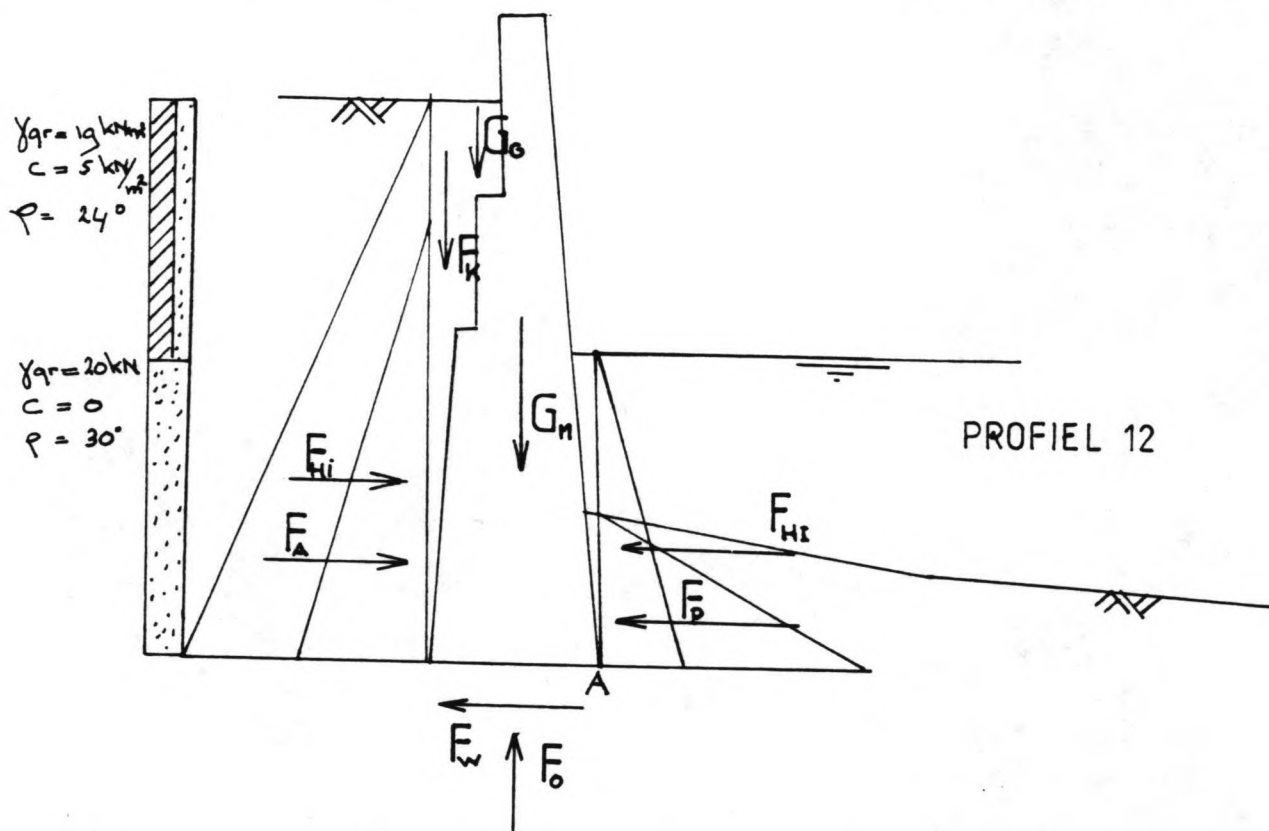
Hoewel het mechanisme bij de muren grote overeenkomsten vertoont met het mechanisme bij de stenen beren is er een belangrijk verschil. Het betreft hier het moment waarop de grenstoestand overschreden wordt. Overschrijden zal geschieden na een periode van hoogwater wanneer de rivierwaterstand reeds gedaald is en de freatische lijn deze daling niet heeft kunnen volgen. Dit betekent dat strikt genomen kantelen of verschuiven niet tot gevolg zal hebben dat het achterliggende land inundeert. Wil inundatie plaatsvinden dan is het noodzakelijk dat na een eerste periode van hoogwater er een tweede volgt. Voor de eenvoud zal hier verondersteld worden dat overschrijding van de grenstoestanden kantelen of verschuiven betekent dat de waterkering faalt.

Uit berekeningen blijkt dat de manier waarop de gronddrukken worden meegenomen in de berekeningen van grote invloed is op de uitkomsten. Besloten is de schematisatie aan te houden die in onderstaande tekening is weergegeven.

De rekenmodellen voor verschuiven en kantelen zullen hier apart behandeld worden.

verschuiven

Verschuiven kan plaatsvinden onder invloed van de krachten die in onderstaande tekening zijn weergegeven. Deze krachten zullen hieronder afzonderlijk behandeld worden.



belasting:

- F_A - De actieve gronddruk aan de binnenzijde van de muur
- F_{Hi} - De waterdruk t.g.v de grondwaterstand aan de binnenzijde van de muur

sterkte:

- F_P - De passieve gronddruk aan de buitenzijde van de muur
- F_{Hr} - De waterdruk t.g.v het rivierwater aan de buitenzijde van de kering
- F_w - De wrijvingskracht aan de onderzijde van de muur

Belangrijke krachten die mede de grote van de wrijvingskracht bepalen zijn:

- G_M - Het gewicht van de muur
- G_G - Het gewicht grondmoot op de muur
- F_o - De opwaartse kracht t.g.v de waterdruk
- F_x - De kleefkracht aan de achterzijde van de muur

De betrouwbaarheidsfunctie ziet er als volgt uit:

$$Z = (F_{Hr} + F_w + F_P) - (F_{Hi} + F_A)$$

kantelen

Bij de grenstoestand kantelen wordt de som van de momenten om de voet aan de buitenzijde van de constructie genomen. (punt a in de tekening). De volgende momenten spelen een rol:

belasting:

M_{FA} - Moment t.g.v gronddruk binnenzijde muur

M_{FHI} - ,, ,, waterdruk binnenzijde

M_{FOP} - ,, ,, opwaartse druk

sterkte:

M_{GM} - ,, ,, gewicht muur

M_{GG} - ,, ,, ,, grond

M_{FK} - ,, ,, kleefkracht

M_{FHR} - ,, ,, waterdruk buitenzijde

M_{FP} - ,, ,, passieve gronddruk

De betrouwbaarheids functie ziet er als volgt uit:

$$Z = (M_{FA} + M_{FHI} + M_{FOP}) - (M_{GM} + M_{GG} + M_{FK} + M_{FHR} + M_{FP})$$

De berekening van de faalkansen voor verschuiven en kantelen zijn gemaakt onder de volgend aannamen:

Bij de berekening wordt een reep van de muur beschouwd die 1 meter breed is en waarop alleen krachten werken aan de voor- en achterzijde van de muur. Dit betekent dat er geen rekening wordt gehouden met krachten die op de kop van de beschouwde doorsnede werken. Doordat de eigenschappen, zoals doorlatendheid en wrijvingseigenschappen van de grond, variëren over de lengte van de muur, zullen er in werkelijkheid op de kop van de muur wel krachten werken. Met deze krachten is het mogelijk de verticaal doorgaande scheuren te verklaren.

De rivierwaterstand en de ligging van de freatische lijn zijn stochastische variabelen. Tussen deze twee variabelen zal een relatie bestaan zodat zij niet onafhankelijk zijn. Bij de faalkansberekening is deze correlatie niet in rekening gebracht. Verondersteld is dat de twee variabelen onafhankelijk zijn.

De meest kritieke situatie doet zich voor wanneer na een periode van hoogwater er een snelle val van het rivierwater optreedt. De freatische lijn zal deze val slechts gedeeltelijk kunnen volgen. Hoeveel de freatische lijn

achterblijft zal onder andere afhangen van:

- Vorm en hoogte van de hoogwatergolf
- Samenstelling + opbouw van de achter de muur gelegen grond (bijv doorlatendheid)

Om de ligging van de freatische lijn te leren kennen als functie van de rivierwaterstand is door de Heidemij voorgesteld (lit 2) om achter de kering op verschillende plaatsen peilbuizen aan te brengen. Het is niet bekend of dit ook inderdaad gebeurd is.

Omdat er grote onzekerheid bestaat over de ligging van de freatische lijn is besloten om de faalkans te bepalen voor verschillende waarden van de ligging van de freatische lijn. Volgens de literatuur (lit 10) kan voor de snelle val van het rivierwater gebruik worden gemaakt van de val gedurende 10 dagen na de top, ontleend aan de gegeven afvoergolf, waarbij voor de gegeven afvoergolf gebruik kan worden gemaakt van een maatgevende afvoergolf afgeleid voor een topafvoer van $16500 \text{ m}^3/\text{s}$. De rivierwaterstand bij Woudrichem 10 dagen na de top van de maatgevende afvoergolf is ca. N.A.P. + 2 m. Voor de berekening van de faalkansen zal verondersteld worden dat de rivierwaterstand normaal verdeeld is met gemiddelde van 2 m en standaardafwijking van 0,2 m. Deze aanname wordt gedaan omdat het niet bekend is wat de exacte ligging van de waterstand zal zijn 10 dagen na de top van de hoogwatergolf. Gemiddeld zal deze schommelen rond de N.A.P. + 2 m. enige spreiding is echter mogelijk. Voor de ligging van de freatische lijn geldt een analoog dat het gemiddelde een bepaalde waarde heeft en dat hieromheen enige spreiding mogelijk is.

Voor de grondparameters wordt verondersteld dat deze normaal verdeeld zijn met een standaardafwijking van 10% van het gemiddelde (zie ook bijlage III)

De resultaten van de berekeningen zijn in onderstaande tabellen weergegeven:

verschuiven

variabele	gem	stndfw faalkans
grondparameter f_{12}	30°	3°
rivierwaterstand	N.A.P. + 2 m	,2 m
freatische vlak	N.A.P. + 4 m	,4 m 16.10 ⁻¹⁰
	5 ,,	,5 m 99.10 ⁻⁶
	6 ,,	,6 m 30.10 ⁻³
	7,5	,75 m 57.10 ⁻²

kantelen

variabele	gem	stndfw faalkans
grondparameter f_{12}	30°	3°
rivierwaterstand	N.A.P. + 2 m	,2 m
freatische vlak	5	,5 m 0(10 ⁻¹⁰)
	6	,6 m 10.10 ⁻³

De hierboven berekende kansen zijn de faalkansen voor de grenstoestanden verschuiven en kantelen onder de voorwaarden:

- 1 Er is een hoogwatergolf geweest.
- 2 De freatische lijn op peil top hoogwatergolf.

Bij de berekening van de faalkansen is geen rekening gehouden met de invloed die de voorwaarden hebben op de faalkans. Zolang de relatie tussen de rivierwaterstand en de freatische lijn niet bekend is zal het niet mogelijk zijn om de invloed van de voorwaarden op de faalkans op een juiste manier in rekening te brengen. Om toch een indruk te krijgen van de faalkans kan de wel zeer conservatieve aanname gedaan worden dat de freatische lijn even snel stijgt als de rivierwaterstand tijdens een hoogwatergolf maar niet daalt als het rivierwater begint te zakken. De kans op verschuiven kan onder deze aanname als volgt worden geschreven:

$$P(\text{verschuiven}) = P(Z < 0 \cap B) \cdot P(B)$$

waarin: $P(B)$ = freatische lijn op peil top hoogwatergolf

Indien de kansen onafhankelijk verondersteld worden dan kan de kans op verschuiven als volgt worden geschreven:

$$P(\text{verschuiven}) = P(Z < 0) \cdot P(B)$$

De kans dat een hoogwatergolf optreedt met een bepaalde topwaarde is niet te berekenen. Er zal daarom volstaan worden met de kans dat een bepaalde topwaarde overschreden wordt. Deze kans is te berekenen met de in bijlage I afgeleide formule door voor h_k de waarde van de topwaterstand in te vullen:

$$P(h_k < h_r) = e^{-\frac{h_k - 3,941}{0,3448}}$$

In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de resultaten.

faalkans freatisch vlak op	P(hoogwatergolf)	P(verschuiven)
N.A.P.+ 4 m	$16 \cdot 10^{-10}$.84
N.A.P.+ 5 m	$99 \cdot 10^{-6}$.046
N.A.P.+ 6 m	$30 \cdot 10^{-3}$.0025
N.A.P.+ 7,5 m	$57 \cdot 10^{-2}$.00003
		$1,3 \cdot 10^{-9}$
		$4,5 \cdot 10^{-6}$
		$7,6 \cdot 10^{-5}$
		$1,9 \cdot 10^{-5}$

faalkans freatisch vlak op	P(hoogwatergolf)	P(kantelen)
N.A.P.+ 5 m	$0(10^{-10})$	0,046
N.A.P.+ 6 m	$10 \cdot 10^{-3}$	0,0025
		$0(10^{-11})$
		$2,5 \cdot 10^{-5}$

Zoals blijkt uit bovenstaande tabellen is de kans op overschrijding van het mechanisme verschuiven of kantelen zelfs bij relatief hoge hoogwatergolven niet bijzonder groot. De faalkans voor het mechanisme verschuiven respectievelijk kantelen kan nu gevonden worden door de kansen voor de verschillende liggingen van de freatische lijn te sommeren. Er wordt nu voor de faalkansen gevonden:

$$P(\text{verschuiven}) = 9,9 \cdot 10^{-5}$$

$$P(\text{kantelen}) = 2,5 \cdot 10^{-5}$$

III.2.4

BEZWIJKEN STENEN CONSTRUCTIE

Deze grenstoestand wordt overschreden indien de breukspanning in het metselwerk overschreden wordt. De belasting wordt gevormd door het eigen gewicht in combinatie met de som van de op de muur werkende momenten na een

periode van hoogwater. Ten gevolge van deze belastingen ontstaan er spanningen in het metselwerk die de sterkte, de breuktrek- en drukspanningen van het metselwerk, niet mogen overschrijden.

De betrouwbaarheidsfunctie heeft de volgende gedaante:

$$Z = \sigma_{tt} - \left(\frac{\Sigma V}{b} + \frac{\Sigma M}{W} \right)$$

$$Z = \sigma_{dt} - \left(\frac{\Sigma V}{b} - \frac{\Sigma M}{W} \right)$$

waarin:

ΣM bestaat uit de som van:

M_G	=	$G \cdot a_4$	moment t.g.v. eigen gewicht
M_{HI}	=	$F_{HI} \cdot a_3$	moment t.g.v. binnen water
M_{HR}	=	$F_{HR} \cdot a_1$	moment t.g.v. rivierwater
M_a	=	$F_a \cdot a_2$	moment t.g.v. actieve gronddruk
M_o	=	$F_o \cdot a_5$	moment t.g.v. opwaartse druk

ΣV bestaat uit de som van:

G	=	eigen gewicht van de beer
F_o	=	opwaartse druk
σ_{tt}	=	breuktrekspanning metselwerk
σ_{dt}	=	breukdrukspanning „
b	=	voetbreedte constructie
W	=	weerstandsmoment constructie

Ook bij deze grenstoestanden zal de ligging van de freatische lijn van grote invloed zijn op de grootte van de faalkans. Indien de faalkans berekend wordt onder de meest ongunstige omstandigheden (freatische lijn gelijke hoogte bovenzijde muur en rivierwaterstand onder de voet van de muur) dan blijkt dat deze verwaarloosbaar klein is $O(10^{-6})$. Op grond hiervan kan deze grenstoestand als minder belangrijk worden aangemerkt.

III.2.5 BEZWIJKEN ONDERGROND

Deze grenstoestand kan overschreden worden indien de belastingen groter worden dan de toelaatbare grondspanningen. Het rekenmodel van deze grenstoestand is vrij uitvoerig behandeld bij de stenen beren (zie paragraaf III.1.4). De situatie is nog iets gunstiger (kleinere spanningen) dan bij de stenen muren zodat de faalkans nog kleiner zal zijn $O(10^{-6})$. Van behandeling van deze grenstoestand zal hier worden afgezien.

III.3 AARDEN WALLEN

III.3.1 OVERLOPEN

Voor het rekenmodel en de aannamen die gemaakt worden bij de berekeningen wordt verwezen naar de berekeningen voor de stenen beren (zie paragraaf II.1.1). De faalkans wordt berekend met de volgende formule:

$$-\frac{h_k - 3,941}{0,3448}$$

$$P(\text{falen}) = P(Z < 0) = P(h_r < h_k) = e$$

De resultaten van de berekeningen voor de verschillende profielen zijn in onderstaande tabel weergegeven

profiel nr.	kruinhoogte N.A.P. + m	P(falen)
2	7,60	24.10 ⁻⁶
3	7,90	10.10 ⁻⁶
4	8,30	32.10 ⁻⁷
17	8,90	56.10 ⁻⁸
18	8,80	76.10 ⁻⁸
19	8,20	43.10 ⁻⁷
20	8,10	58.10 ⁻⁷
21	8,20	43.10 ⁻⁷
22	8,20	43.10 ⁻⁷

III.3.2 OVERSLAG

Voor de theorie die gebruikt wordt om de faalkans te berekenen wordt verwezen naar de berekeningen bij de stenen beren (zie paragraaf II.1.2). Hier zal volstaan worden met een enkele opmerking voorzover deze specifiek van toepassing zijn op de aarden wallen. Er wordt niet meer dan 2% golfoverslag toegelaten, om schade aan de achter de kering gelegen huizen acceptabel klein te houden.

De betrouwbaarheidsfunctie is gelijk aan:

$$Z = h_k - h_r - h_{z2x}$$

De 2% golfoploop wordt berekend met de volgende formule:

$$h_{z2x} = 8.f.h_s.tan\alpha.cos\beta$$

Voor de waarde van $\tan \alpha$ kan 0,38 worden aangehouden (zie bijlage III). De ruwheidsfactor heeft de waarde 1 (zie bijlage III). De waarde van β verschilt met het profiel dat beschouwd wordt.

In onderstaande tabel is weergegeven welke waarde van beta van toepassing is bij de verschillende profielen en hoe de betrouwbaarheidsfunctie er uitziet.

profiel nr.	kruinhoogte N.A.P. + m	beta	betrouwbaarheids- functie Z =
2	7,60	30°	7,60 - h _r - 2,63.h _s
3	7,90	30°	7,90 - h _r - 2,63.h _s
4	8,30	30°	8,30 - h _r - 2,63.h _s
17	8,90	0°	8,90 - h _r - 3,04.h _s
18	8,80	0°	8,80 - h _r - 3,04.h _s
19	8,20	0°	8,20 - h _r - 3,04.h _s
20	8,10	0°	8,10 - h _r - 3,04.h _s
21	8,20	0°	8,20 - h _r - 3,04.h _s
22	8,20	0°	8,20 - h _r - 3,04.h _s

Voor de berekening wordt gebruik gemaakt van de volgende kansdichtheidsfunctie's:

$$- \frac{h_k - 3,941}{0,3448}$$

Voor de rivierwaterstand: $F(h_r < h_k) = 1 - e$

Voor de golfhoogte kan de in bijlage III afgeleide kansdichtheidsfuncties gebruikt worden. Voor de profielen 2 t/m 4 kan gebruik worden gemaakt van de functie:

$$= P(h_s < h) = \exp(-\exp(5,14.h - 2,48))$$

en voor de profielen 17 t/m 23 van de functie:

$$= P(h_s < h) = \exp(-\exp(8,64.h - 1,81))$$

Berekening van de faalkansen (zie berekeningen bijlage III.2.2 met de AFDA procedure geeft de volgende resultaten

profiel nr	F(falen)
2	12.10 ⁻⁴
3	36.10 ⁻³
4	24.10 ⁻³
17	12.10 ⁻⁴
18	11.10 ⁻⁴
19	11.10 ⁻⁴
20	12.10 ⁻⁴
21	11.10 ⁻⁴
22	11.10 ⁻⁴

III.3.3

STABILITEIT BUITENTALUD

Bij overschrijding van de grenstoestand verlies stabiliteit buitentalud zal er een gedeelte van het buitentalud over een bepaald vlak afglijden. In deze situatie zal het aandrijvende moment het weerstrevende moment overtreffen. Het meest waarschijnlijk is het dat dit gebeurd na een periode van hoogwater wanneer het talud verzadigd is met water en de steundruk ten gevolge van het rivierwater wegvalt.

De formulering van de betrouwbaarheidsfunctie is indien de stabiliteitsfactor F bekend is eenvoudig en heeft de volgend gedaante:

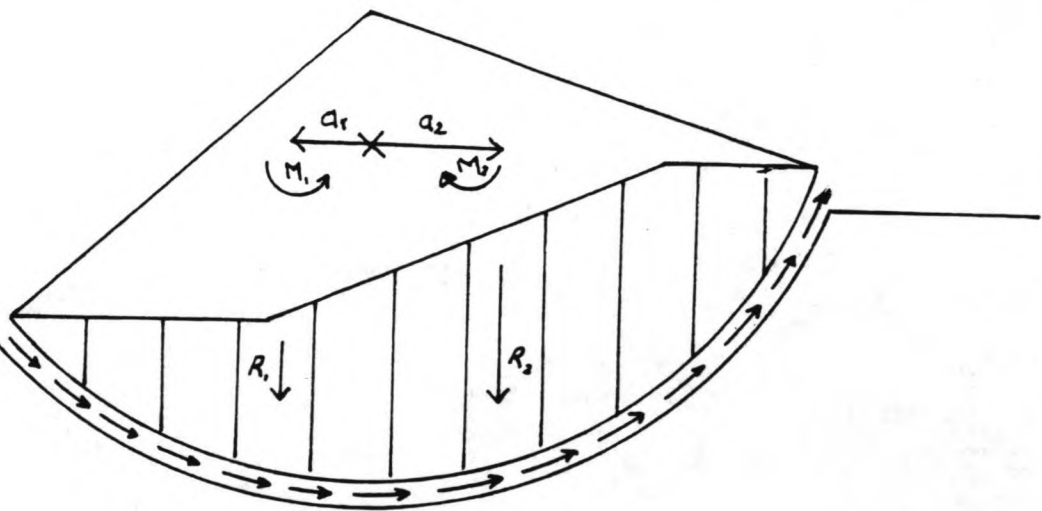
$$Z = F - 1$$

Onder de stabiliteitsfactor wordt in het algemeen het quotient verstaan van het weerstrevende en het aandrijvende moment. De betrouwbaarheidsfunctie kan dus ook als volgt geformuleerd worden:

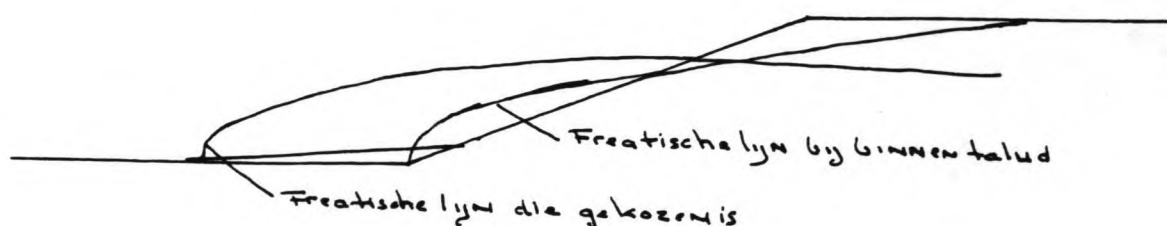
$$Z = \frac{M_w}{M_a} - 1$$

Voor de berekening van F staan een aantal rekenmodellen ter beschikking die veelal vernoemd zijn naar de bedenker van het model zoals de methode Bishop, Fellenius en Gulman. De verschillen tussen deze methoden is veelal een gevolg van verschillende aannamen die ten grondslag liggen aan het rekenmodel. De uitkomsten van de verschillende methoden verschillen zodoende ook enigszins. Er zal hier gebruik worden gemaakt van de methode die bekend staat als Simplified Bishop methode. Deze methode gaat uit van een cirkelvormig glijvlak. Bij de berekening wordt het glijvlak

cirkelvormig glijvlak. Bij de berekening wordt het glijvlak opgedeeld in lamellen. Het gewicht van de lamellen oefent een koppel uit om het middelpunt van de cirkel. De lamellen aan de linkerzijde oefenen een negatief moment uit en de lamellen aan de rechterzijde een positief moment. De waarde die gevonden wordt voor F hangt mede af van het middelpunt en de straal van de cirkel die gekozen wordt. Voor nadere uitleg over het gebruik van de methode alsmede de aannamen die ten grondslag liggen aan de methode wordt verwezen naar de literatuur (lit 9).



Hoewel de formulering van de betrouwbaarheidsfunctie en het rekenmodel behorend bij de Simplified Bishop methode betrekkelijk eenvoudig is, kunnen de faalkansen niet zondermeer bepaald worden door de betrouwbaarheidsfunctie in te vullen in het computerprogramma dat gebruik maakt van de AFDA procedure. Voor de berekening van de faalkansen is daarom gebruik gemaakt van een door ir. W. Meermans ontwikkeld computerprogramma. Dit programma maakt gebruik van de Simplified Bishop methode in combinatie met de AFDA procedure. Het programma is geschreven om te berekenen wat de kans is dat een binnentalud afglijdt. Het is dan ook niet mogelijk om de freatische lijn op een juiste wijze voor een buitentalud in te voeren. In het programma heeft de freatische lijn een parabolisch verloop (zie tekening). Door het probleem op een handige wijze te schematiseren zal de helling van de freatische lijn klein blijven en komt het intreepunt hoog te liggen. Op deze wijze wordt een benadering verkregen voor de faalkans van een buitentalud.



Bij gebruik van het programma moeten achtereenvolgens de volgende gegevens worden ingevoerd:

- 1 De coördinaten van de geometrie van het dijklichaam
- 2 De eigenschappen van de grondsoorten (cohesie, hoek inwendige wrijving, soortelijk gewicht droog en nat) alsmede de onderbegrenzing van de grondlagen.
- 3 Of er rekening moet worden gehouden met wateroverspanning.
- 4 Intree punt van de freatische lijn.
- 5 Het middelpuntstramien dat afgezocht moet worden.
- 6 De straal (stralen) van de glijcirkel (s) waarvan de faalkans berekend moet worden.

Vrijwel al deze parameters kunnen in de praktijk een stochastisch karakter hebben. Het is mogelijk om voor elk van de bovenstaande parameters een standaardafwijking op te geven bij de invoer van het programma. Voor slechts een beperkt aantal parameters is dit gedaan. Analoog aan de berekeningen voor de grenstoestanden verschuiven en kantelen bij de stenen muren is slechts voor één profiel de faalkansen bepaald. Verondersteld wordt dat de faalkansen bij de andere profielen dezelfde orde grootte hebben. De keuze is gemaakt voor profiel nummer 4. Dit profiel heeft een voor de waterkering kenmerkend uiterlijk. In bijlage III.3.3 is de invoer van het hier onderzochte probleem weergegeven hier is tevens terug te vinden bij welke parameters een stochastisch karakter verondersteld wordt.

Bij de berekening is afgezien van de mogelijkheid om overspannen grondwater in te voeren omdat het materiaal waaruit de wallen en de eronder liggende lagen opgebouwd zijn voornamelijk uit klei bestaat.

Met behulp van een verkorte versie van het programma is eerst voor twee verschillende posities van de freatische lijn bepaald voor welk middelpunt en welke straal de mean value benadering van de faalkans minimaal is. Hierna was het de bedoeling om voor die punten waar de mean value benadering van de faalkans een minimum heeft het design

point te bepaald. Het bleek echter dat de uitgebreide versie van het programma niet naar behoren functioneerde zodat van de bepaling van het design point afgezien is. Voor de faalkansen zal volstaan worden met de mean value benadering. De resultaten zijn in onderstaande tabel weergegeven (berekeningen in bijlage III.3.3).

coördinaten		straal	faalkans
x	y	r	
8,5	9	6	0,046
8,5	9	6	0,044

De hierboven staande kans is een faalkans voor het buitentalud indien voldaan wordt aan de volgende twee voorwaarden:

- 1 Er is een hoogwatergolf geweest
- 2 De freatische lijn op peil top hoogwatergolf.

Bij de berekening van de faalkansen is geen rekening gehouden met de invloed die de voorwaarden hebben op de faalkans. Zolang de relatie tussen de rivierwaterstand en de ligging van de freatische lijn niet bekend is zal het niet mogelijk zijn om de invloed van de voorwaarden op de faalkans in rekening te brengen. Analoog als gedaan bij de berekening van de faalkansen van de grenstoestanden kantelen en verschuiven in paragraaf III.2.3 zal hier aangenomen worden dat de freatische lijn even snel stijgt als de rivierwaterstand tijdens een hoogwatergolf maar niet daalt als het rivierwater begint te zakken. De kans op afglijden kan onder deze aanname als volgt geschreven worden:

$$P(\text{afglijden}) = P(Z < 0 \cap B) \cdot P(B)$$

waarin: $P(B)$ = kans freatische lijn op peil top hoogwatergolf

Wordt verondersteld dat de kansen onafhankelijk zijn dan kan de kans op afglijden als volgt geschreven worden:

$$P(\text{afglijden}) = P(Z < 0) \cdot P(B)$$

De kans dat een hoogwatergolf optreedt met een bepaalde topwaarde kan niet berekend worden. Er zal daarom volstaan worden met de kans dat een bepaalde topwaarde overschreden wordt. Deze kans is te berekenen met de in bijlage I afgeleide formule:

$$- \frac{h_w - 3,941}{0,3448}$$

$$P(h_w < h_r) = e$$

Op deze wijze wordt nu gevonden:

faalkans freatisch vlak op	P(hoogwatergolf)	P(afglijden)
N.A.P. + 5,8 m $46 \cdot 10^{-3}$	0,0045	$2,1 \cdot 10^{-4}$
N.A.P. + 4,8 m $44 \cdot 10^{-3}$	0,083	$3,6 \cdot 10^{-3}$

De faalkans voor het mechanisme afglijden kan nu gevonden worden door de kansen voor de verschillende liggingen van de freatische lijn te sommeren. Er ontstaat nu voor de faalkans:

$$P(\text{afglijden}) = 3,8 \cdot 10^{-3}$$

III.3.4

EROSIE BUITENTALUD

Berekening van de faalkans is bij deze grenstoestand niet mogelijk omdat er geen goed rekenmodel beschikbaar is. Een van de grote problemen is dat het niet bekend is wat de sterkte van de grasmat is die op het talud van de wallen is aangebracht. Volgens de literatuur (lit 10) biedt een goede grasmat voldoende bescherming tegen regenval, aanvallen van kleine golven en stroom van beperkte duur en snelheid. Er wordt tevens op gewezen dat een grasmat alleen toepasbaar is boven water, op belopen die bij voorkeur niet steiler zijn dan 1:2,5 a 1:3. Bij de wallen is het talud veel steiler plaatselijk zelfs 1:1. en op een aantal plaatsen op de wallen groeien bomen. Bij inspectie ter plaatse blijkt dan ook dat er geen sprake is van een goede grasmat. De toestand van de grasmat kan als volgt worden samengevat:

- Rond de bomen zijn op een groot aantal plaatsen grote kale plekken waarneembaar.
- De wallen worden veelvuldig belopen er zijn dan ook hele gedeelten van het gras weggetrapt (soort paden in de wallen gesleten).
- De onderhoudstoestand van de grasmat is zeer slecht te noemen. Op veel plaatsen groeit onkruid dat hoog opschiet.

Gezien de toestand waarin de grasmat momenteel verkeert moet geconcludeerd worden dat indien er hoogwater optreedt er zeker op een aantal plaatsen erosie zal optreden. Erosie zal

echter lokaal optreden en zal niet direct tot acuut gevaar leiden uitgesloten is dit echter beslist niet. De kans op erosie zal hier even groot worden geschat als de kans op overschrijden van de rivierwaterstand N.A.P. + 4,5 m. Gekozen is voor deze rivierwaterstand omdat op dit niveau veel kale plekken waarneembaar zijn. De kans dat deze waterstand overschreden wordt is gelijk aan 0,05.

III.4 COMBINATIE STENEN MUUR AARDEN WAL

III.4.1 OVERLOPEN

Voor het rekenmodel en de aannamen die gemaakt worden bij de berekeningen wordt verwezen naar de berekeningen voor de stenen beren (zie paragraaf III.1.1). De faalkans wordt berekend met de volgende formule:

$$\frac{h_k - 3,941}{0,3448}$$

$$P(\text{falen}) = P(Z < 0) = P(h_k < h_r) = e$$

De resultaten van de berekeningen voor de verschillende profielen zijn in onderstaande tabel weergegeven

profiel nr.	kruinhoogte N.A.P. + m	P(falen)
5	8,30	32.10 ⁻⁷
6	8,20	43.10 ⁻⁷
7	7,30	58.10 ⁻⁶
8	7,20	78.10 ⁻⁶
9	7,30	58.10 ⁻⁶
10	6,80	25.10 ⁻⁵
15	8,20	43.10 ⁻⁵
16	8,60	13.10 ⁻⁵

III.4.2 OVERSLAG

Voor de theorie die gebruikt wordt voor het berekenen van de faalkans wordt verwezen naar de berekening van de faalkans bij de stenen beren. Hier zal volstaan worden met een enkele opmerking voorzover deze specifiek van toepassing zijn op de combinatie van stenen muren en aarden wallen. Er wordt niet meer dan 2% overslag toegelaten. Dit om schade aan de achter de kering gelegen huizen acceptabel klein te houden.

De betrouwbaarheidsfunctie is gelijk aan:

$$Z = h_k - h_r - h_{z\%}$$

De 2% golfoploop wordt berekend met de volgende formule:

$$h_{z\%} = 8.f.h_s.\tan\alpha.\cos\beta$$

Voor de waarde van $\tan\alpha$ kan 0,38 worden aangehouden (zie bijlage III). De ruwheidsfactor f heeft de waarde 1 (zie bijlage III). De waarde van β verschilt met het profiel dat beschouwd wordt. In onderstaande tabel is weergegeven welke waarde van β van toepassing is bij de verschillende profielen en hoe de betrouwbaarheidsfunctie er uitziet

profiel nr.	kruinhoogte N.A.P. + m	beta	betrouwbaarheids- functie Z =
5	8,10	30°	8,10 - h_r - 2,63. h_s
6	8,45	30°	8,45 - h_r - 2,63. h_s
7	8,70	0°	8,70 - h_r - 3,04. h_s
8	7,50	45°	7,50 - h_r - 2,15. h_s
9	8,10	20°	8,10 - h_r - 2,86. h_s
15	7,20	0°	7,20 - h_r - 3,04. h_s
16	7,45	0°	7,45 - h_r - 3,04. h_s

Voor de berekening wordt gebruik gemaakt van de volgende kansdichtheidsfunctie's:

$$- \frac{h_k - 3,941}{0,3448}$$

Voor de rivierwaterstand: $P(h_r < h_k) = 1 - e$

Voor de golfhoogte kan gebruik worden gemaakt van de kansdichtheidsfuncties die in bijlage II zijn afgeleid. Voor profiel 5 t/m 9 wordt gebruik gemaakt van:

$$P(h_s < h) = \exp(-\exp(6,78.h - 2,54))$$

en voor de profielen 15 en 16 van:

$$P(h_s < h) = \exp(-\exp(6,25.h - 2,51))$$

Berekening van de faalkansen met de AFDA procedure (zie bijlage III.4.2) geeft de volgende resultaten:

profiel nr	P(falen)
5	33.10 ⁻⁴
6	18.10 ⁻⁴
7	23.10 ⁻⁴
8	35.10 ⁻⁴
9	41.10 ⁻⁴
15	36.10 ⁻⁴
16	18.10 ⁻⁴

III.4.3 VERLIES STABILITEIT BUITENTALUD

Het talud dat bovenop de stenen muren ligt vertoont veel gelijkenis met het bovenste gedeelte van het talud van de aarden wallen. Zowel de geometrie als de samenstelling van de grond komt goed overeen. Voor de wallen talud is in paragraaf III.3.3 de faalkans bepaald. Er zal hier verondersteld worden dat de faalkans voor de op de muren gelegen wallen van dezelfde orde grootte is. De kans op afglijde is dus gelijk aan $0(10^{-3})$.

III.4.4 EROSIE BUITENTALUD

Berekening van de faalkans is bij deze grenstoestand niet goed mogelijk omdat er geen goed rekenmodel beschikbaar is. Gezien de conditie waarin de grasmat verkeerd mag niet verwacht worden dat deze erosie kan tegengaan (zie paragraaf III.3.4). Ook hier zal verondersteld worden dat er erosie optreedt als de grasmat onder water komt te staan. De kans dat dit gebeurd zal iets kleiner zijn dan bij de aarden wallen omdat het water boven de stenen muren uit moet stijgen alvorens het gras onder water komt te staan. De hoogte van de stenen muren komt overeen met N.A.P. + 5,5 m. De kans dat deze waterstand overschreden wordt kan bepaald worden met de in bijlage I afgeleide formule. De faalkans wordt nu gelijk aan:

$$P(\text{erosie}) = 0,01$$

III.4.5 KANTELEN EN VERSCHUIVEN

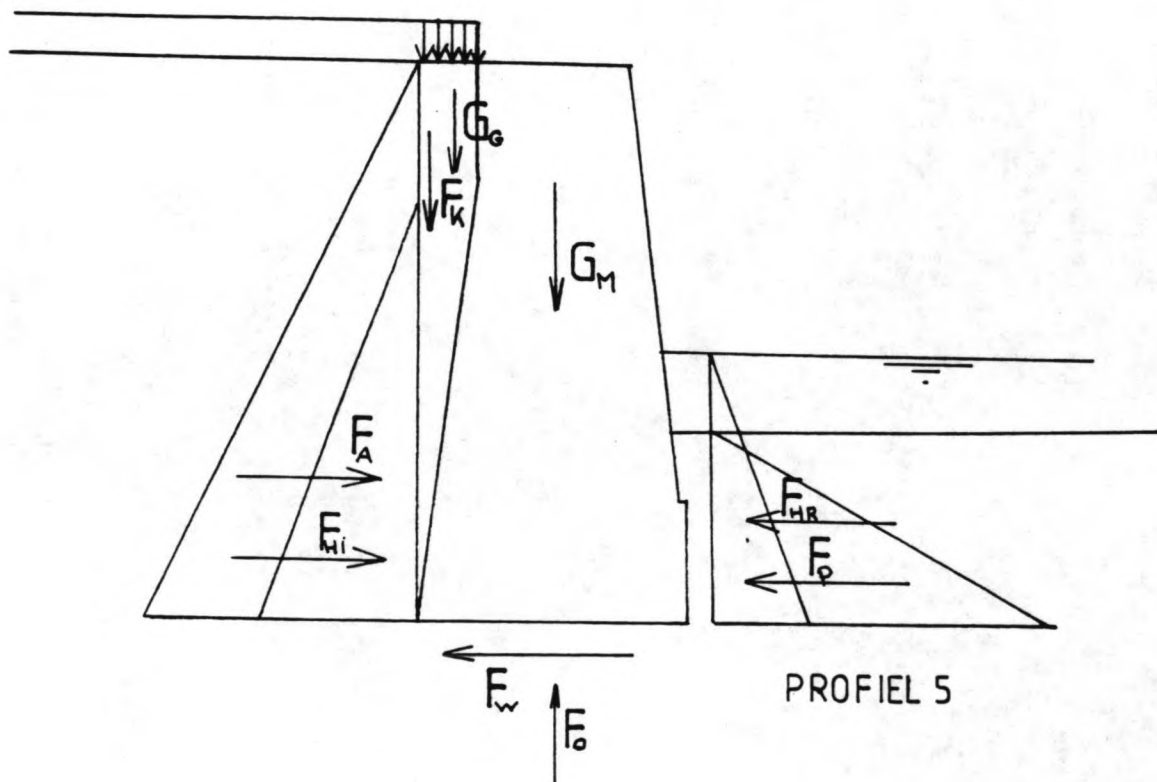
De faalkansen voor de grenstoestanden kantelen en verschuiven zullen net zo als bij de stenen beren en muren gezamenlijk behandeld worden. De berekeningen zullen gemaakt worden voor profiel 5. De afmetingen van dit profiel zijn af

te leiden uit boorkernen die dwars door de muur zijn geboord. Net zo als bij de stenen muren zal eventueel kantelen of verschuiven plaatsvinden na een periode van hoogwater. Ook nu zal verondersteld worden dat de waterkering faalt indien een van de grenstoestanden overschreden wordt.

De gronddrukken zijn op dezelfde wijze geschematiseerd als bij de stenen muren. De aarden wallen zijn geschematiseerd tot een gelijkmatig verdeelde belasting. De rekenmodellen zullen hier apart behandeld worden.

verschuiven

Verschuiven kan plaatsvinden onder invloed van de krachten die in onderstaande tekening zijn weergegeven. Deze krachten zullen hieronder afzonderlijk behandeld worden.



belasting:

- F_A - De actieve gronddruk aan de binnenzijde van de muur
- F_{H1} - De waterdruk t.g.v de grondwaterstand aan de binnenzijde van de muur

sterkte:

- F_P - De passieve grondruk aan de buitenzijde van de muur
- F_{HR} - De waterdruk t.g.v het rivierwater aan de buitenzijde van de kering
- F_W - De wrijvingskracht aan de onderzijde van de muur

Belangrijke krachten die mede de grote van de wrijvingskracht bepalen zijn:

- G_M - Het gewicht van de muur
- G_G - Het gewicht grondmoot op de muur
- F_O - De opwaartse kracht t.g.v de waterdruk
- F_K - De kleefkracht achterzijde van de muur

De betrouwbaarheidsfunctie ziet er als volgt uit:

$$Z = (F_{HR} + F_W + F_P) - (F_{HI} + F_A)$$

kantelen

Bij de grenstoestand kantelen wordt de som van de momenten om de voet aan de buitenzijde van de constructie genomen (punt a in de tekening). De volgende momenten spelen een rol:

belasting:

- M_{FA} - Moment t.g.v grondruk binnenzijde muur
- M_{FHI} - " " waterdruk binnenzijde
- M_{FOF} - " " opwaartse druk

sterkte:

- M_{GM} - " " gewicht muur
- M_{GG} - " " " " grond
- M_{FK} - " " kleefkracht
- M_{FHR} - " " waterdruk buitenzijde
- M_{FP} - " " passieve grondruk

De betrouwbaarheidsfunctie ziet er als volgt uit:

$$Z = (M_{FA} + M_{FHI} + M_{FOF}) - (M_{GM} + M_{GG} + M_{FK} + M_{FHR} + M_{FP})$$

Voor de aannamen die gemaakt worden om de berekeningen te kunnen uitvoeren wordt verwezen naar de berekeningen van de faalkansen bij de muren. Ook hier zal de faalkans dat $Z < 0$ is voor verschillende waarden van de ligging van de freatische lijn berekend worden. De resultaten zijn weergegeven in onderstaande tabellen.

verschuiven

variabele	gem	stndfw	faalkans
grondparameter ϕ	23°	2°	
rivierwaterstand	N.A.P. + 2,3 m	,2	
freatische vlak	N.A.P. + 3 m	,3	27.10 ⁻⁴
	N.A.P. + 4 m	,4	19.10 ⁻³
	N.A.P. + 5 m	,5	46.10 ⁻²

kantelen

variabele	gem	stndfw	faalkans
grondparameter ϕ	23°	2°	
rivierwaterstand	N.A.P. + 2,3 m	,2	
freatische vlak	N.A.P. + 4 m	,4	0(10 ⁻¹²)
	N.A.P. + 5 m	,6	20.10 ⁻⁴

Ook hier is bij de berekening van de faalkansen geen rekening gehouden met het feit dat de kans berekend is onder de volgende twee voorwaarden:

- 1 Er is een hoogwatergolf geweest.
- 2 De freatische lijn ligt op een bepaald peil.

Ook hier zal de conservatieve aanname gedaan worden dat de stijging van het freatische vlak gelijk is aan de stijging van het rivierwater en dat het freatische vlak niet daalt als het rivierwater daalt. De kans op verschuiven kan onder deze aanname als volgt geschreven worden:

$$P(\text{verschuiven}) = P(Z < 0 \cap B) = P(Z < 0 | B) \cdot P(B)$$

waarin: $P(B)$ = freatische lijn op peil top hoogwater golf

Indien verondersteld wordt (noodgedwongen) dat de kansen onafhankelijk zijn onstaat:

$$P(\text{verschuiven}) = P(Z < 0) \cdot P(B)$$

De kans dat een hoogwatergolf optreedt met een bepaalde topwaarde is niet te berekenen. Er zal daarom volstaan worden met de kans dat een bepaalde topwaarde overschreden wordt. Deze kans is te berekenen met de in bijlage I afgeleide formule door voor h_w de waarde van de topwaterstand in te vullen:

$$P(h_k < h_r) = e^{-\frac{h_k - 3,941}{0,3448}}$$

In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de resultaten.

faalkans freatisch vlak op	P(hoogwatergolf)	P(verschuiven)	
N.A.P.+ 3 m	27.10 ⁻⁶	1.0	2,7.10 ⁻⁶
N.A.P.+ 4 m	19.10 ⁻³	.84	1,6.10 ⁻²
N.A.P.+ 5 m	46.10 ⁻²	.046	2,2.10 ⁻⁶

faalkans freatisch vlak op	P(hoogwatergolf)	P(kantelen)	
N.A.P.+ 4 m	0(10 ⁻¹⁰)	0,84	0(10 ⁻¹⁰)
N.A.P.+ 5 m	20.10 ⁻⁴	0,046	9,2.10 ⁻⁵

Zoals blijkt uit bovenstaande tabellen is de kans op overschrijding van het mechanisme verschuiven of kantelen zelfs bij relatief hoge hoogwatergolven niet bijzonder groot. De faalkans voor het mechanisme verschuiven respectievelijk kantelen kan nu gevonden worden door de kansen voor de verschillende liggingen van de freatische lijn te sommeren. Er wordt nu voor de faalkansen gevonden:

$$P(\text{verschuiven}) = 1,6 \cdot 10^{-2}$$

$$P(\text{kantelen}) = 9,2 \cdot 10^{-5}$$

III.4.6 BEZWIJKEN STENEN CONSTRUCTIE

Deze grenstoestand wordt overschreden indien de breukspanning in het metselwerk overschreden wordt. De belasting wordt gevormd door het eigen gewicht in combinatie met de som van de op de muur werkende momenten na een periode van hoogwater.

De betrouwbaarheidsfunctie heeft de volgende gedaante:

$$Z = \sigma_{tt} - \left(\frac{\sum V}{b} + \frac{\sum M}{W} \right)$$

de coupure niet gesloten is. Het niet aan brengen van de schotbalken zal gezien worden als een menselijk falen. De oorzaak van het menselijk falen kan zeer divers zijn. Zo kan er gedacht worden aan ziekte van de personen die de coupure moeten sluiten, diefstal van de balken etc. Er zal hier niet worden ingegaan op alle mogelijke oorzaken van het menselijk falen. Volledig arbitrair zal verondersteld worden dat gemiddeld eens in de 100 maal dat de coupure gesloten moet worden, dit niet gebeurt. De faalkans is nu gelijk aan de kans dat de waterstand boven de drempel uitstijgt onder voorwaarde dat de coupure open is. Er van uitgaande dat deze kansen onafhankelijk zijn onstaat:

$$P(h_R > h_D | F_M) = P(h_R > h_D) \cdot P(F_M)$$

waarin: h_R = waterhoogte op de rivier
 h_D = drempelhoogte van de coupure
 F_M = menselijk falen

De drempels van de twee coupures liggen zo laag dat kansen buiten het geldigheidsgebied liggen van de kansdichtheidsfunctie die in bijlage I is afgeleid. De kansen worden afgelezen uit de grafiek die de overschrijdingsfrequentieverdeling geeft voor de topafvoeren te Woudrichem. De berekening en de resultaten zijn in onderstaande tabel weergegeven:

	drempel hoogte N.A.P. + m	$P(h_R > h_D)$	$P(F_M)$	$P(h_R > h_D F_M)$
L'stijnse	3,43	1,05	0,01	$1 \cdot 10^{-2}$
Koepoort	3,80	0,8	0,01	$8 \cdot 10^{-3}$

gesloten toestand

De berekening van de faalkans in gesloten toestand verloopt volledig analoog, met dezelfde aannamen en definities, aan de berekening bij de beren (zie paragraaf III.1.1). De kans van falen wordt weergegeven door de volgende formule:

$$P(\text{falen}) = P(Z < 0) = e^{-\frac{h_K - 3,941}{0,3448}}$$

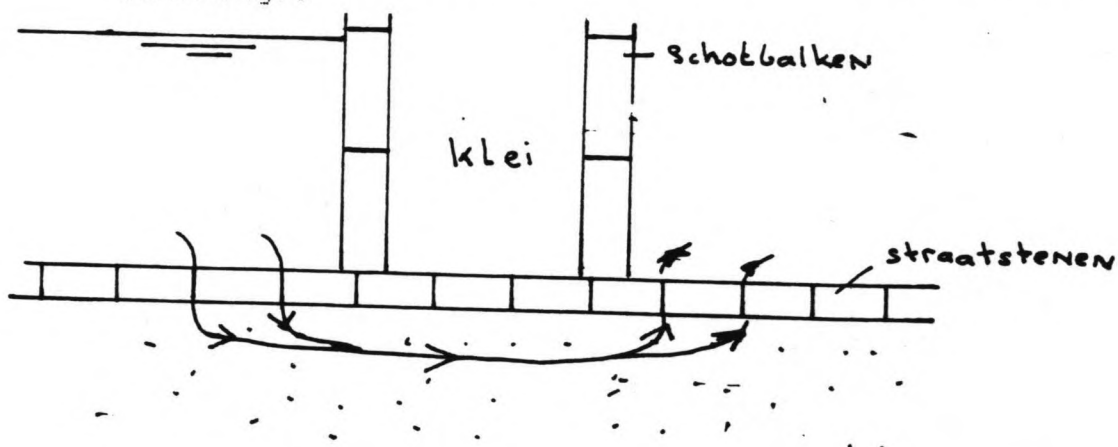
De faalkansen worden nu:

$$P(\text{falen Loevestijnsepoort}) = 12 \cdot 10^{-3}$$

$$P(\text{falen Koepoort}) = 43 \cdot 10^{-3}$$

III.5.2 PIPING

Indien de coupure gesloten is en het water boven de drempel uitstijgt is het mogelijk dat er piping optreedt onder de drempel van de coupure door. Het water dringt eerst tussen de straatstenen door stroomt door de grond heen en dringt tussen de staatstenen aan de andere zijde weer omhoog (zie tekening).



Bij overschrijding van de grenstoestand piping zal langs deze weg materiaaltransport optreden. De weerstand die het water ondervindt wordt grotendeels bepaald door de straatstenen. Welke waarde aan deze weerstand moet worden toegekend is moeilijk te bepalen. Berekening van de faalkans met het criterium van Lane is niet bijzonder zinvol. Er zal hier verondersteld worden dat het mechanisme overschreden wordt zodra de waterstand één meter boven de drempel uitstijgt. De kans op deze gebeurtenis kan op exact dezelfde manier bepaald worden als bij overlopen. Voor de kans op overschrijding van de grmestoestand piping wordt zo gevonden:

$$P(\text{piping}) = 0,24$$

III.6 BESCHOUWING VAN DE RESULTATEN

In het voorgaande zijn met behulp van rekenmodellen en een aantal aannamen berekeningen gemaakt van de faalkansen. Daar waar aannamen gemaakt zijn is steeds gekozen voor de meest conservatieve aanname (zie inleiding hoofdstuk III). Ook de waarde van de parameters zijn zo ongunstig mogelijk gekozen. Voor een aantal mechanismen leidt dit tot een onrealistisch hoge waarde van de faalkans. Er zal hier daarom gekeken worden naar wat de betrouwbaarheid van de berekeningen is en wat het effect kan zijn van betere aannamen op het resultaat van de berekeningen. Deze beschouwingen kunnen belangrijk zijn omdat op basis hiervan besloten kan worden bepaalde berekeningen met betere aannamen te maken. Blijkt echter dat betere aanname slechts een kleine verandering van de faalkans tot gevolg heeft en deze toch ontoelaatbaar groot blijft dan is het weinig zinvol veel kosten te maken om betere resultaten te krijgen.

III.6.1 OVERLOPEN EN OVERSLAG

Het rekenmodel dat gebruikt wordt om de faalkansen die bij deze mechanismen horen te bepalen is goed bekend. De berekeningen zijn gemaakt met realistische aannamen. Mogelijk dat er een of twee aannamen zijn die voor discussie vatbaar zijn en verbeterd kunnen worden. Het is onwaarschijnlijk dat uit berekeningen met betere aannamen volgt dat de profielen die volgens de huidige berekeningen niet voldoen wel zouden voldoen aan de ontwerpeisen. Het zoeken naar betere aannamen is dan ook niet zinvol. De invloed die deze verbetering heeft op de grootte van de faalkans zal gering zijn. Een groot voordeel is dat voor alle profielen exact hetzelfde rekenmodel en aannamen gebruikt zijn. Zodat zeker de relatieve waarde van de resultaten groot is.

III.6.2 KANTELEN EN VERSCHUIVEN

Het rekenmodel voor de grenstoestanden kantelen en verschuiven dat gebruikt is om de faalkansen die behoren bij de verschillende profielen te berekenen is in principe hetzelfde. De mate waarin de verschillende parameters een rol spelen verschilt echter per profielen groep aanzienlijk. Zo is er bij de beren in tegenstelling tot bij de muren en de combinatie van muren en wallen geen grond aanwezig die actieve gronddruk kan leveren. Ook de aannamen die gedaan zijn bij de berekening verschillen per profielengroep. De resultaten van de berekeningen zullen hier per profielen groep beschouwd worden.

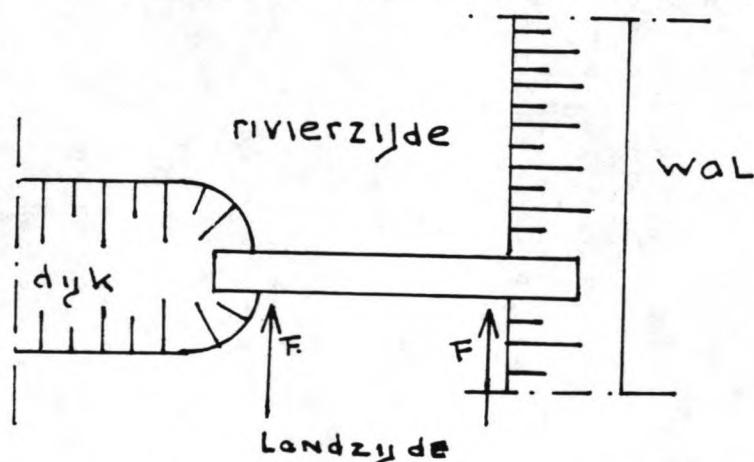
De beren

De belangrijkste aanname die gedaan is bij de berekeningen van de faalkansen is dat de beren op staal gefundeerd zijn. Er zijn echter tekeningen bekend waarop aangegeven staat dat er palen onder de beren staan. Besloten is om aan te houden dat de beren op staal gefundeerd zijn omdat:

- 1 Het aantal palen, afmetingen, inheinviveaus, en paalbelasting onbekend zijn.
- 2 De toestand waarin de waarschijnlijk houten palen zich bevinden onbekend is.

De aanname fundering op staal is dan ook gedaan bij gebrek aan betere informatie. Indien de faalkans voor kantelen of verschuiven bij een fundering op staal voldoende klein is dan hoeft dit nog niet te betekenen dat deze ook voldoende klein is wanneer de beer op palen gefundeerd blijkt te zijn. De berekende faalkans kan dus enigzins misleidend zijn omdat de grootte van de werkelijke faalkans in hoge mate bepaald kan worden door de aanwezige fundering. De faalkans die berekend is onder aanname fundering op staal is in ieder geval ontoelaatbaar hoog. Mogelijk kan de faalkans lager liggen indien er rekening wordt gehouden met de volgende factoren:

Bij de berekening wordt er geen rekening mee gehouden dat de beer aan de uiteinden ingeklemd is in de wal aan de ene zijde en de dijk aan de andere zijde. Wordt dit kopeffect (zie tekening) geschat op 20 kN per strekkende meter beer dan geeft dit een reductie van ca. 50% van de faalkans



Er wordt geen rekening gehouden met de grond achter de beer. Er is verondersteld dat deze grond van slechte kwaliteit is en geen passieve

gronddruk zal geven. In werkelijkheid zal de grond natuurlijk wel iets bijdragen.

Het is waarschijnlijk dat de sterkteparameters in de betrouwbaarheidsfuncties hogere waarden hebben dan de in de berekening toegepaste.

Ten eerste is voor de waterdruk onder de beer een bovengrens ingevoerd. Het is goed mogelijk dat deze bovengrens niet bereikt wordt gedurende een hoogwater periode.

Ten tweede zullen de grondparameters andere waarden hebben. De waarde van f_{ie} is bepaald door meting op een paar monsters. Een betere waarde zou gevonden kunnen worden indien langs de onderkant van de beer monsters werden genomen en hiervan het gemiddelde bepaald zou worden. Als dit gedaan wordt zou het kunnen dat de gemiddelde waarde van f_{ie} hoger is en de spreiding lager (zie bijlage III). Dit betekent dat de sterkte groter zal zijn dan de berekende en daarmee de kans op falen kleiner.

Het is niet eenvoudig om kwalitatief na te gaan wat het effect op de faalkans is indien een berekening wordt gemaakt waarin gebruik wordt gemaakt van betere veronderstellingen en realistischere waarden voor de parameters. Kwalitatief is het wel aannemelijk dat de faalkans kleiner zal zijn. Het is echter niet zo dat de faalkans berekend met betere veronderstellingen voldoende klein zal worden. Een gedetailleerd onderzoek naar de toestand van de funderingen is dan ook noodzakelijk. In het verdere verhaal (verbeteringsvoorstel) zal er vanuit worden gegaan dat de beer op staal is gefundeerd.

De muren en de combinatie muren wallen

De belangrijkste en meest verstrekkende aanname die bij de berekening van kantelen en verschuiven bij deze profielen gemaakt is, is de ligging van de freatische lijn. Dit omdat een kleine verschuiving van de ligging van de freatische lijn grote gevolgen voor de faalkans heeft. De invloed van de freatische lijn is dermate groot dat afhankelijk van de ligging besloten moet worden of en zo ja welke maatregelen er noodzakelijk zijn om de faalkans op een acceptabel niveau te krijgen. Een onderzoek naar de relatie tussen ligging van de freatische lijn en rivierwaterstand dient dan ook prioriteit te krijgen.

Naast deze aanname zijn er nog een aantal andere gedaan die ook van invloed zijn op de grootte van de faalkans. De invloed die deze aannamen hebben op de faalkans is echter

open klappen

hoofdstuk III

berekeningen faalkansen

veel minder groot dan van de ligging van de freatische lijn. Het betreft hier de volgende aannamen:

De waarde van de grondparameters die aan de lage kant zijn (zie bijlage III en hierboven bij de beren).

De invloed van de kopeffecten op de faalkans. Net zo als bij de beren is slechts een reep van één meter breed beschouwd maar ook hier zullen er krachten op de kop van de muren werken.

Geconcludeerd moet worden dat: indien niet bekend is wat de ligging van de freatische lijn is er geen betrouwbare uitspraak kan worden gedaan over de absolute grootte van de faalkansen van de profielen. Wel kan geconcludeerd worden dat de faalkans van de combinatie van muren en wallen veel groter is dan van de muren.

III.6.3 BEZWIJKEN STENEN CONSTRUCTIE EN ONDERGROND

Uit berekeningen volgt dat de kans dat een van deze mechanismen overschreden wordt klein is. Verbetering van de conservatieve aannamen zal er slechts toe leiden dat deze toch al kleine faalkansen nog verder afnemen. Dit wordt dan ook als minder zinvol gezien.

III.6.4 PIPING

De kans dat er piping optreedt of opgetreden is direct onder de beren door is bijzonder groot. Verbetering van aannamen zal niet veel invloed hebben op deze kans. Overschrijding zal echter niet direct tot calamiteiten leiden (zie paragraaf III.1.).

De aannamen gedaan bij de berekening van de faalkans op overschrijding van piping door de diepe zandlaag heen kunnen echter wel verbeterd worden. Een belangrijke aanname die gedaan is bij deze berekening betreft de stijghoogte in de zandlaag. Aangenomen is dat de stijghoogte in de zandlaag gelijk is aan de waterstand op de rivier. Dit betekent dat aangenomen is dat de doorlatendheid van de zandlaag groot is. Uit onderzoek zal moeten blijken hoe groot de doorlatendheid in werkelijkheid is. Het is waarschijnlijk dat uit berekeningen met verbeterde aannamen blijkt dat de faalkans veel kleiner is en dat er geen maatregelen genomen hoeven te worden om deze verder te verkleinen.

III.7

TOETSING AAN NORM

Profiel Nr:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25			
overlopen	$1.4 \cdot 10^4$	$2.4 \cdot 10^5$	1.10^{-5}	$3.2 \cdot 10^6$	$3.2 \cdot 10^6$	$4.3 \cdot 10^6$	$5.8 \cdot 10^5$	$7.8 \cdot 10^5$	$5.8 \cdot 10^5$	$2.5 \cdot 10^5$	1.10^{-7}	$7.7 \cdot 10^8$	$1.4 \cdot 10^{-7}$	$2.5 \cdot 10^{-6}$	$4.3 \cdot 10^{-3}$	$1.3 \cdot 10^{-4}$	$5.6 \cdot 10^7$	$7.6 \cdot 10^{-7}$	$4.3 \cdot 10^{-6}$	$5.8 \cdot 10^{-6}$	$4.3 \cdot 10^{-6}$	$4.3 \cdot 10^6$	$1.4 \cdot 10^4$	10^{-2}	$8 \cdot 10^{-3}$			
overslag	$1.7 \cdot 10^3$	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$3.6 \cdot 10^3$	$2.4 \cdot 10^4$	$3.3 \cdot 10^3$	$1.8 \cdot 10^3$	$2.3 \cdot 10^3$	$3.5 \cdot 10^3$	$4.1 \cdot 10^3$	$8.8 \cdot 10^6$	$2.6 \cdot 10^6$	$2.1 \cdot 10^6$	$3.3 \cdot 10^{-6}$	$5.2 \cdot 10^6$	$3.6 \cdot 10^3$	$1.8 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-5}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$	$4.9 \cdot 10^4$	$12 \cdot 10^2$	$4.3 \cdot 10^3$			
kantelen	$9.4 \cdot 10^3$									10^{-5}	10^{-5}	$2.5 \cdot 10^{-5}$	10^{-5}	10^{-5}								$1.4 \cdot 10^{-3}$						
verschuiven	$4.0 \cdot 10^1$									10^{-6}	10^{-6}	$9.9 \cdot 10^{-5}$	10^{-6}	10^{-6}									$9.4 \cdot 10^3$					
Gezwyken stenen constr	10^{-7}				10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}							10^{-7}					
Bezwijken ondergrond	10^{-7}				10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}	10^{-7}							10^{-7}					
PIPING	$1.4 \cdot 10^3$																						$8.7 \cdot 10^5$	0.24	0.24			
Afzlijden		10^{-3}	10^{-3}	$3.8 \cdot 10^3$	10^{-3}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}					10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}						
	$7.4 \cdot 10^3$	$2.2 \cdot 10^3$	$4.6 \cdot 10^3$	$4 \cdot 10^{-3}$	$1.3 \cdot 10^{-3}$	$2.8 \cdot 10^{-3}$	$3.6 \cdot 10^{-3}$	$4.6 \cdot 10^3$	$5.2 \cdot 10^3$	$1 \cdot 10^{-3}$	$1.4 \cdot 10^{-5}$	$1.3 \cdot 10^{-4}$	$1.5 \cdot 10^{-5}$	$1.78 \cdot 10^5$	$7.9 \cdot 10^{-3}$	$2.8 \cdot 10^3$	$1.0 \cdot 10^3$	$2.1 \cdot 10^3$	$1.2 \cdot 10^{-2}$	$2.1 \cdot 10^3$	$2.1 \cdot 10^3$	$2.1 \cdot 10^3$	$2.1 \cdot 10^3$	$8.2 \cdot 10^4$	0.26	0.29	0.62	

Met behulp van de voor de mechanismen bepaalde faalkansen is het mogelijk om een totale faalkans van de waterkering te bepalen. Om na te gaan of de faalkans van de gehele waterkering voldoende klein is zal deze getoetst moeten worden aan een norm. Voor het overgangsgebied zijn echter slechts toelaatbare overschrijdingsfrequenties en geen toelaatbare inundatiekansen bekend. In deel I hoofdstuk I is er reeds op gewezen dat er veel verwarring bestaat over de manier waarop inundatiekansen bepaald kunnen of moeten worden. Hier zal dan ook afgezien worden van een poging om de toelaatbare inundatiekansen te bepalen. In het algemeen zal het wel zo zijn dat de toelaatbare inundatiekansen kleiner moeten zijn dan de toelaatbare overschrijdingsfrequenties. In bijgevoegd overzicht zijn de faalkansen per mechanisme bij de verschillende profielen weergegeven. Voor een aantal mechanismen is de faalkans voor slechts 1 profiel van een groep profielen berekend. De berekening van de faalkans is dan gemaakt voor dat profiel waarvan de meeste informatie beschikbaar is. Verondersteld wordt dat de faalkans voor de andere elementen uit die groep van profielen van dezelfde orde van grootte zullen zijn.

De totale faalkans van de waterkering kan benaderd worden met een bovengrens (zie hoofdstuk I):

$$\text{bovengrens} = \Sigma (\text{faalkansen behorend bij mechanismen})$$

In de figuur zijn eerst de kolommen gesommeerd zodat er een indruk ontstaat van de totale faalkans van een element. Hierna zijn in de onderste rij de faalkansen van de elementen gesommeerd en ontstaat de faalkans van het gehele systeem. Veel van de faalkansen zijn onderling gecorreleerd via de waterstand. Deze onderlinge correlatie zal een gunstige invloed hebben op de grote van de faalkans van het systeem. De correlaties zijn echter niet bekend zodat het niet mogelijk is om te bepalen hoe groot de gunstige invloed is die hiervan uitgaat.

Ook indien verondersteld wordt dat de invloed van de correlatie op de faalkans groot is (totale faalkans mogelijk een factor 10 kleiner) dan nog zal deze ver boven de toelaatbare overschrijdingsfrequentie liggen. De veiligheid die de waterkering biedt is dan ook veel te laag. Het is dan ook niet mogelijk dat de waterkering rond Woudrichem in zijn huidige toestand deel blijft uitmaken van een dijkkring waarvan geeist wordt dat de toelaatbare overschrijdingsfrequentie eens in de 3000 jaar is. Dit betekent dat de waterkering een zwak element is in de dijkkring rond het land van Heusden en Altena. Om in deze situatie verbetering te brengen kan gedacht worden aan de volgende twee alternatieven om dit probleem op te lossen.

Alternatief I verbeteren van de huidige waterkring
De waterkering wordt verbeterd op zodanige wijze dat hij voldoet aan de eisen die voortvloeien vanuit het oogpunt van veiligheid. Voorwaarde hierbij is dat het uiterlijk van de waterkering niet wezenlijk veranderd. Om dit te bereiken zullen aan een aantal profielen werkzaamheden verricht moeten worden. Aan welke werkzaamheden gedacht kan worden zal in het volgende hoofdstuk aan de orde komen.

Alternatief II De vesting van Woudrichem buiten sluiten
Bij dit alternatief maken de vestingwerken niet langer deel uit van de dijkkring die om het Land van Heusden en Altena heen loopt. Deze dijkkring wordt nu volgens een alternatief trace gesloten dat achter de oude vesting van de stad langs loopt. Om de oude stad binnen de vesting te beschermen zal hieromheen ook een dijkkring gevormd worden. De vestingswerken zullen hierbij een onderdeel van deze waterkering vormen. Er ontstaat nu een klein poldertje waarbinnen de vesting van Woudrichem ligt. Voor dit poldertje zal een toelaatbare overschrijdingsfrequentie bepaald moeten worden. De dijkkring rondom de vestingsstad zal sterk genoeg moeten zijn om te voldoen aan de ontwerp-eisen die behoren bij deze ontwerp-frequentie. Het zal duidelijk zijn dat dit alternatief alleen zinvol is indien de overschrijdingsfrequentie lager is dan eens in de 3000 jaar. Is dit niet het geval dan zullen de verbeteringswerkzaamheden noodzakelijk om de vestingswerken te laten voldoen aan de ontwerp-normen nog uitgebreider zijn dan bij het eerste alternatief. In het tweede deel van het volgende hoofdstuk zal aan worden gegeven welke orde grootte deze nieuwe ontwerp-norm zal hebben en hoe een alternatief trace kan lopen.

HOOFDSTUK IV VERBETERING VAN DE HUIDIGE SITUATIE

Hiervoor is in hoofdstuk IV reeds aangegeven dat er in principe twee alternatieven zijn om in de situatie bij Woudrichem verbetering te brengen. In dit hoofdstuk zullen de beide alternatieven nader worden uitgewerkt. In het eerste deel zal aangegeven worden aan welke maatregelen gedacht kan worden om de waterkering zodanig te verbeteren dat zij een element van de dijkkring rondom het Land van Heusden en Altena kan blijven. Hierna wordt in het tweede gedeelte ingegaan op de mogelijkheid van een alternatief trace en de bij deze oplossing behorende ontwerpnorm voor de vesting.

IV.1 VERBETERING VAN DE WATERKERING

Er zal hier per groep van elementen worden aangegeven aan welke voorzieningen gedacht kan worden om de waterkering aan de te stellen eisen te laten voldoen. Indien blijkt dat met een van de voorzieningen niet het beoogde doel wordt bereikt kan overwogen worden om een combinatie van maatregelen toe te passen. Van behandeling van de coupures is afgezien omdat deze elementen in het volgende hoofdstuk uitgebreider aan bod komen.

IV.1.1 DE STENEN BEREN

Bij deze profielen zijn maatregelen noodzakelijk tegen overschrijding van de volgende grenstoestanden:

- overslag
- verschuiven
- piping

Om de hoeveelheid overslag te beperken kunnen de stenen beren verhoogd worden. De nieuwe hoogte wordt bepaald door de som van:

Maatgevend Hoog Water
Golfoploop
Waakhoogte

Dit betekent dat bij een golfoploop van 0,5 m en een waakhoogte van 0,5 m de nieuwe hoogte van de beer N.A.P. + 7,6 m zou worden. De werkzaamheden die verhoging van de beer met zich meebrengt zijn aanzienlijk. Een andere mogelijkheid is om meer overslag te accepteren. In de literatuur (lit 10) wordt er op gewezen dat dit in bijzondere omstandigheden toelaatbaar is. Indien gekozen wordt voor deze oplossing zal onderzocht moeten worden of deze extra overslag geen wateroverlast zal veroorzaken in de polder. In ieder geval

zal het in deze situatie noodzakelijk zijn maatregelen te nemen die voorkomen dat de grond aan de achterzijde van de beer wegspoelt waardoor andere mechanismen ingeleid kunnen worden (bijv kantelen en verschuiven). Om dit te voorkomen moeten er een aantal maatregelen worden genomen. Deze maatregelen kunnen bestaan uit het aanbrengen van voorzieningen aan de voor- of aan de achter zijde van de beer. Ongeacht of men kiest voor het aanbrengen van voorzieningen aan de voor of de achterzijde zullen er maatregelen aan de achterzijde van de beer genomen moeten worden om ontgronding door overslag te voorkomen. Aan de hand van een aantal schetsen zal worden getoond aan welke maatregelen gedacht kan worden om schade door overslag en het optreden van de mechanismen verschuiven en piping te voorkomen.

Maatregelen aan de achterzijde

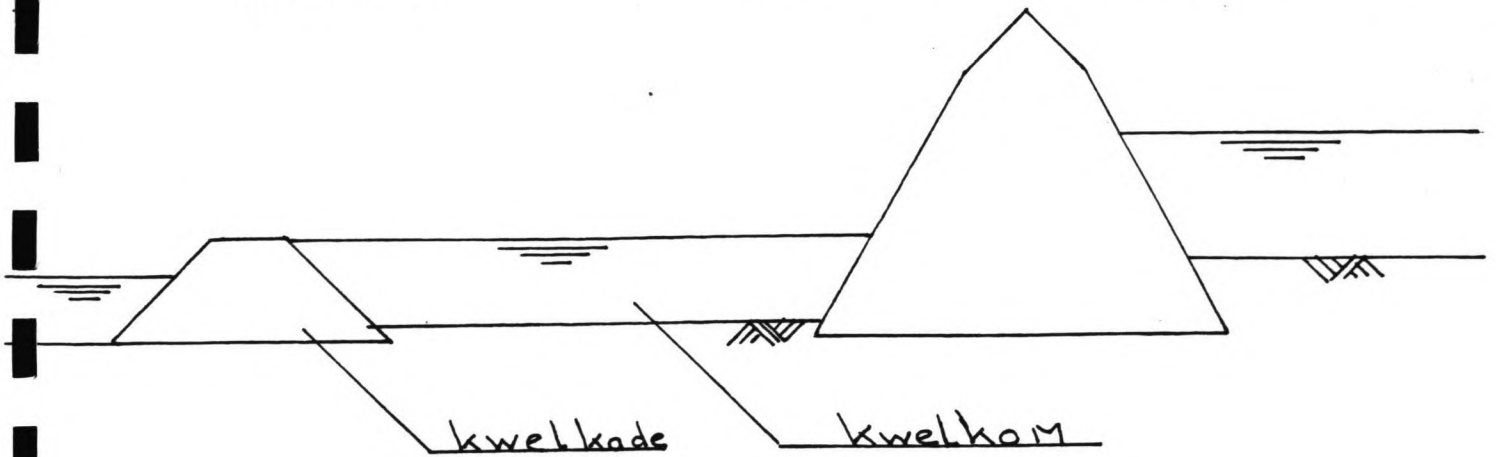
1 aanleg kwelkom achter de beer

Op enige afstand achter de beer wordt een kwelkade aangelegd. De waterstand achter de beer wordt nu verhoogd. Het effect hiervan zal zijn:

- Een extra kracht die het verschuiven van de beer voorkomt.
- Een minder groot verval waardoor piping onwaarschijnlijker wordt.
- Water dat over de beer slaat zal de grond niet kunnen wegspoelen (afhankelijk van de diepte van de kwelkom).

Bij uitwerking van dit idee zal moeten blijken hoe hoog het water in de kwelkom moet komen te staan en of dit water altijd zo hoog moet komen te staan of alleen gedurende perioden van hoogwater. Indien het water altijd hoog komt te staan moet rekening worden gehouden met eventuele piping onder de beer door bij laag water op de rivier.

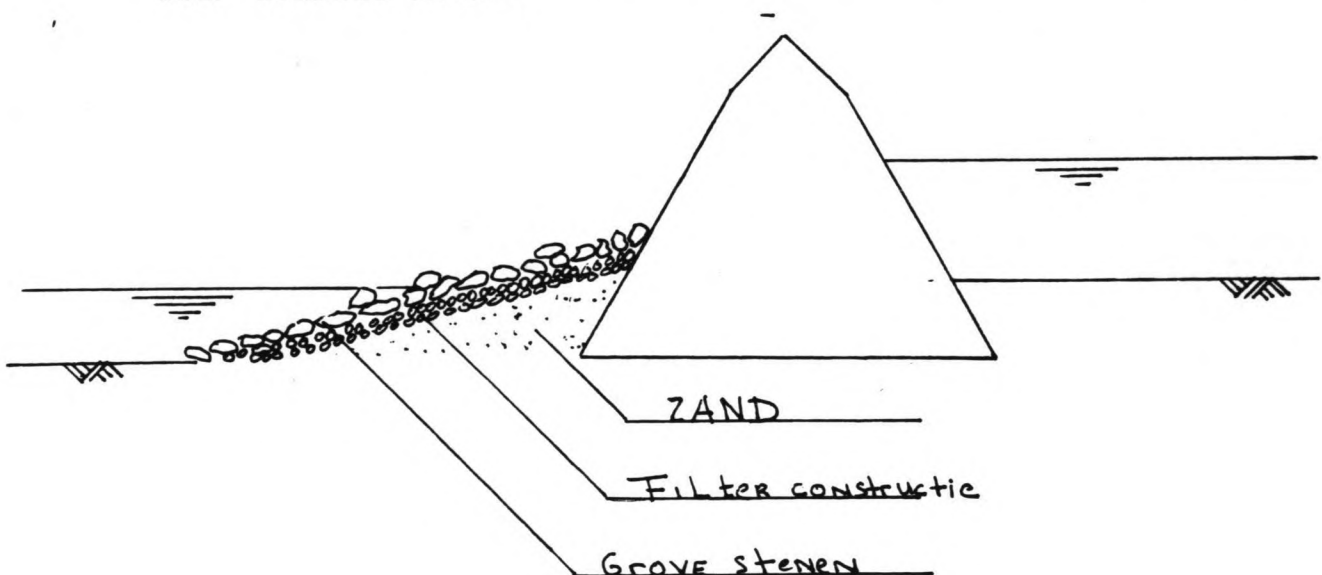
tekening z.o.z.



2

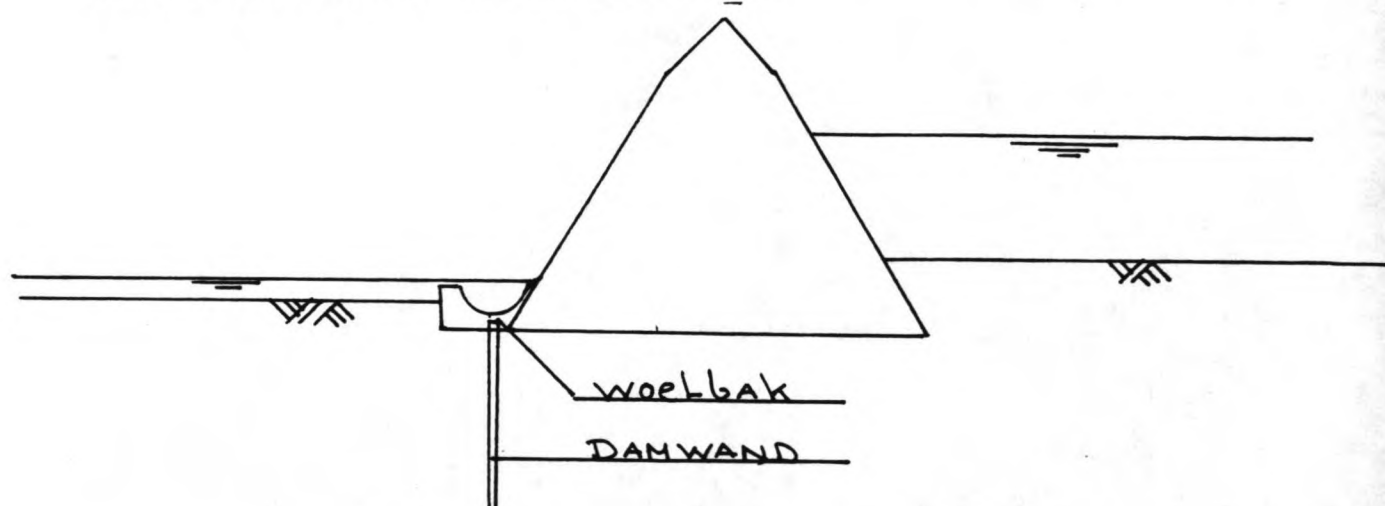
aanleg grondlichaam achter de beer

Achter de beer wordt een berm aangebracht die steundruk kan leveren. Waarschijnlijk zal de prut achter de beer eerst verwijderd worden en vervangen worden door zand. De dikte van de zandlaag zal in eerste instantie bepaald worden door de eisen die gesteld worden aan verschuiven van de beer. Op de zandlaag wordt een filter aangebracht die moet voorkomen dat er bij overschrijding van de toestand piping materiaal transport zal optreden. De kwelweg zal niet veel langer worden zodat het waarschijnlijk is dat net zo als in de oude situatie wel watertransport zal optreden onder de beer door. Onderzocht zal moeten worden of de hoeveelheid water die onder de beer doorstroomt een toelaatbare omvang heeft. Het filter zal afgedekt worden met grotere stenen die de eronder liggende lagen moet beschermen tegen het over de beer slaande water.



3 woelbak op een damwand

Aan de achterzijde van de beer worden damwanden aangebracht waar bovenop een betonnen woelbak wordt gemaakt. De betonnen bak wordt gekoppeld aan de stenen beer. Op deze wijze wordt de stabiliteit verhoogd. De betonnen woelbak moet de golven die over de beer heen slaan opvangen. Zo wordt voorkomen dat de grond achter de beer wegspoelt. Het gedeelte van de bak dat boven water uitsteekt kan bekleed worden met bakstenen zodat deze geen visueel obstakel vormt. Het water dat uit de bak stroomt kan mogelijk de grond achter de beer wegspoelen. Onderzocht moet worden hoe groot de ontgrondingskuil wordt die hier het gevolg van is en tot welke spanningen dit kan leiden in de damwanden. Blijkt dat deze kuil ontoelaatbaar groot is dan moet ontgroning voorkomen worden door het aanbrengen van een bodembescherming.



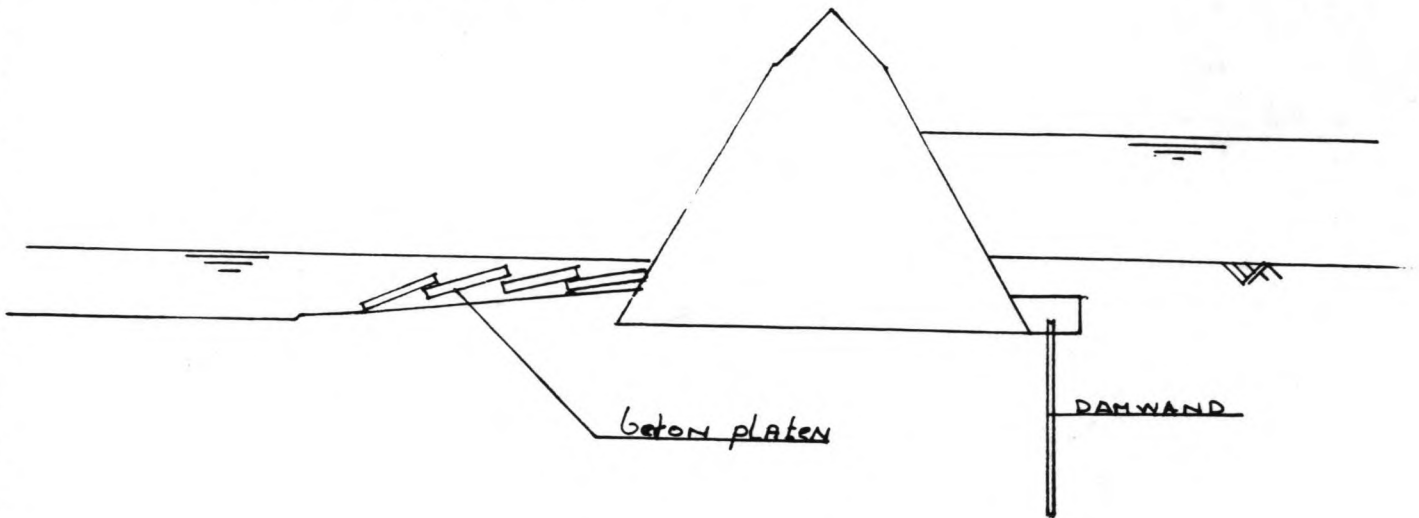
maatregelen aan de voorzijde van de constructie

Bij deze maatregelen zal er een bodembescherming aan de achterzijde van de beer moeten worden aangebracht. De functie van de bodembescherming zal zijn: het voorkomen van ontgroning. De bescherming kan diverse manieren verkregen worden. Zo is het bijvoorbeeld mogelijk om de bescherming te maken van overlappende betonplaten of van een laag grove stenen.

1 damwand voor de constructie

Voor de beer wordt een damwand aangebracht die vastgemaakt wordt aan de beer. Dit kan bijvoorbeeld gebeuren door gaten in de beer te boren en hierin wapeningsstaven aan te brengen. De staven worden ingestort in een betonnen sloof die tegen de beer aanligt. De functie van de damwand is protectie tegen onderloopsheid en verhoging van de

stabiliteit tegen verschuiven. In de tekening is de damwand gecombineerd met een bodemverdediging die bestaat uit overlappende beton platen.



IV.1.2

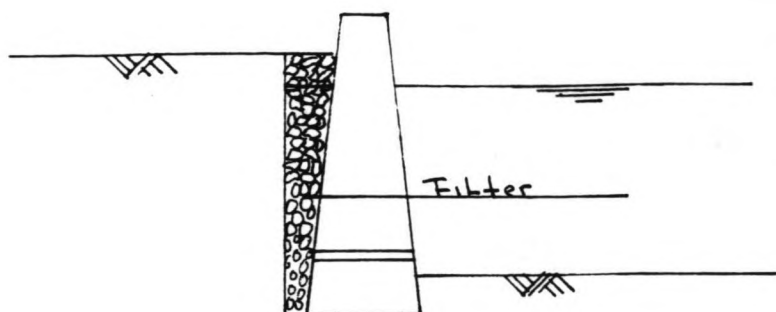
DE STENEN MUREN

Bij de stenen muren zijn waarschijnlijk maatregelen noodzakelijk tegen overschrijding van het mechanisme verschuiven. Waarschijnlijk omdat de ligging van de freatisch lijn niet bekend is en deze in hoge mate de stabiliteit van de muren bepaald (zie paragraaf III.4). Ook bij stenen muren is het mogelijk dat niet volstaan kan worden met een van de maatregelen om voldoende veiligheid te krijgen maar dat de oplossing in een combinatie van maatregelen gezocht moet worden. De maatregelen zullen hier wel apart behandeld worden.

1

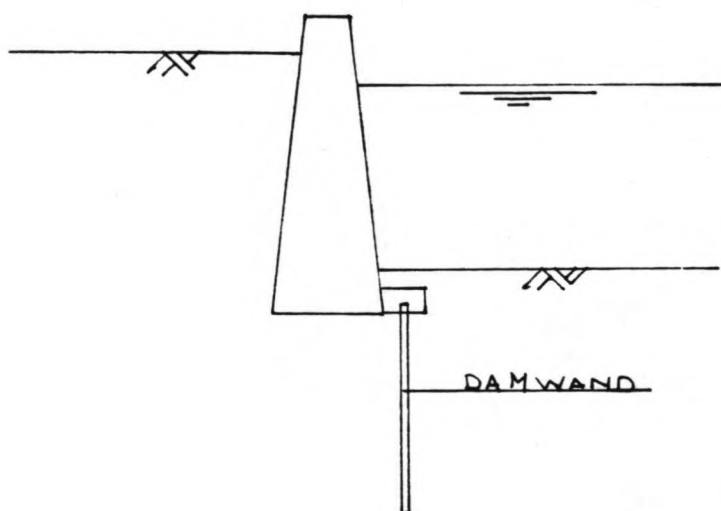
filter achter de muur

De grond achter de muur wordt weggegraven zodat er achter de muur een spleet van ca. 0,5 a 1 meter breed ontstaat. Deze spleet wordt opgevuld met grof grind. In de onderzijde van de muur worden gaten geboord waardoor water kan stromen. Het grondwater kan nu vrijwel even snel stijgen en dalen als het rivierwater. De resulterende waterdruk zal hierdoor klein blijven wat een gunstige invloed op de stabiliteit heeft. Doordat het water achter de muur nu even hoog kan stijgen als het rivierwater zal de grond achter de muur ook verzadigd raken met water (het is niet zeker dat dit in de huidige toestand niet gebeurt). Onderzocht moet worden welke invloed dit water kan hebben op de vlak achter de kering gelegen nuizen.



2 damwand voor de muur

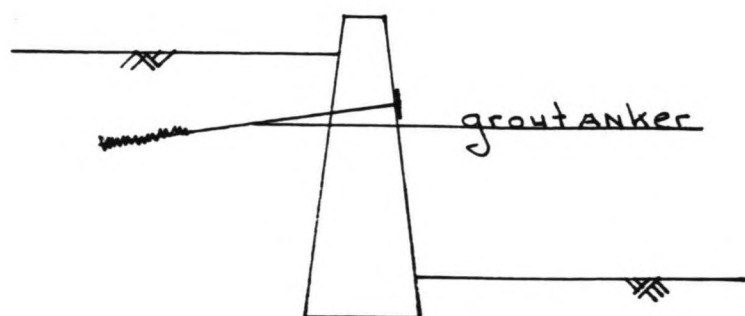
Voor de muur wordt een damwand aangebracht die de stabiliteit moet verhogen. De aansluiting met de muur kan verkregen worden door achter de damwand beton te storten. Het effect van het aanbrengen van de damwand op de stabiliteit is tweedelig. Ten eerste kan de damwand een horizontale kracht opnemen. Ten tweede zal door het aanbrengen van de damwand het freatisch vlak minder snel stijgen. Dit betekent dat de freatische lijn waarschijnlijk niet het zelfde niveau zal bereiken als momenteel het geval is.



3 het aanbrengen van trekankers

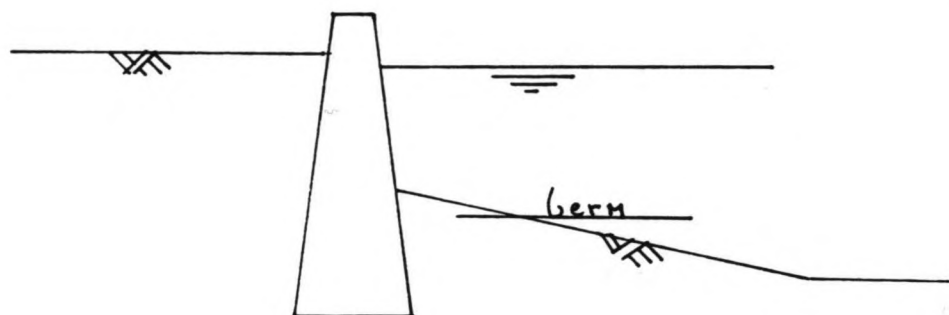
De stabiliteit van de muur wordt verhoogd door het aanbrengen van groutankers. Voor het aanbrengen van deze ankers is het noodzakelijk dat door de muur gaten worden geboord. De keuze valt op groutankers in plaats van op ankers met schotten omdat het niet mogelijk is, in verband

met de bebouwing om achter de muren ontgravingen te maken om ankerschotten te plaatsen.



4 het aanbrengen van bermen voor de muren

Voor de muren worden op die plaatsen waar dat noodzakelijk is bermen aangebracht. Een probleem bij deze oplossing vormt de nabijheid van de rivier. Ook in visueel opzicht zal deze oplossing nogal wat nadelen hebben.



IV.1.3 AARDEN WALLEN

Op een aantal plaatsen is het noodzakelijk om maatregelen te nemen om te voorkomen dat het mechanisme overslag overschreden wordt. Een geringe verhoging van de profielen met ca. 0,5 meter is voldoende om de kans op overslag voldoende te verkleinen. Naast maatregelen ter voorkoming van het mechanisme overslag zullen er maatregelen genomen moeten worden om de stabiliteit van het buitentalud te verhogen. Een aantal maatregelen die de stabiliteit van de

wallen verhogen zullen tevens het aanzicht van de wallen doen veranderen zoals afgraven tot minder steile taluds en het aanbrengen van buitenbermen. Er zal vanuit worden gegaan dat het aanzicht van de wallen zo weinig mogelijk mag veranderen zodat deze alternatieven als minder aantrekkelijk worden gezien.

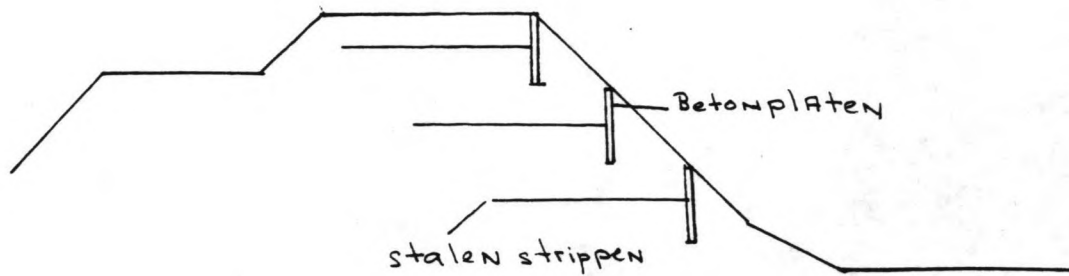
Tegelijkertijd met het uitvoeren van deze maatregelen ter verhoging van de stabiliteit zullen de bomen van de taluds verwijderd moeten worden. Hierbij dienen de wortelkluiten uitgegraven te worden. Gedacht kan worden aan de volgende maatregelen om de stabiliteit van de wallen te vergroten.

1 het maken van een terre armee constructie

Deze constructie bestaat uit stalen strips die aan het uiteinde bevestigd zijn aan betonnen platen (zie tekening). Om deze constructie aan te brengen dienen de wallen afgegraven en opnieuw opgebouwd te worden. De werkwijze is als volgt: De wal wordt afgegraven en de grond vlak gemaakt. Op de vlakke grond worden metalen strippen neergelegd die aan het uiteinde bevestigd worden aan de betonplaat. Vervolgens wordt een nieuwe laag grond aangebracht verdicht en de volgende rij strippen wordt neergelegd etc. Op de betonplaat wordt na aanvulling van de grond door deze grond een horizontale kracht uitgeoefend. Deze kracht wordt overgedragen aan de metalen strippen die op hun beurt de krachten overdragen aan de grond (wrijving).

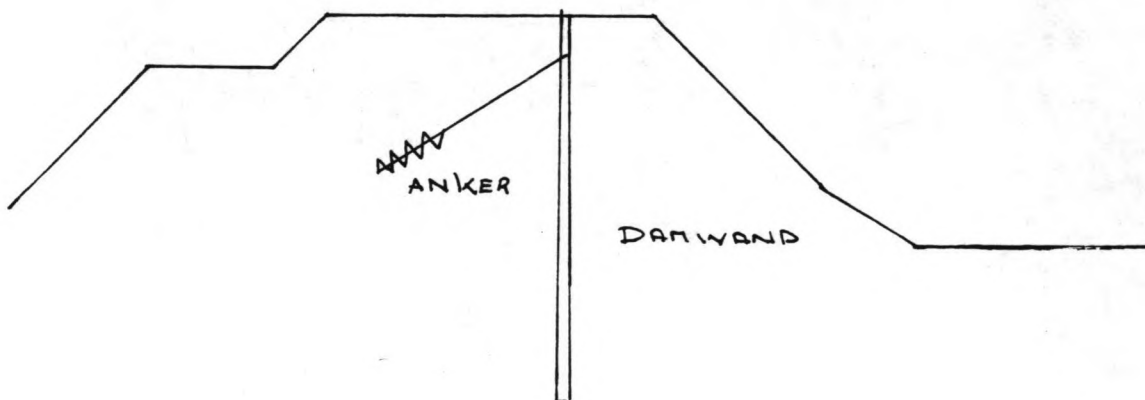
Nadat de wal voltooid is kan voor de betonplaten grond worden aangebracht zodat er uiterlijk weinig veranderd.

Een nadeel is dat deze constructie gevoelig is voor zettingen. Gezien de slappe ondergrond kan dit tot problemen leiden wanneer voor deze constructie gekozen wordt.



terre armee constructie

Naast het verhogen van de stabiliteit van het talud kan ook een oplossing van het probleem verkregen worden door een constructie in de wal aan te brengen. Bezwijkt de wal dan zal deze constructie dienst gaan doen als waterkering. In onderstaande tekening is een damwand te zien die in de wal is aangebracht. Het is te verwachten dat in deze situatie vrij zware en lange damwanden noodzakelijk zijn. De grondruk achter de damwand kan fors oplopen. Blijkt dit inderdaad het geval te zijn dan kan overwogen worden om bijvoorbeeld een kistdam of een betonnen constructie in de wal aan te brengen. Een bijkomend voordeel van een dergelijke oplossing is dat de begroeiing op de wallen gehandhaafd kan worden.



IV.1.4 COMBINATIE STENEN MUREN EN AARDEN WALLEN

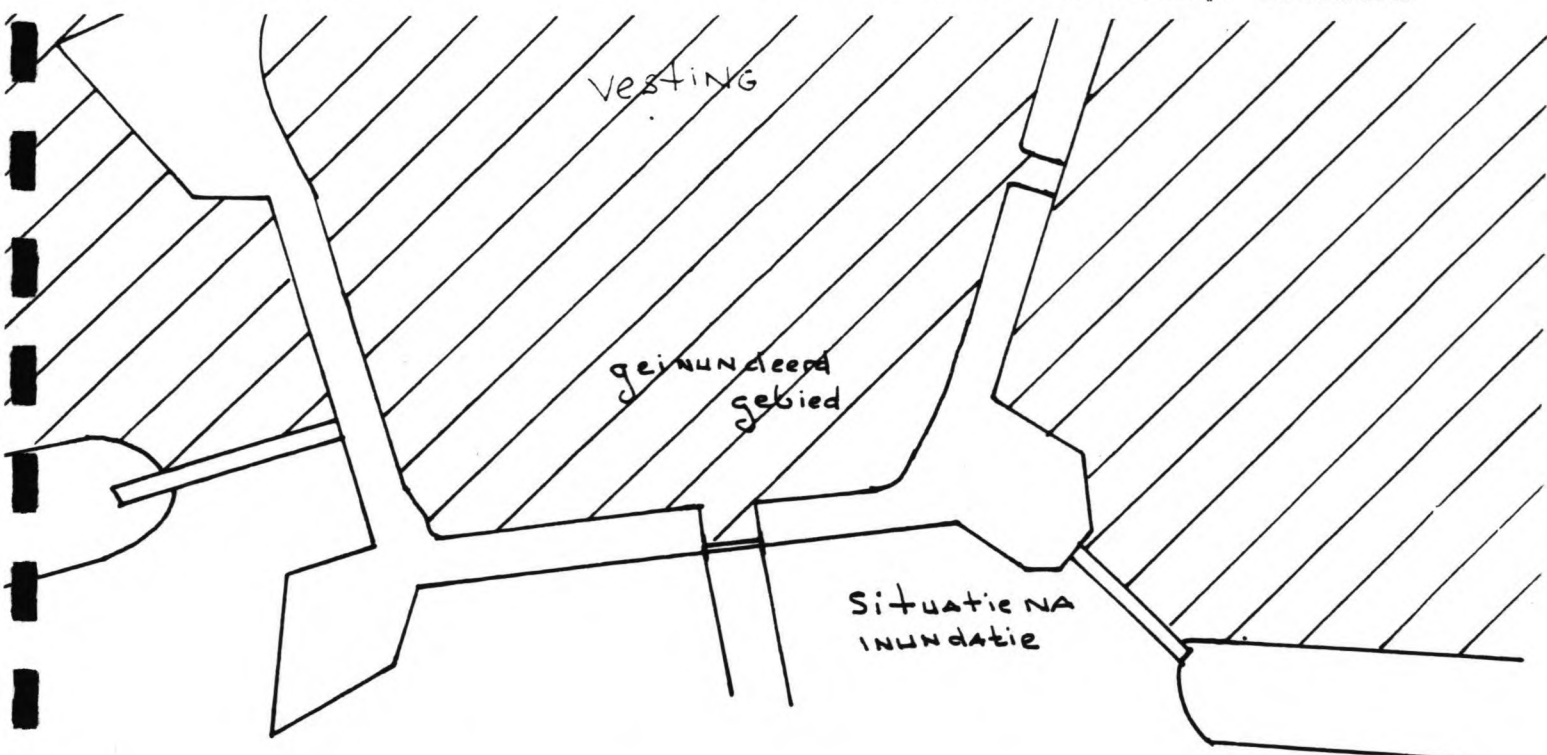
Bij de combinatie van de stenen muren en aarden zullen op een aantal plaatsen de profielen verhoogd moeten worden. Met een geringe verhoging van ca. 0,5 m kan volstaan worden. Naast deze maatregel om overslag tegen te gaan zullen er maatregelen genomen moeten worden om de stabiliteit van de wallen te vergroten. Ook hier kan op dezelfde wijze als bij de aarden wallen een terre armee constructie uitkomst bieden. Het is waarschijnlijk dat er ook maatregelen genomen moeten worden om de stabiliteit van de muren te verzekeren. Zeker is dit echter niet omdat de relatie tussen de ligging van de freatische lijn en de rivierwaterstand niet bekend is. Voor eventuele maatregelen kan aan dezelfde maatregelen gedacht worden als voorgesteld bij de stenen muren.

IV.2 DE MOGELIJKHEID VAN EEN ALTERNATIEF TRACE

IV.2.1 HET ALTERNATIEVE TRACE

Het trace waarlangs de dijkkring van het Land van Heusden en Altena gesloten wordt, bepaald in grote mate het gevolg overstroming van de dijkkring rond de vesting. Wordt er gekozen voor een trace dat vlak langs de achterzijde van de vesting loopt dan zal bij bezwijken van een van de elementen van de dijkkring rond de vesting alleen de vesting onder kunnen lopen. Bij een trace dat verder landinwaarts loopt zullen ook de nieuwbouwwijken die gelegen zijn achter de vesting onder lopen. De aandacht zal hier uitgaan naar een trace dat vlak langs de achterzijde van de kering loopt. Indien noodzakelijk kan in een later stadium de mogelijkheid van een trace dat verder landinwaarts ligt onderzocht worden.

Het trace begint aan de westzijde van de stad waar de stenen beer aansluit op de dijk. Het eerste element wordt gevormd door de stenen beer die aansluit op de aarden wal aan de achterzijde van de vesting die het tweede element vormt. In het midden van deze wal bevindt zich de derde coupure van de vesting die nu weer in gebruik genomen wordt. Het laatste element wordt gevormd door de stenen beer aan de oostzijde van de kering. In de onderstaande tekening is het trace weergegeven alsmede de situatie na inundatie van de vesting.



Het grootste voordeel van dit trace is dat het in principe al bestaat. Wel zullen er een aantal werkzaamheden aan de verschillende profielen moeten worden uitgevoerd. Deze werkzaamheden kunnen als volgt worden samengevat:

De beren blijven deel uitmaken van de dijkkring rondom het Land van Heusden en Altena. Voor de maatregelen die genomen moeten worden om de beren aan de eisen van veiligheid te laten voldoen wordt verwezen naar paragraaf IV.1.1.

De wallen aan de achterzijde zijn waarschijnlijk voldoende hoog (de te verwachte golfoploop is te verwaarlozen). Een groter probleem zal hier de stabiliteit van het binnentalud vormen. Het binnentalud loopt zeer steil en eindigt in het meertje aan de achterzijde van de vesting. Onderzocht zal moeten worden of dit talud voldoende stabiliteit bezit.

Doordat de coupure nu weer deel gaat uitmaken van de waterkering zal deze aangepast moeten worden. Voor de maatregelen waaraan gedacht kan worden om de benodigde veiligheid te bereiken kan globaal aan dezelfde maatregelen worden gedacht als bij de andere twee coupures. De maatregelen zullen later in hoofdstuk V aan de orde komen.

Een extra complicatie wordt gevormd doordat er nadat de coupure gesloten is er in feite geen vluchtweg meer is om de stad te verlaten indien deze overstromd wordt. De mensen die in geval van inundatie van de vesting de wallen

opvluchten kunnen alleen de polder bereiken indien zij aan de achterzijde nabij de coupure de wallen afdalen om zo de weg die door het binnenwater loopt te bereiken. De voorkeur zal uitgaan naar aanleg van een vluchtweg die beter begaanbaar is. Wordt er geen andere vluchtweg aangelegd dan is het niet uitgesloten dat er paniek uitbreekt in de vesting indien de coupure deur gesloten wordt. De mogelijkheden voor een vluchtweg zijn echter beperkt. Een vluchtweg zal altijd over de wallen moeten lopen. Het is dan ook uitgesloten dat autos van deze weg gebruik kunnen maken. Aanleg van vluchtpaden is mogelijk op de volgende plaatsen (zie tekening). Ten eerste kunnen paden worden aangelegd vanaf de wallen naar de weg aan de lanszijde van de vesting. De deuren van de Koepoort en de Loevestijnse poort zullen in deze situatie begaanbaar moeten zijn omdat anders een aantal mensen de vluchtwegen niet kunnen bereiken. Een tweede mogelijkheid is om een vluchtweg aan te leggen achter de beer in profiel I. Aanleg van deze weg zal tevens de stabiliteit van de beer ten goede komen (zie paragraaf IV.1.1). Wordt er gekozen voor deze oplossing dan zal het mogelijk moeten zijn om over alle deuren te kunnen lopen omdat anders een aantal mensen het achterland niet kunnen bereiken.



Naast deze maatregelen aan de waterkerende elementen moeten nog een aantal algemene maatregelen genomen worden. Zo is

het noodzakelijk om aangepaste kruisingen van leidingen en kabels te maken (rioleringen, gas en electriciteitsleidingen etc.). Dit om te voorkomen dat er lekkage via de rioleringen plaats vindt of dat bij kortsluiting van het electriciteitsnet er grote delen van Het Land van Heusden en Altena zonder stroom komt te zitten.

Het blijkt dat er een behoorlijk aantal maatregelen genomen moeten worden bij aanleg van een alternatief trace. Wat een alternatief trace zal betekenen voor de veiligheid zal hierna aan de orde komen.

IV.2.2 ONTWERPNORM VOOR DE VESTING

Om te bepalen welke ontwerpnorm er van toepassing moet zijn voor een dijkkring rondom de vesting zal worden teruggegrepen op de theorie zoals deze in deel I behandeld is. Uitgaande van het begrip risico werd in dit deel een optimale faalkans bepaald voor de dijkkring rond het Land van Heusden en Altena. Op soortgelijke wijze zal hier een optimale faalkans bepaald worden voor een dijkkring rondom de oude vesting van Woudrichem. Op dezelfde wijze als gedaan is in deel I zal het begrip risico gedefinieerd worden als:

$$\text{risico} = \text{kans} * \text{gevolg}$$

Aan de hand van deze formule kan geïllustreerd worden dat bij een constant risiconiveau een klein gevolg betekent dat er een hogere faalkans geaccepteerd kan worden. In de situatie waarin rondom de vesting van Woudrichem een aparte dijkkring komt te liggen zal bezwijken van de waterkering tot gevolg hebben dat de vestingstad onder water loopt. De gevolgen van een dergelijke overstroming kunnen op de volgende twee manieren gemeten worden:

- 1 Materiele schade waarbij de verliezen zoveel mogelijk in geld worden uitgedrukt.
- 2 Het aantal doden veroorzaakt door de overstroming.

Wort er gekeken naar de materiele schade dan kan met behulp van een economische optimalisatie een optimale faalkans voor het te beschouwen gebied worden uitgerekend. Uitgaande van het aantal doden kan met het maatschappelijk aanvaardbaar risico een optimale faalkans berekend worden. Deze faalkansen zullen bepaald worden en op analoge wijze als gedaan is in deel I hoofdstuk II naast elkaar gezet en vergeleken.

IV.2.2.1

ECONOMISCHE OPTIMALISATIE

De optimale faalkans kan berekend worden met de in deel I paragraaf II.2 afgeleide formule die de volgende gedaante heeft:

$$P_{\text{opt}} = \frac{\beta \cdot I \cdot (r-g)}{S}$$

waarin: I = totale kosten per meter dijkverhoging
 r = reële rentevoet
 g = groeivoet
 β = constante afkomstig uit kansverdeling water (zie bijlage I)
 S = totaal te verwachte schade

De waarde van de investeringen I en de te verwachte schade S dienen bepaald te worden alvorens het mogelijk is om de optimale faalkans te schatten.

Voor de theorie die ten grondslag ligt aan het bepalen van de schade wordt verwezen naar deel I paragraaf II.2.1.

De bebouwing van de vesting bestaat grotendeels uit woonhuizen. De totale oppervlakte van de bebouwing kan met behulp van overzichtstekening I (bijgevoegd) bepaald worden op $8,5 \cdot 10^4 \text{ m}^2$. Het maaiveld ligt aan de rivierzijde vlak achter de kering op ca. N.A.P. + 5,5 m en loopt in de richting van de polder af naar ca. N.A.P. + 2,80 m. Voor de gemiddelde inundatiediepte zal wanneer verondersteld wordt dat inundatie optreedt bij een hoogwatergolf met een top van N.A.P. + 6 m een waarde van 2,5 m worden aangehouden. De schade die alleen afhankelijk van de diepte wordt verondersteld zal bij deze inundatiediepte maximaal zijn. De schade kan nu bepaald worden met behulp van de waarden die ontleend zijn aan de literatuur (lit 6). In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de te verwachte schade:

	gld/m ²	oppervlak	schade
woningen	180	$8,5 \cdot 10^4$	$15,3 \cdot 10^6$
inboedels	60		$5,1 \cdot 10^6$
vervoersmiddelen	16		$1,4 \cdot 10^6$
handel + dienstverlening	28		$2,4 \cdot 10^6$
evacuatie	25		$2,1 \cdot 10^6$
			----- +
			$26,3 \cdot 10^6$

De schade is bepaald met gemiddelde waarde. Er wordt geen rekening gehouden met schade aan kostbare gebouwen. Binnen de vesting van Woudrichem zijn een aantal cultuur historisch

belangrijke gebouwen die een meer dan gemiddelde waarde vertegenwoordigen. De belangrijkste gebouwen zijn:

waterpoort
 oude raadhuis
 een gebouw met een zadeldak
 laat gotische kerk
 wapen arsenalen

Na inundatie is te verwachten dat de schade aan deze gebouwen groter zal zijn dan de gemiddelde schade aan andere gebouwen. Bij het schatten van de extra schade aan deze gebouwen is er rekening gehouden met de volgende factoren:

- De hoogteligging van het maaiveld ter plaatse en hiermee samenhangend hoe ver het gebouw onder water verdwijnt.
- Het soort gebouw en de functie die het tegenwoordig vervult.

De volgende bedragen kunnen nu geschat worden voor de extra schade:

waterpoort	100.10 ³	
oude raadhuis	500.10 ³	gld
gebouw met zadeldak	500.10 ³	
laat gotische kerk	1000.10 ³	
arsenalen	1000.10 ³	
	----- +	
	3100.10 ³	gld

De totaal te verwachte schade zal nu geschat worden op 26,3.10⁶ + 3,1.10⁶ = 29,4.10⁶ gld.

Om de optimale faalkans te bepalen is het noodzakelijk dat naast het schadebedrag ook de investeringen bekend zijn om de gewenste veiligheid te krijgen. Het schatten van deze investeringen wordt bemoeilijkt door het bijzondere karakter van de waterkering. De werkzaamheden zullen deels bestaan uit restauratiewerkzaamheden en deels uit verbeteringswerkzaamheden. De uit te voeren werkzaamheden zullen pas bekend zijn indien bekend is wat de overschrijdingsfrequentie wordt. De kosten die dergelijke werkzaamheden met zich mee brengen kunnen aanzienlijk zijn. Er zal daarom een relatief hoog bedrag van 5.10⁶ gld worden opgevoerd voor de investeringen. Alle waarden noodzakelijk om de optimale faalkans te bepalen zijn nu bekend zodat de faalkans bepaald kan worden. Invullen van de formule geeft:

$$F_{\text{fept}} = \frac{\beta \cdot I \cdot (r-g)}{S} = \frac{5 \cdot 10^6 \cdot 0,3448 \cdot 0,08}{29,4 \cdot 10^6} = 0,005$$

Dit betekent een overschrijdingsfrequentie van ca. eens in de 200 jaar. Bij deze frequentie behoort een waterstand van ca. N.A.P + 5,8 m. Wil de waterkering voldoende veiligheid bieden bij een dergelijke waterstand dan zullen er toch vrij uitgebreide werkzaamheden verricht moeten worden. Het bedrag dat geschat is voor de investeringen zal dan zeker niet aan de hoge kant zijn.

IV.2.2.2 FAALKANS BEPAALD MET HET MAATSCHAPPELIJK AANVAARDBAAR RISICO

In deel I paragraaf (II.1) is een onderscheid gemaakt tussen het persoonlijk aanvaardbaar risico en het maatschappelijk aanvaardbaar risico. Met behulp van de daar geïntroduceerde formules kan de acceptabele faalkans voor het persoonlijk aanvaardbaar risico bepaald worden met:

$$P_{acc} = \frac{\beta \cdot 10^{-4}}{P_{d1f}}$$

en voor het maatschappelijk aanvaardbaar risico met:

$$P_{acc} = \frac{\beta^2 \cdot 100^2}{k^2 \cdot (P_{d1f} \cdot N_p)^2}$$

waarin: β = beleidsfactor die de mate van vrijwilligheid symboliseert. $0,1 < \beta < 10$
 P_{d1f} = de kans om te overlijden gegeven falen
 N_p = aantal deelnemers aan een activiteit
 k = betrouwbaarheidsindex. voor k kan de waarde genomen worden

Voor de waarde van β en k kunnen in principe dezelfde waarden worden aangehouden als in deel I paragraaf II.3. Voor de waarde van de kans op overlijden gegeven falen kan echter geen gebruik worden gemaakt van dezelfde waarde als in deel I. Zoals daar beschreven zijn er tal van factoren van invloed op de grootte van deze kans. Als belangrijkste zijn in deel I genoemd:

- de inundatiediepte
- de positie ten opzichte van de stroomgaten
- de inundatiesnelheid
- de bereikbaarheid van relatief veilige plaatsen
- de snelheid waarmee hulp wordt geboden

Voor de situatie bij Woudrichem kan hier nog als belangrijke factor aan toe worden gevoegd:

- de grenstoestand die overschreden wordt

De grenstoestand is van belang omdat het mogelijk is dat een aantal grenstoestanden overschreden worden zonder dat dit tot inundatie van de vesting zal leidt. Zo is het waarschijnlijk dat indien de grenstoestand kantelen van de stenen muur overschreden wordt dit zal geschieden na een periode van hoogwater. Er is in deze situatie geen direct inundatiegevaar.

De inundatiesnelheid wordt voor een belangrijk deel bepaald door de plaats waar de waterkering bezwijkt. Om verwarring te voorkomen wordt opgemerkt dat onder inundatiesnelheid verstaan dient te worden de tijd die verstrijkt tussen het bezwijken van een element en het onder water staan van de vesting. Dit wordt veroorzaakt doordat het maaiveld aan de binnenzijde van de kering varieert in hoogte van ca. N.A.P. + 5 m aan de rivierzijde tot ca. N.A.P. + 3 m aan de zijde waar de vesting op de polder aansluit. Bezwijken van een van de profielen waarachter het maaiveld hoog ligt zal tot minder hoge stroomsnelheden en hierdoor tot een kleinere inundatie tijd leiden dan wanneer een van de profielen waarachter het maaiveld laag ligt bezwijkt. Bezwijkt een van de profielen waarachter het maaiveld laag ligt dan is het mogelijk dat de vesting binnen enkele uren onder water loopt. De exacte tijd die verstrijkt alvorens de vesting onder water staat zal mede afhangen van de grootte van de bres die in de wal ontstaat en de snelheid waarmee het gat groeit. Vooral de situatie bij de profielen 2 t.m.4 en de profielen 18 t.m. 21 is kritiek omdat het maaiveld achter deze profielen laag ligt.

Een factor die in de situatie van Woudrichem zeer gunstig werkt is de bereikbaarheid van relatief veilige plaatsen. Vanuit de meest ongunstige plaats zal de relatief hoge waterkering nooit verder weg zijn dan 400 meter.

In het voorgaande is kwalitatief aangetoond wat de invloed van een aantal factoren is op het aantal slachtoffers dat valt bij falen van de kering. Hoe dergelijke factoren kwantitatief van invloed zijn op het aantal slachtoffers is momenteel nog in studie (zie lit 6). Er zal hier dan ook volstaan worden met een schatting voor de kans op overlijden gegeven falen. Gezien de mogelijk korte inundatietijd en de op een aantal plaatsen relatief lage ligging van het maaiveld zal de kans op overlijden gegeven falen hoog

geschat moeten worden. Verondersteld zal worden dat deze kans voor de bevolking van Woudrichem gelijk is aan 10%.

Invullen in de formules geeft nu voor de faalkansen behorend bij het persoonlijk aanvaardbaar risico:

$$P_{acc} = \frac{\beta \cdot 10^{-4}}{P_{diff}} = \frac{0,1 \cdot 10^{-4}}{0,1} = 10^{-4}$$

$$P_{acc} = \frac{\beta^2 \cdot 100^2}{k^2 \cdot (P_{diff} \cdot N_p)^2} = \frac{0,1^2 \cdot 100^2}{3^2 \cdot (0,1 \cdot 800)^2} = 1,7 \cdot 10^{-4}$$

De bevolking die binnen de vesting woont is bij de berekening geschat op 800 personen.

IV.2.3 BESCHOUWING RESULTATEN

In onderstaande tabel is samengevat wat de optimale faalkansen zijn gezien vanuit het oogpunt van economisch optimalisatie en maatschappelijk aanvaardbaar risico.

economisch optimaal risico	$5 \cdot 10^{-3}$
persoonlijk aanvaardbaar risico	$1 \cdot 10^{-4}$
maatschappelijk aanvaardbaar risico	$1,7 \cdot 10^{-4}$

Het blijkt dat de te accepteren faalkans vanuit maatschappelijk aanvaardbaar risico kleiner is voor de vesting alleen dan voor de hele polder (zie deel I paragraaf II.4). Dit wordt veroorzaakt doordat de kans op overlijden veel groter is bij een dergelijk klein oppervlak als dat van de vesting dan bij de hele polder. De eisen die aan de waterkering rond de vesting gesteld moeten worden zijn dan ook veel hoger. Dit betekent dat de werkzaamheden die aan de vestingswerken verricht moeten worden veel uitgebreider zullen zijn dan wanneer de vesting deel blijft uitmaken van de dijkring rond het Land van Heusden en Altena.

De acceptabele faalkans die volgt uit een economische berekening is veel groter. Overwogen kan worden om de mensen te evacueren voordat de bedreiging groot wordt. Indien dit tijdig en goed gebeurt zullen er geen slachtoffers vallen zodat voor acceptabele faalkans de kans gehanteerd kan worden die volgt uit de economische optimalisatie berekening. Dit zou betekenen dat het gemiddeld ca. eens in

de 200 jaar noodzakelijk is om tot evacuatie over te gaan. De vraag is echter of evacuatie ook inderdaad zal gebeuren en of dit praktisch uitvoerbaar is. Overwogen moet worden dat er altijd een kans zal bestaan dat het bevel om te evacueren achterwege blijft of dat evacuatie slechts gedeeltelijk of niet zal lukken. Eventueel kan een periodieke training worden ingesteld om de bewoners hiermee vertrouwd te maken. De vraag zal zijn of dit maatschappelijk acceptabel zal zijn en of er de bereidheid is om hieraan mee te werken. Wordt gekozen voor een oplossing met een vluchtplan dan is het in principe niet nodig om vluchtwegen aan te leggen. Eerst worden de coupures die aan de rivierzijde liggen gesloten voordat deze coupures dreigen over te lopen zullen de inwoners geëvacueerd worden. Hierna zal de coupuredeur aan de landzijde gesloten worden. In principe is er nu niemand meer in de vesting zodat er ook niemand hoeft te vluchten bij inundatie.

Uit het voorgaande blijkt dat het aanleggen van een alternatief trace niet bijzonder aantrekkelijk is. Indien besloten wordt om toch een alternatief trace aan te leggen dan zal een goed evacuatie plan onontbeerlijk zijn.

Een alternatief trace dat verder landinwaarts ligt zal minder aantrekkelijk zijn. Het trace komt nu namelijk om de nieuwe woonwijken (die laag liggen ca, N.A.P. + 0,5 m) heen te liggen. De kans om te overlijden bij een eventueel falen van de waterkering zal door de lage ligging van het maaiveld hoog geschat moeten worden. Het gevolg hiervan is dat de te accepteren faalkans uit maatschappelijk oogpunt nog kleiner zal worden.

Wanneer bovenstaande overwegingen in beschouwing worden genomen dan blijkt dat verbetering van het bestaande trace waarschijnlijk het aantrekkelijkst is.

In de vestingswerken die de oude stad woudrichem omsluiten, bevinden zich drie coupures. Twee van deze coupures liggen in dat deel van de vestingswerken dat deel uitmaakt van de dijkkring die het Land van Heusden en Altena omsluit. Aan de noordzijde van de stad bevindt zich de coupure de Loevestijnse poort en aan de oostzijde de Koepoort. De derde coupure ligt aan de zuidzijde van de stad en doet geen dienst meer als waterkerend element. Veel coupures zijn ontstaan in een tijd dat waterkeringen de inwoners niet alleen tegen water maar ook tegen menselijke vijanden moesten beschermen. Een toegangsweg naar de stad toe die over de waterkering liep werd als te gevaarlijk beoordeeld omdat deze moeilijk te verdedigen was tegen eventuele aanvallers. In dergelijke situaties werden poorten gebouwd voorzien van verdedigingswerken met torens. Vlak achter de Loevestijnse poort is de Waterpoort te vinden die een voorbeeld is van een dergelijke constructie. Historisch zijn er zo tal van plaatsen ontstaan waar coupures of poorten in een waterkering voorkomen. De twee coupures die momenteel deel uitmaken van de dijkkring zijn later in de tijd gebouwd en veel eenvoudiger uitgevoerd. In principe bestaan zij uit twee muren waartussen in tijden van hoogwater balken geplaatst kunnen worden. Op de overzichtstekening IV en V is de situatie ter plaatse weergegeven. Veel informatie over de coupures is niet beschikbaar. Zo zijn er geen tekeningen bekend waarop de constructies zijn afgebeeld. De afbeelding van de coupures (tekening V) zijn verkregen door de coupures ter plaatse op te meten.

Coupures worden heden ten dagen veelal gezien als elementen die extra risico's met zich meebrengen voor de veiligheid van het achter de dijkkring gelegen land. Volgens de literatuur (lit 11) mogen coupures geen deel uitmaken van een dijkkring. Dit betekent dat bestaande coupures die in dijkkringen voorkomen, vervangen moeten worden door andere waterkerende elementen.

Op plaatsen waar coupures historisch gegroeid zijn heeft het verwijderen van dergelijke constructies veelal ingrijpende consequenties voor de omgeving. Veelal doet een coupure dienst als toegangs- of uitvalsweg van of naar de stad. Verwijderen van de coupure betekent dan ook dat deze wegen verlegd moeten worden. Veelal bevinden coupures zich op plaatsen waar het stadsgezicht beschermt is zodat verleggen van wegen niet zondermeer mogelijk is. De complicaties die hieruit voortvloeien zijn vaak dermate groot dat men zich afvraagt of het in bijzondere situaties toch niet mogelijk is om een coupure te handhaven. Handhaven van de coupure

betekent tevens dat het acceptabel moet zijn dat het verkeer de coupure niet altijd kan passeren. Hoe vaak de coupure voor het verkeer gesloten is hangt grotendeels af van de hoogtelegging van de drempel.

Wordt naar het specifieke geval van Woudrichem gekeken dan moet geconcludeerd worden dat verleggen van de uitvalswegen consequenties zal hebben voor het stadsgezicht. Zoals bekend (zie deel I) is het stadsgezicht van Woudrichem beschermd. Veranderingen in het stadsgezicht dienen dan ook zoveel mogelijk vermeden te worden. Wil aan deze eis van een onveranderd stadsgezicht tegemoet gekomen worden dan is het vrijwel onvermijdelijk dat de coupures blijven bestaan.

Een coupure wordt zoals onder andere uit bovenstaande blijkt gezien als een voor de veiligheid gevaarlijk element in een waterkering. Wordt er nader gekeken naar waaruit het gevaar bestaat dat een coupure met zich meebrengt dan blijkt het volgende:

In gesloten toestand brengt een goed ontworpen coupure in principe weinig extra risico met zich mee. Ook in geopende toestand betekent een coupure weinig extra risico mits de waterstand beneden de drempel blijft. Met nadruk wordt hier gezegd weinig extra risico omdat de coupure als discontinu element in de waterkering altijd risico verhogend werkt. Speciaal op de plaatsen waar de "harde" constructie aansluit op het "zachte" dijklichaam kunnen problemen optreden die extra aandacht verdienen.

De voornaamste reden waarom een coupure als een risicovol element wordt gezien is de onzekerheid die er bestaat of de coupure op de juiste momenten geloten zal worden. Er zijn twee hoofdoorzaken waardoor het mogelijk is dat de coupure niet op tijd gesloten wordt.

Ten eerste is het mogelijk dat er een "fout" optreedt in het menselijk handelen. Hierbij kan gedacht worden aan menselijke acties die achterwege blijven om de coupure te sluiten zoals:

- foutieve berichtgeving
- niet aankomende berichten
- ziekte of afwezigheid van de betrokkenen

Maar ook indien de verantwoordelijke personen ter plaatse van de coupure aanwezig zijn is het mogelijk dat sluiten niet mogelijk is omdat er een obstakel in de coupure is blijven staan of steken. Bij een obstakel kan gedacht worden aan een container met puin of aan een stilstaande auto.

Ten tweede is het mogelijk dat er een technische storing optreedt waardoor het sluitingsmechanisme faalt. Hierbij kan gedacht worden aan onderdelen die door vervorming niet meer passen of functioneren. Vooral uit hoofde van de tweede hoofdoorzaak zullen er bijzondere eisen gesteld worden aan het ontwerp en de uitvoering van alle bewegende onderdelen van de coupure. Wordt er voldoende zorg aan de bewegende delen van een coupure besteedt dan moet het mogelijk zijn om dit risico tot een aanvaardbaar minimum te beperken.

Alvorens meer in detail gekeken wordt naar de situatie zoals deze van toepassing is op Woudrichem kan de volgende conclusie getrokken worden:

Een coupure kan toegepast worden indien er meerdere belangen een belangrijke rol spelen en er tussen deze belangen een compromis gezocht moet worden. De constructie moet zodanig zijn dat er geen concessies worden gedaan aan de veiligheid. Met de huidige stand der techniek moet het mogelijk zijn om in een situatie waar geen andere oplossing mogelijk is een veilige coupure te ontwerpen en te realiseren.

V.2

HUIDIGE TOESTAND COUPURES

In paragraaf II.5.1 is de toestand waarin de coupures zich bevinden vrij uitvoerig aan bod geweest. De voornaamste punten uit deze paragraaf zullen hier kort in herinnering worden geroepen:

de Koepoort

- Het metselwerk vertoont op veel plaatsen scheuren zowel in horizontale als verticale richting.
- De specie tussen het metselwerk is op tal van plaatsen verdwenen.

de Loevestijnse poort

- Het metselwerk vertoont vrijwel geen scheuren ook is er geen specie verdwenen uit de voegen.
- Tijdens hoogwaterperioden is volgens omwonenden waterdoorslag door de muur. Ook zou er water uit de bestrating omhoog borrelen dat afvloeit naar een rioolkolk

Op basis van bovenstaande informatie over de toestand van de coupures kan het volgende geconcludeerd worden:

De Koepoort is in een dermate slechte toestand dat deze afgebroken en zo nodig vervangen moet worden.

De Loevestijnse poort bevindt zich in een betere conditie. Uit verslagen van ooggetuigen blijkt echter dat er zich tijdens hoogwaterperioden problemen voordoen. Voorgesteld wordt dan ook om op basis van een nader onderzoek, waarbij vooral aandacht dient uit te gaan naar de aanwezigheid van kwelschermen en de funderingswijze, te bezien of het mogelijk is de constructie aan te passen.

De drempelhoogte van de coupures zijn volgens in de coupures ingemetselde stenen momenteel respectievelijk:

N.A.P. + 3.43 m voor de Loevestijnse poort
N.A.P. + 3.83 m voor de Koepoort

De betrouwbaarheid van deze informatie is twijfelachtig. Het is goed mogelijk dat de drempel na het aanbrengen van de steen met enkele centimeters gezakt is.

In het vervolg van dit verslag zal de aandacht uitgaan naar de Koepoort. De keuze is gemaakt voor de Koepoort omdat het waarschijnlijk lijkt dat deze coupure herbouwd of in ieder geval ingrijpend gerenoveerd moet worden gezien het grote aantal scheuren in het metselwerk.

V.3

RUIMTELIJK ONTWERP COUPURE

In deze paragraaf zal ingegaan worden op de hoofdafmetingen van de coupure. De aandacht zal hier met name uitgaan naar de topografische ligging, de hoogte van de drempel en de breedte van de coupure.

De locatie van de coupure ligt vast. Er zijn geen argumenten vanuit verkeerstechnische gronden of vanuit het oogpunt van veiligheid aan te voeren om de locatie te veranderen.

In de coupure bevindt zich globaal in het midden van de constructie een lichte knik (zie tekening V). Deze knik vormt voor het verkeer een visueel obstakel. Het ligt dan ook voor de hand om deze knik in een nieuw ontwerp te vermijden. Dit betekent dat de coupure enigszins gedraaid moet worden. De wegen die naar en van de coupure lopen hoeven bij deze verandering niet of nauwelijks aangepast te worden.

Bij het bepalen van een optimale hoogte van de drempel voor een coupure dient een afweging tussen de volgende twee argumenten gemaakt te worden. Hoe hoger de drempel van de coupure komt te liggen hoe minder vaak de coupure gesloten behoeft te worden zodat de kans op fouten tijdens het sluiten kleiner wordt omdat het totaal aantal handelingen afneemt. Komt de drempel zo hoog te liggen dat sluiten een zeer zeldzame gebeurtenis wordt dan bestaat de kans dat het bestaan van de coupure "vergeten" wordt. De kans dat de coupure gesloten wordt kan als volgt in formulevorm worden weergegeven:

$$P(\text{deur gesloten} | \text{waterstand boven de drempel}) = P(A|B|C)$$

waarin: A = de gebeurtenis waarbij de waterstand boven de drempel stijgt.
 B = de gebeurtenis :er treedt geen fout op in het menselijk handelen
 C = de gebeurtenis: er treedt geen technische storing op.

De kans op de gebeurtenis dat de waterstand boven de drempel van de constructie uitstijgt zal kleiner worden naarmate de drempel hoger komt te liggen. De frequentie waarmee de coupure gesloten moet worden bij verschillende drempelhoogtes kunnen met de grafiek in bijlage I eenvoudig bepaald worden. De resultaten zijn in onderstaande tabel weergegeven

drempelhoogte N.A.P. + m	herhalingstijd waterstand
3,8	0,87
3,9	0,91
4,0	0,93
4,1	0,95
4,5	2,5
5,0	5
5,5	92
6,0	390

De kans op de gebeurtenis dat er een menselijke fout optreedt zal mede afhangen van de hoogte van de drempel. Dit kan als volgt geïllustreerd worden: Ligt de drempel zo laag dat de coupure dagelijks gesloten moet worden dan zal de aanwezigheid van de coupure niet snel vergeten worden. In dit geval is het wel waarschijnlijker dat door bijvoorbeeld ziekte van het bedienend personeel de coupure niet gesloten

wordt. In het andere uiterste ligt de drempel van de coupure zo hoog dat deze generaties lang niet gesloten wordt. Indien het water nu boven de drempel van de coupure uitstijgt is het goed mogelijk dat vergeten wordt dat de coupure gesloten moet worden.

De derde gebeurtenis is het optreden van een technische storing. De kans op deze gebeurtenis zal afhangen van de hoogte van de drempel in combinatie met het mechanisme waarmee de coupure gesloten wordt. Naarmate de coupuredrempel lager ligt en dus de sluitingsfrequentie hoger komt te liggen zullen er hogere eisen gesteld worden aan het bedieningsgemak en de snelheid waarmee de coupure gesloten kan worden. Minder hoge eisen zullen er gesteld worden aan de te verrichten onderhoudswerkzaamheden. De bereidheid om onderhoud te verrichten zal groot zijn want men wordt vaak geconfronteerd met een situatie waarin de coupure gesloten moet worden. Ook de kans dat slijtage aan het licht komt is groot doordat de coupure relatief vaak gebruikt wordt. Omgekeerd geldt dat naarmate een coupuredrempel hoger komt te liggen en deze minder frequent gesloten behoeft te worden er hogere eisen worden gesteld aan de mate waarin onderhoudswerkzaamheden noodzakelijk zijn. Naarmate de coupure drempel hoger komt te liggen wordt namelijk de kans dat de onderhoudswerkzaamheden verzuimd of vergeten worden groter. Minder hoge eisen zullen in deze situatie gesteld worden aan het bedieningsgemak en de snelheid waarmee de coupure gesloten moet kunnen worden. De voorkeur zal nu uitgaan naar een robuust ontworpen afsluitmiddel dat zeer onderhoudsongevoelig is.

Op grond van bovenstaande overwegingen zal er een onderscheid worden gemaakt tussen coupures die frequent gesloten moeten worden en coupures die zelden gesloten moeten worden. Onder frequent zal hier verstaan worden vaker dan eens in de 5 jaar sluiten. Onder zelden een frequentie van minder dan eens in de 5 jaar sluiten. Het is moeilijk om aan te geven bij welke frequentie de faalkans een minimum vertoont bij deze twee soorten coupures. Voor een coupure die minder frequent gesloten wordt zal een bovengrens bestaan. Wordt een coupure generaties lang niet gesloten dan zal deze in op den duur in de vergetelheid geraken. Als minimale sluitingsfrequentie kan aangehouden worden enkele malen per generatie sluiten. Dit komt neer op ca. eens in de 25 jaar.

De formule die de kans weergeeft dat de coupure gesloten wordt zal voor een bepaalde drempelhoogte in combinatie met een bepaald type afsluitmiddel een maximum vertonen. Bij een coupure die frequent gesloten moet worden zal dit maximum liggen tussen globaal eens in de twee jaar en de twee maal

per jaar sluiten. Bij een coupure die zelden gesloten wordt zal dit maximum liggen tussen ca. eens in de 10 en eens in de 20 jaar. Om de grenzen nauwkeuriger te kunnen bepalen moet men beschikken over praktijkgegevens om te bepalen hoe vaak het sluiten niet lukt. Voor zover bekend zijn deze gegevens niet beschikbaar.

Bij het bepalen van een optimale hoogte voor de drempel is alleen rekening gehouden met argumenten die betrekking hebben op de veiligheid. Naast deze overwegingen spelen er bij Woudrichem nog een aantal andere overwegingen een rol. Zo zal verhogen van de drempel met enige meters tot gevolg hebben dat er een op- en af-rit naar en van de coupure gemaakt moet worden. Momenteel ligt de drempel ca. 0,60 m. hoger dan het maaiveld aan de binnenzijde van de kering. Wordt er gekozen voor een drempelhoogte waarbij de coupure zelden gesloten behoeft te worden dan zal dit betekenen dat de drempelhoogte tussen de ca. N.A.P. + 4,70 tot 5 m. moet komen te liggen. Dit betekent dat er uitgaande van van hellingen van het wegdek van 1:20 de op- en af-rit ca. 36 m lang worden (bij een drempelhoogte van N.A.P. + 5 m.). De oprit komt hierbij gedeeltelijk voor de bebouwing aan de binnenzijde van de constructie te liggen. Dit zal in visueel opzicht geen bijzondere consequenties hebben. Aan de buitenzijde zal de afrit vrijwel volledig zichtbaar blijven. Men kan zich afvragen in hoeverre dit in strijd is met de wens dat het uiterlijk van de stad niet wezenlijk mag veranderen. Een bijkomend nadeel is dat de afrit gedeeltelijk op de vlak voor de coupure gelegen brug komt te liggen. Bekeken zal moeten worden of verzwaring of vernieuwing van de brug noodzakelijk is. De coupure zelf zal in deze situatie ook qua uiterlijk enigzins veranderen. De nu vrij hoge vleugelmuren zullen gereduceerd worden tot lagere muurtjes. Het verhogen van de drempel heeft geen voordelen voor het verkeer dat de coupure passeert de weg loopt namelijk gedeeltelijk verder over de uiterwaard die bij hoogwater onbegaanbaar is. Wordt besloten de drempel te verhogen dan kan overwogen worden om de weg ook te verhogen zodat deze tijdens hoogwaterperiodes langer gebruikt kan worden.

Zoals blijkt zijn er een aantal nadelen verbonden aan het verhogen van de drempel. Het lijkt in deze situatie dan ook aantrekkelijker om te kiezen voor een drempelhoogte waarbij de coupure frequenter gesloten moet worden. Dit zou betekenen een drempel hoogte tussen de ca. N.A.P. + 3,50 tot 4,20 m. De voordelen van een dergelijke drempelhoogte kunnen als volgt worden samengevat:

- 1 Uiterlijk van de waterkering veranderd nauwelijks
- 2 Vlotte passage van het verkeer mogelijk (geen hinder van op en afritten).
- 3 Geen verzwaring van de voor de coupure gelegen brug noodzakelijk.

De bovenstaande voordelen in overweging nemend zal er gekozen worden voor een drempelhoogte die relatief laag ligt. In het verdere verhaal zal als drempelhoogte N.A.P. + 3,80 m. worden aangehouden.

De coupure heeft momenteel een breedte van 3,70 m. Vanuit verkeerstechnisch oogpunt zal de voorkeur bestaan om de coupure zo breed mogelijk te maken. Dit is in tegenspraak met de constructieve eis om de opening van zo klein mogelijk te maken met oog op de afmeting van het te ontwerpen afsluitmiddel. Er zal dan ook gezocht moeten worden naar een compromis tussen deze twee eisen. Om een vlotte passage van het verkeer mogelijk te maken zal een breedte noodzakelijk zijn gelijk aan de breedte van de voertuigen die de coupure passeren vermeerderd met een breedte om passeren mogelijk te maken. Voor de breedte van de coupure kan 2,50 m worden aangehouden (breedte autobus) vermeerderd met 1 meter om passeren mogelijk te maken. De breedte van de coupure wordt zodoende 3,50 m. Deze breedte is niet zo groot dat problemen te verwachten zijn bij het ontwerpen van een afsluitmiddel.

V.4

AFSLUITMIDDEL

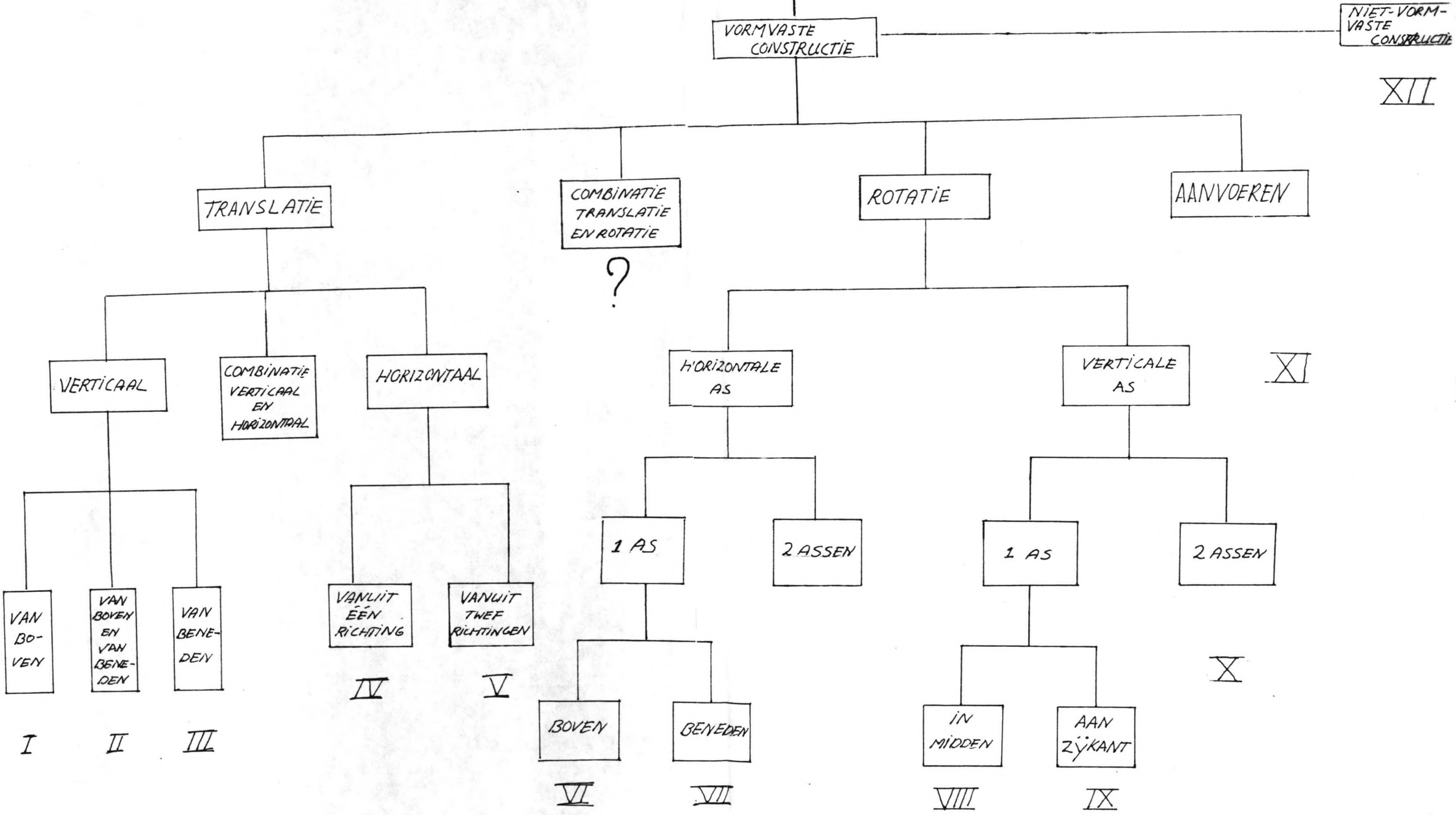
Het blijkt dat het te kiezen afsluitmiddel grote invloed heeft op de vorm en afmeting van de constructie. Er is dan ook besloten in eerste instantie in te gaan op het toe te passen afsluitmiddel. Nadat er een keuze is gemaakt voor een bepaald afsluitmiddel zal gekeken worden naar de rest van de constructie.

De ontwerpeisen waaraan een afsluitmiddel voor een coupure moet voldoen kunnen als volgt geformuleerd worden:

Het afsluitmiddel moet met grote zekerheid gesloten kunnen worden. Dit betekent dat er geen gebreken aan de deur of het bewegingsmechanisme mogen optreden die verhinderen dat de deur gesloten wordt. Voor de onderdelen die een relatief grote kans op het vertonen van gebreken hebben moeten reserve onderdelen aanwezig zijn. Is de kans groot dat door mechanische gebreken dat de coupure niet op tijd gesloten kan worden dan moet overwogen worden om een tweede afsluitmiddel achter het eerste aan te brengen. Op deze wijze

openklappen

AFSLUITMIDDEL COUURE



wordt een parallelsysteem gevormd waardoor de faalkans van het systeem kleiner wordt.

Het afsluitmiddel moet eenvoudig te openen en te sluiten zijn. De inzet van mensen lijkt hierbij onvermijdelijk, hun aantal moet echter beperkt blijven tot 2 a 3 personen. Indien bij het sluiten gebruik wordt gemaakt van een mechanisch aangedreven systeem dan zal geeist worden dat het mogelijk blijft om in noodsituaties de deur te sluiten met handkracht.

De deur moet een min of meer waterdichte aansluiting vormen met de rest van de constructie. Vooral uit psychologisch oogpunt is dit belangrijk. Enige lekkage kan toegelaten worden mits er maatregelen genomen worden om het lekwater te kunnen afvoeren.

Met behulp van deze ontwerpeisen is het mogelijk een voorlopig ontwerp te selecteren. Om een overzicht te krijgen van de mogelijkheden en de aan de verschillende mogelijkheden verbonden na- en voordelen zal gebruik worden gemaakt van een ontwerpboom. In de tussengevoegse tekening is de gebruikte ontwerpboom weergegeven. De principeoplossingen die uit de ontwerpboom voortkomen zijn op de volgende tekening weergegeven.

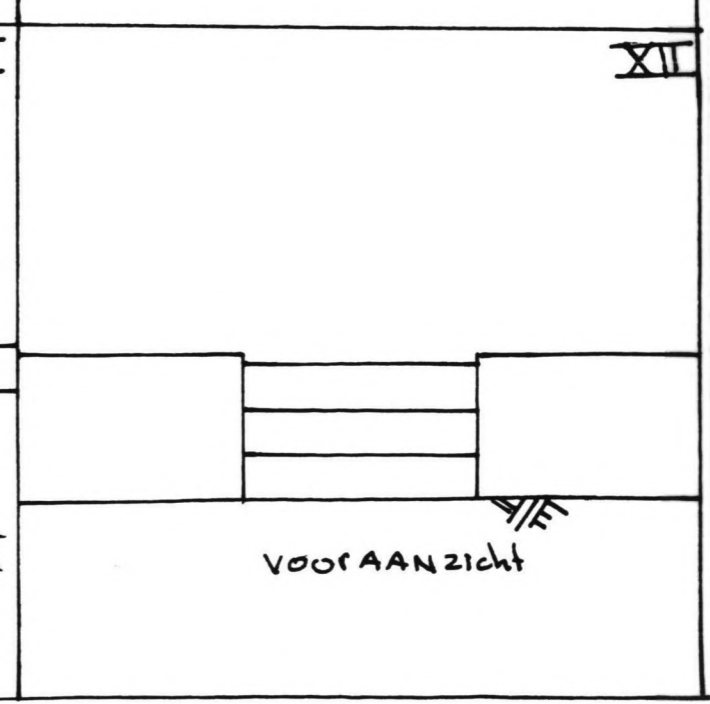
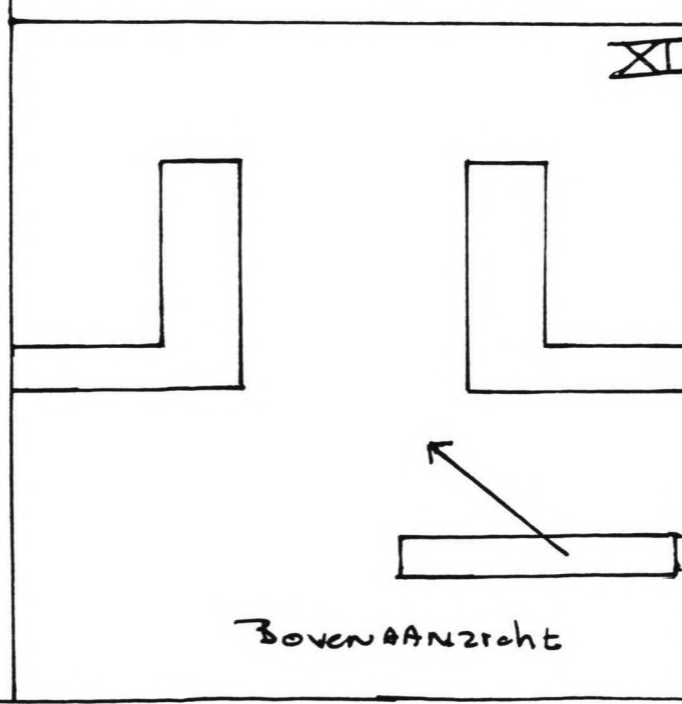
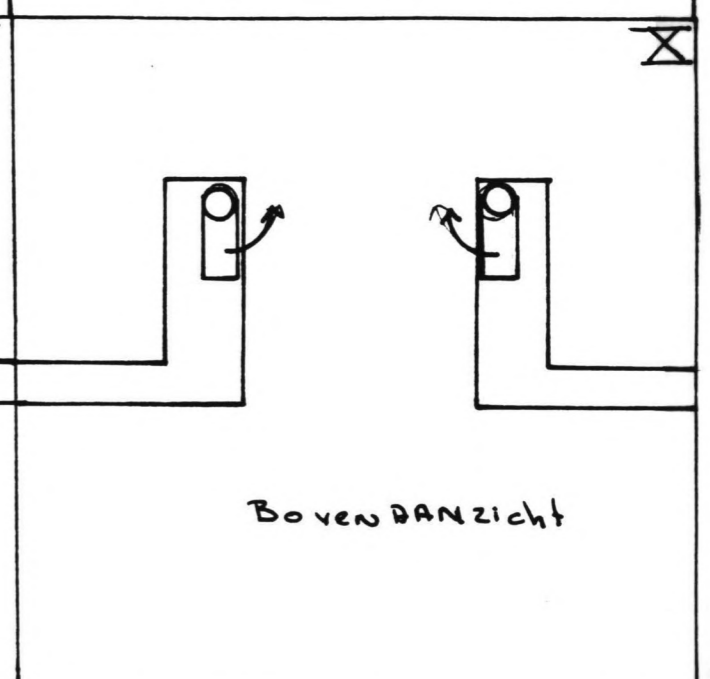
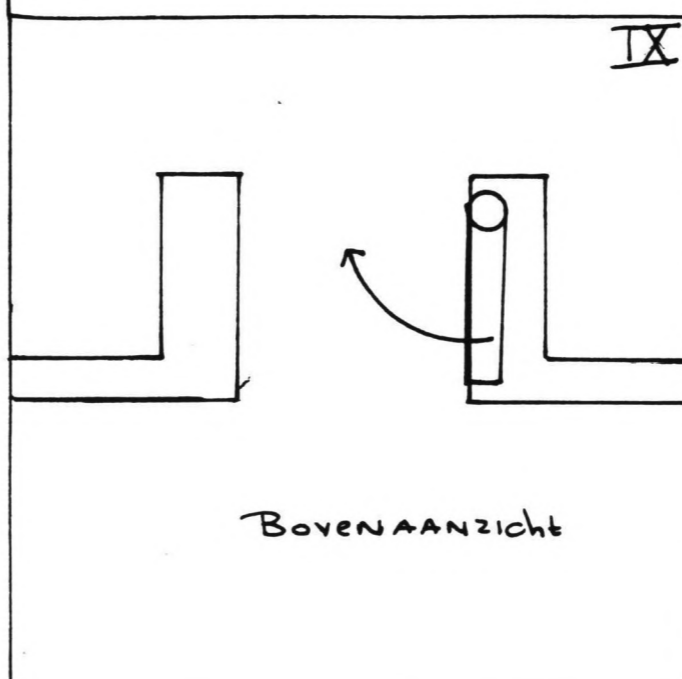
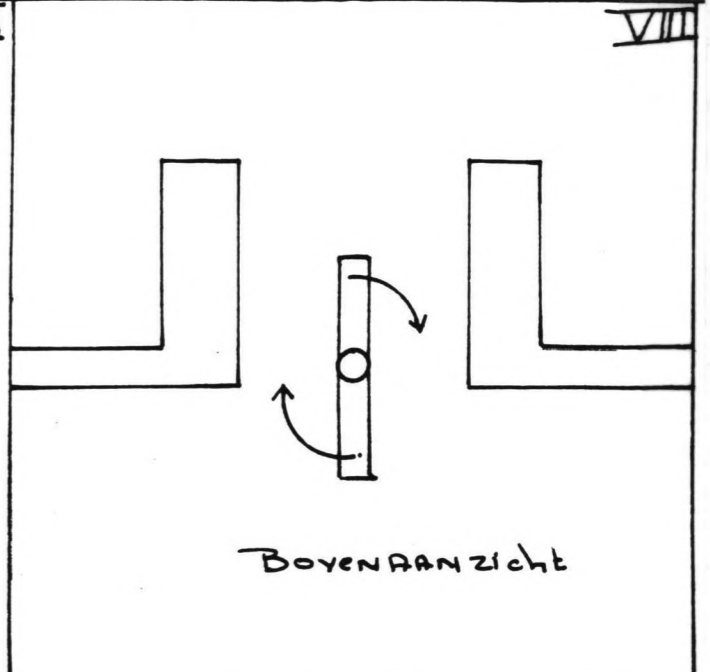
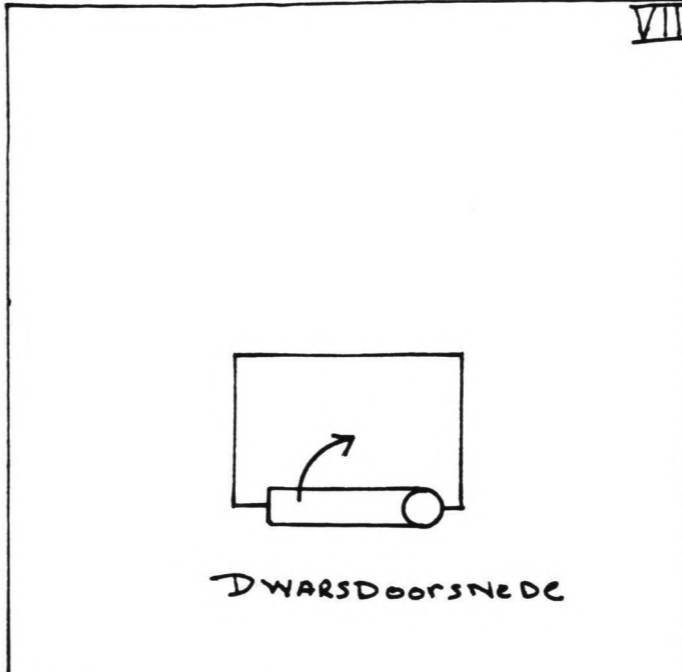
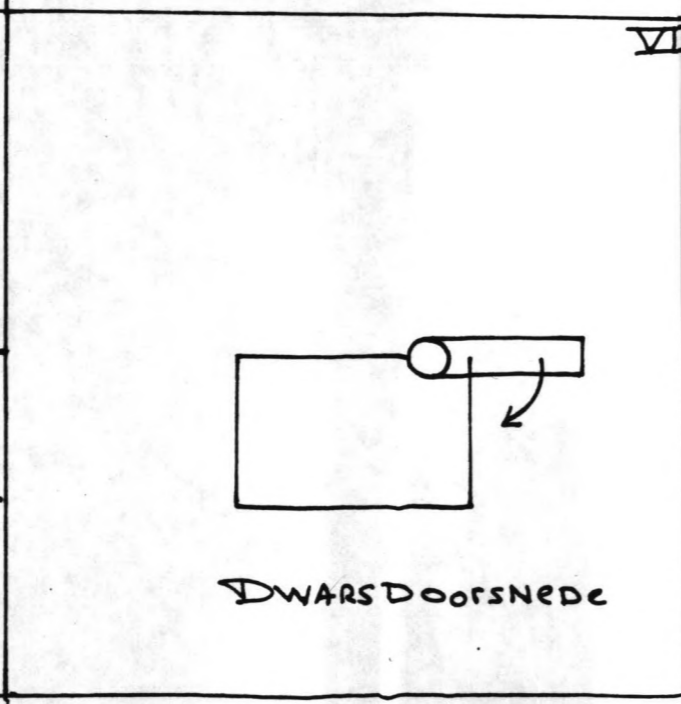
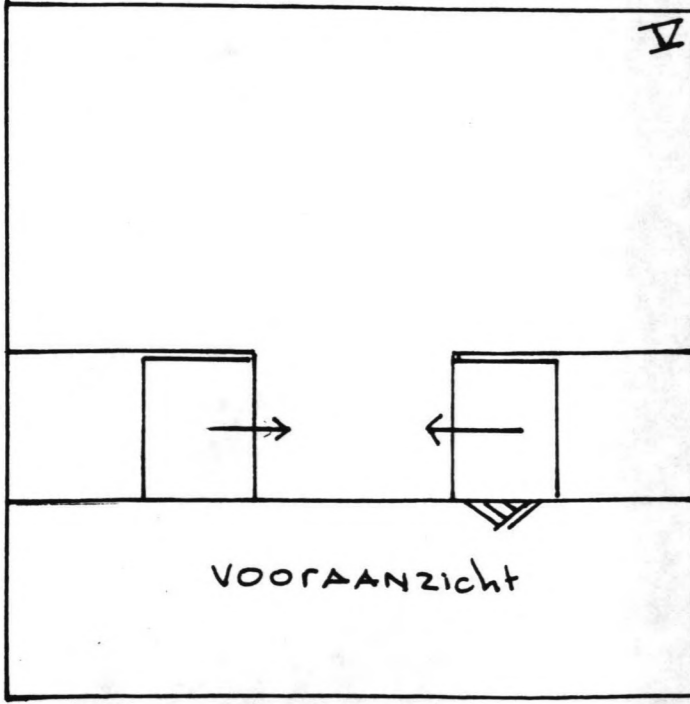
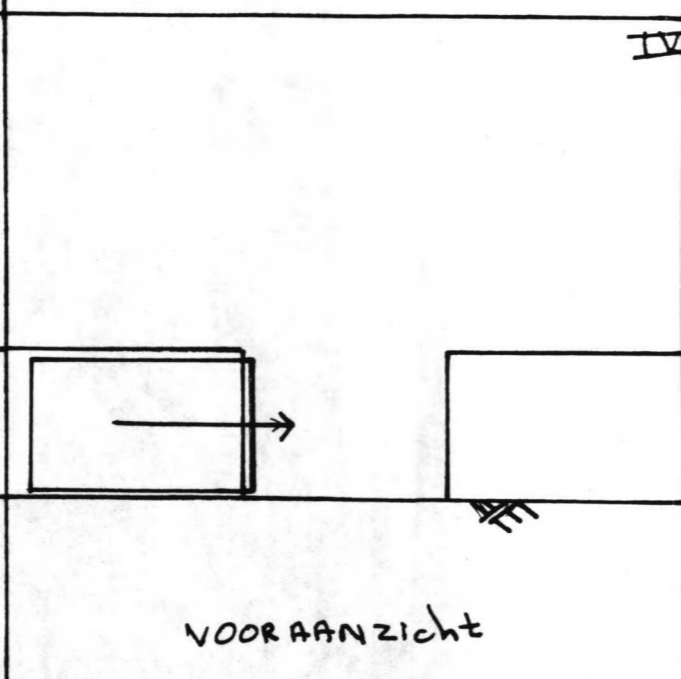
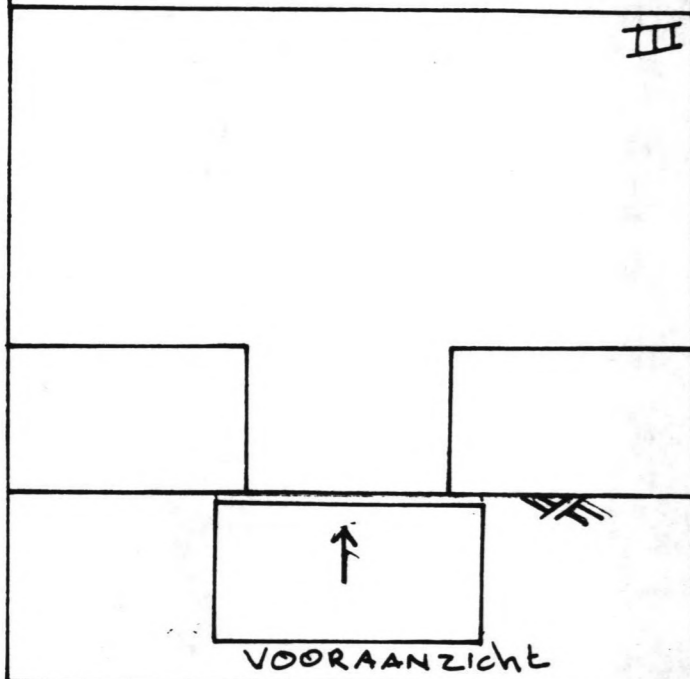
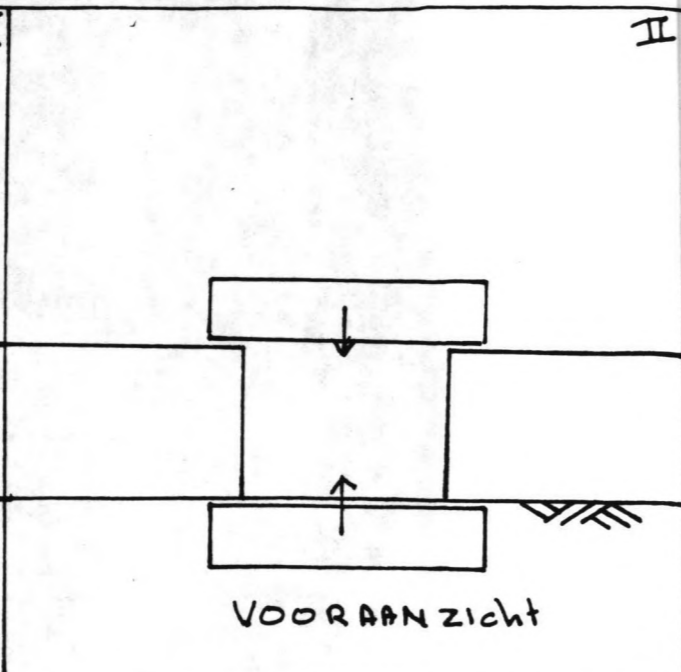
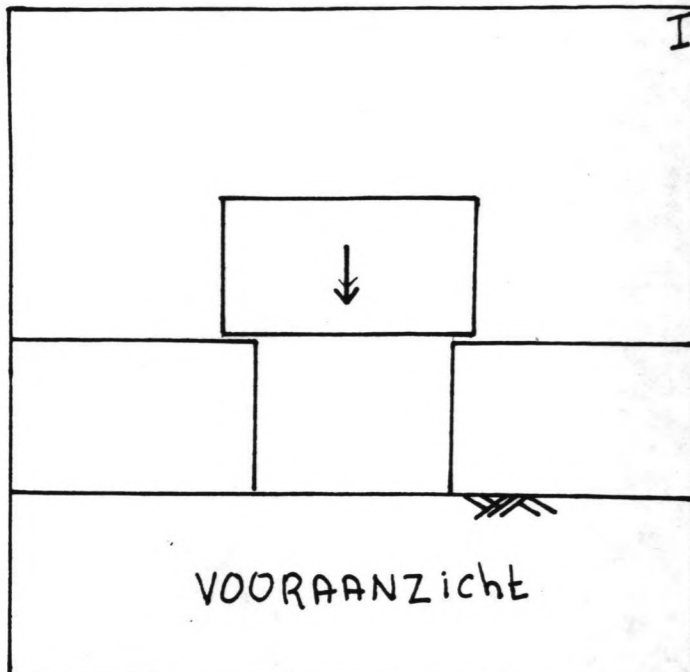
De eerste vertakking van de boom wordt gevormd door de keuze tussen een al dan niet vormvaste constructie. Onder een niet vormvaste constructie wordt verstaan een constructie die is opgebouwd uit losse onderdelen (schotbalken + kleikist). Vervolgens wordt bij de vormvaste constructie gekeken naar de bewegingsmogelijkheden zoals translatie en rotatie.

Een eerste selectie uit de geboden alternatieven kan gemaakt worden door te toetsen aan de eisen ten aanzien van veiligheid, het verkeer en passend in de bestaande historische situatie. Op grond van deze overwegingen komen de alternatieven I, II, VI, VIII, niet in aanmerking. Van de overgebleven alternatieven zullen hier kort de voor en nadelen behandeld worden.

III Er bevindt zich een verzonken deur in een betonnen bak. Tijdens een periode van hoogwater moet de deur omhoog getrokken worden. De betonnen bak kan mogelijk gelijktijdig dienst doen als onderloopsheidscherm. De bediening kan eenvoudig plaatsvinden.

IV, V Bij deze alternatieven bevindt zich in de coupure een roldeur die naar buiten geschoven kan worden. Gezien de

open klappen



kleine dagmaat (ca. 3,50 m) van de coupure ligt het voor de hand te kiezen voor 1 deur in plaats van 2 deuren. Een andere overweging om voor 1 deur te kiezen is aansluiting van de twee deuren op elkaar in het midden. In rusttoestand bevindt de deur zich in een betonnen bak die onopvallend in de coupure verborgen kan worden. De bediening van een dergelijke deur kan op eenvoudige wijze met behulp van een lier door 1 persoon plaatsvinden

VII Bij dit alternatief wordt de afsluiting verkregen door een klep die tijdens een periode van hoogwater omhoog getrokken wordt. Een probleem wordt hier gevormd door een rotatie-as die zich aan de onderzijde bevindt. Lekkage langs deze as zal moeilijk te vermijden zijn. In geopende toestand zal de klep in het wegdek zichtbaar blijven. Het verkeer zal over de klep heen moeten rijden wat een extra belasting voor de klep zal betekenen. Dit alternatief moet dan ook als minder aantrekkelijk worden aangemerkt.

IX, X Bij deze alternatieven wordt er gebruik gemaakt van deuren die om een verticale as draaien. In rusttoestand zullen de deuren zichtbaar blijven. De onderaanslag zal voor problemen zorgen. Om hier een waterdichte afdichting te krijgen zal het wegdek plaatselijk verhoogd dienen te worden met ca. 0,1 meter. Voor het verkeer zal een dergelijk obstakel niet toelaatbaar zijn zodat er in geopende toestand een vulstuk aangebracht moet worden. Eventueel kan de drempel vermeden worden door de deuren eerst op hun plaats te draaien en daarna te laten zakken. Dit betekent echter dat het bewegingsmechanisme ingewikkeld wordt. De nadelen van de draaideuren zijn vrij groot zodat deze alternatieven niet bijzonder aantrekkelijk zijn.

XI Bij dit alternatief dient bedacht te worden dat de deuren redelijk grote afmeting hebben. Het aanvoeren en plaatsen van een dergelijke deur zal dan ook tijdrovend zijn waarbij zwaar materieel moet worden ingezet. Op grond hiervan dient dit alternatief af te vallen.

XII Gezien de relatief kleine dagmaat van de coupure is het goed mogelijk de coupure te sluiten met schotbalken. De ruimte tussen de balken kan worden opgevuld met klei. Op deze wijze wordt een kistdam gevormd. De afmeting van de balken dienen zodanig gekozen te worden dat zij met behulp van 2 of 3 personen geplaatst kunnen worden. Als nadelig moet worden aangemerkt dat het aanvoeren en aanbrengen van de balken arbeidsintensief en tijdrovend is. Gezien de frequentie waarmee de coupure gesloten moet worden is dit bezwaarlijk. Een afsluitmiddel dat reeds ter plaatse is, zal dan ook meer zekerheid bieden.

De voor- en nadelen van de diverse alternatieven overwegend moet geconcludeerd worden dat het alternatief IV als beste naar voren komt. De voordelen van dit alternatief kunnen als volgt worden samengevat:

Eenvoudig te bedienen zonder gebruik te maken van ingewikkelde hulpmiddelen.

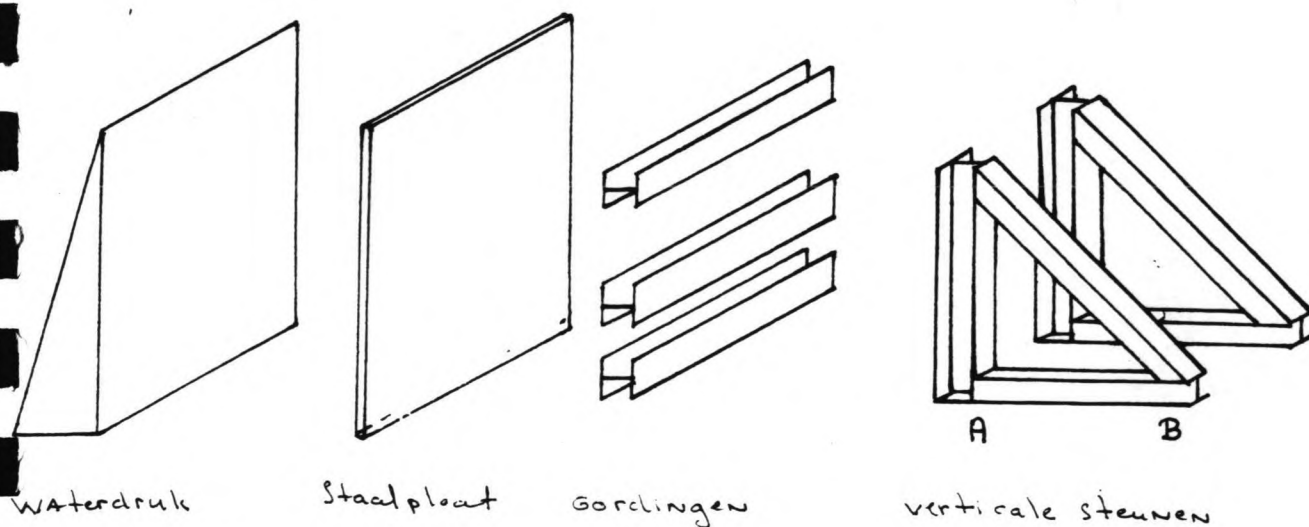
Het is mogelijk om de deur zo uit te voeren dat deze met grote zekerheid gesloten kan worden.

De deur kan op eenvoudige wijze gemaskeerd worden zodat wanneer de coupure geopend is het aanzicht niet behoeft te veranderen. Dit is in overeenstemming met de wens dat het uiterlijk van de coupure niet of nauwelijks mag veranderen.

V.5

CONSTRUCTIE VAN DE DEUR

In geopende toestand zal aan de deur vanuit constructief oogpunt geen andere eisen worden gesteld dan dat hij zijn eigen gewicht moet kunnen dragen. In gesloten toestand zal de deur belast worden door de waterdruk aan de buitenzijde vermeerderd met eventuele golfbelasting. Deze belasting zal door de deur opgenomen moeten worden en afgevoerd naar de ondergrond. Voor het afleiden van de krachten naar de ondergrond zijn in principe twee alternatieven. Bij het eerste alternatief wordt de belasting direct afgeleid naar de ondergrond (zie onderstaande figuur).



Het water staat aan de buitenzijde tegen de stalen platen aan. Om de dikte van deze platen te beperken worden aan de achterzijde horizontale gordingen aangebracht. Deze gordingen dragen de belasting af aan verticaal staande steunen. De afmeting van de gordingen en de steunen evenals het aantal steunen moet geoptimaliseerd worden. Van de drempel onder de constructie wordt geeist dat deze de belasting kan opnemen. Dit kan op twee manieren ten eerste is het mogelijk dat de drempel de kracht direct naar de ondergrond overbrengt. Ten tweede kan de drempel opgelegd worden op de vleugelmuren die de krachten opnemen. De voor en nadelen van deze constructie kunnen als volgt worden samengevat:

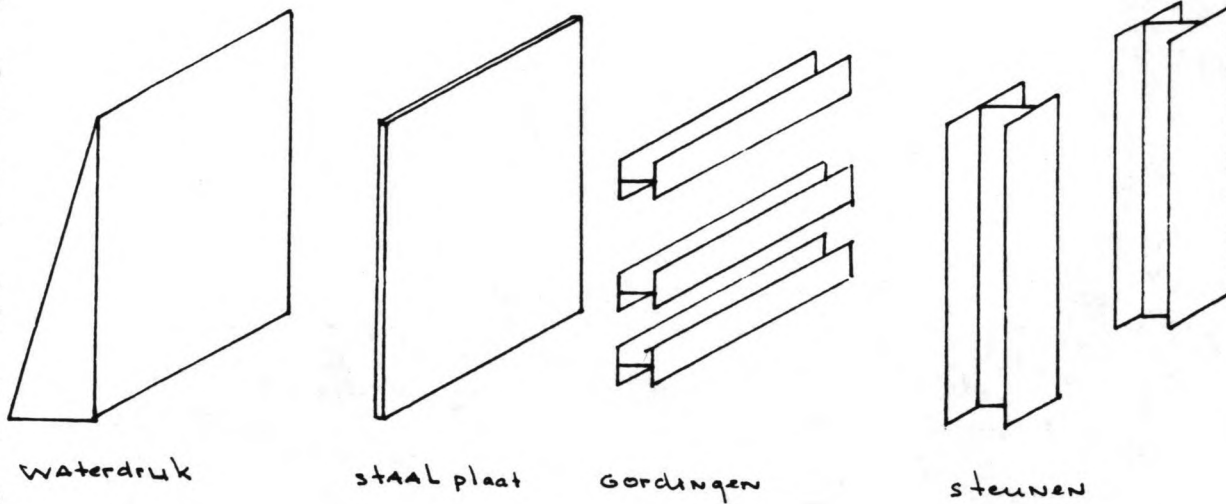
VOORDELEN

- Goede aansluiting onderzijde deur met de drempel mogelijk.
- Uitrijden van de deur relatief eenvoudig doordat er meerdere wielen naast elkaar (punten A en B in tekening) geplaatst kunnen worden.
- Er kunnen meerdere verticaal staande steunen geplaatst worden om de krachten naar de ondergrond af te voeren.

NADELEN

- Constructie wordt breed waardoor de deurkas forse afmetingen krijgt.
- Drempel van de coupure valt zwaar uit

Bij het tweede alternatief wordt de belasting afgeleid naar de vleugelmuren (zie onderstaande tekening).



Ook hier staat het water weer tegen stalen platen aan die aan de achterzijde gesteund worden door gordingen. Achter de gordingen bevinden zich nu slechts twee verticaal staande balken die hun krachten doorgeven aan de vleugelmuren. Via de vleugelmuren worden de krachten afgeleid naar de fundering van de constructie. Indien de breedte van de coupure groot wordt, zal de lengte van de gordingen en daarmee de afmetingen groter worden. Dit kan leiden tot zware gordingen. De voor- en nadelen van deze constructie kunnen als volgt worden samengevat.

VOORDELEN

- Slanke eenvoudige constructie waardoor de afmetingen van de deurkas beperkt blijven
- Drempel wordt niet extreem belast

NADELEN

- Relatief ingewikkeld wielensysteem noodzakelijk om de deur te verrijden

Wanneer de twee constructies bekeken worden kan het volgende geconcludeerd worden:

Indien de dagmaat van de coupure klein is zullen de gordingen aan de achterzijde van de platen bij alternatief II "redelijk" van afmeting blijven. Wordt de dagmaat groot dan zullen de afmetingen

van de gordingen groter worden. Het zal nu noodzakelijk worden om meerdere verticale steunen achter de gordingen te plaatsen om zo de afmetingen van de gording te beperken.

Gezien de kleine dagmaat van de coupure en de eis dat de deur "onzichtbaar" opgeborgen moet kunnen worden zal er gekozen worden voor het tweede alternatief

V.6 BEREKENING VAN DE AFMETINGEN VAN DE DEUR

De deur wordt in gesloten toestand belast door het rivierwater aan de buitenzijde van de deur. De maximale waterdruk wordt bepaald door de hoogte van de deur en is hierdoor begrensd. De hoogte van de deur kan nu bepaald worden als de som van:

$$\begin{array}{r}
 + \text{ maatgevend hoogwater} \\
 + \text{ golfoploop} \\
 - \text{ drempel hoogte van de coupure} \\
 \hline
 \text{hoogte van de stalen constructie}
 \end{array}$$

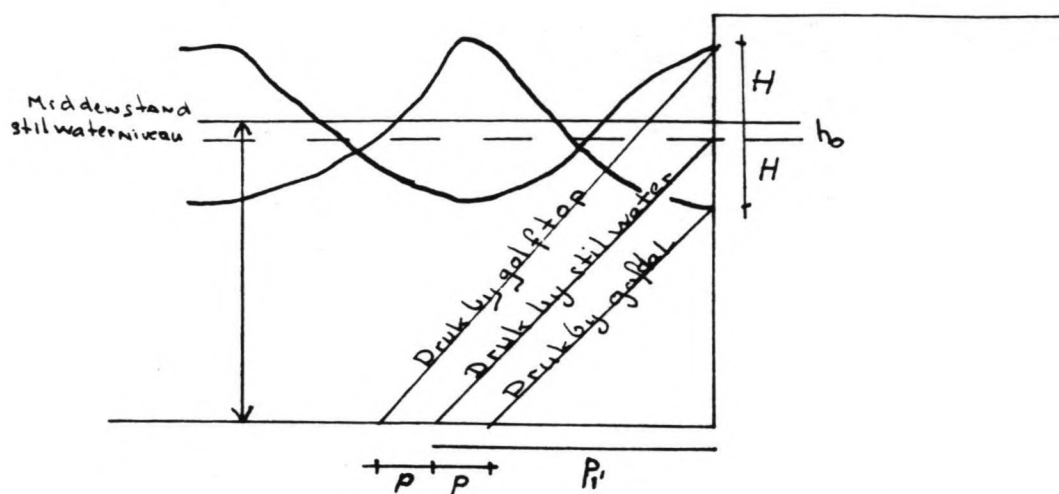
Voor het maatgevend hoogwater moet volgens een brief van de Minister van Verkeer en Waterstaat een waterstand worden aangehouden die eens in de 3000 jaar overschreden wordt (lit 1). Met behulp van de kansdichtheidsfunctie die afgeleid is in bijlage I kan het maatgevend hoogwater bepaald worden op N.A.P. + 6,70 m.

De golfoploop zal bij de deur die loodrecht op het wateroppervlak staat gelijk zijn aan 2 maal de significante golfhoogte. De significante golfhoogte kan bepaald worden met standaardgrafieken die te vinden zijn in de literatuur (lit 10). De golfhoogte kan in deze grafieken worden afgelezen als functie van de waterdiepte, de strijklengte en de windsnelheid. De strijklengte is reeds bepaald bij de probabilistische berekening in bijlage II (1200 m). Volgens de literatuur kan de windsnelheid afhankelijk van richting variëren van 9 tot 13 m/s. Wordt er uitgegaan van 13 m/s dan zal de significante golfhoogte ca. 0,35 m zijn.

De hoogte van de deur kan nu bepaald worden op: $6,70 + 0,70 - 3,80 = 3,60$ m.

De belasting tegen de deur bestaat uit een hydrostatische druk vermeerderd met een belasting ten gevolge van de golven. De waterdruk komt overeen met een druk behorend bij een waterdruk van 2,90 m (maatgevend hoogwater - drempelhoogte). Voor de belasting ten gevolge van de golven

kan gebruik worden gemaakt van de benadering volgens Sainflou. De volgens deze methode aan te houden drukverdeling is in onderstaande tekening weergegeven.



De druk bij p_1 en p kunnen berekend worden met de volgende formules (lit 12):

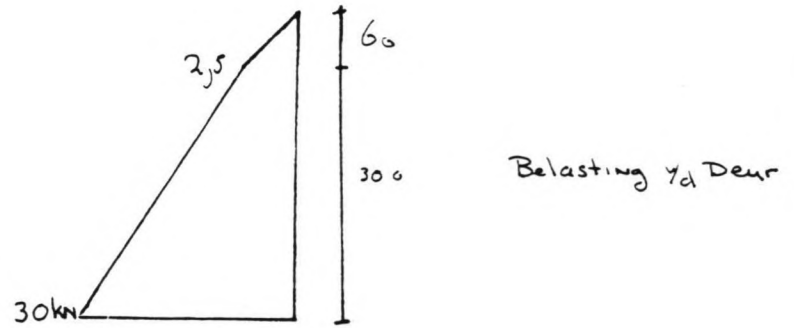
$$h_0 = \frac{\pi \cdot H^2}{L} \coth \frac{2 \cdot \pi \cdot D}{L}$$

$$p = \frac{\tau_w \cdot g \cdot H}{\cosh (2 \cdot \pi \cdot D / L)}$$

$$p_1 = \tau_w \cdot g \cdot H$$

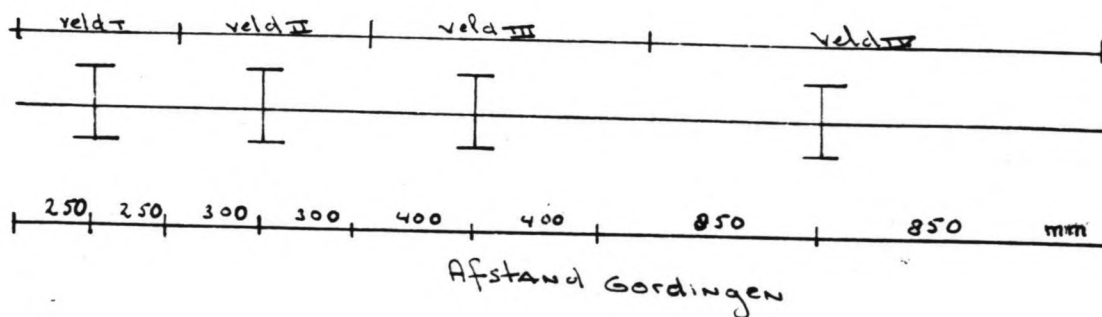
- waarin:
- τ_w = soortelijk gewicht water
 - D = waterdiepte voor de coupure
 - H = golfhoogte
 - L = golflengte

Voor de middenstand zal een verhoging ten opzichte van het stilstaand water worden aangehouden van 0,1 m. De exacte berekening is moeilijk te maken omdat de golflengte L en de golfperiode T niet bekend zijn. Bij invulling van de formule voor de drukverhoging aan de bodem p blijkt dat deze zo klein is dat deze verwaarloosd kan worden. De belasting is in onderstaande tekening weergegeven.



V.6.1 BEPALING AFMETING GORDINGEN

De afmetingen van de gordingen worden grotendeels bepaald door hun onderlinge afstand. In onderstaande tekening is de gekozen afstand tussen de gordingen weergegeven. De afstand is zo gekozen dat alle gordingen ongeveer even zwaar belast worden.



gording nr.	bel KN/m
I	14,4
II	13,5
III	13,3
IV	11,2

Zoals uit de tabel blijkt is de belasting op gording I maatgevend.

Er wordt verondersteld dat de gordingen aan beide uiteinden vrij zijn opgelegd. Rekening houdend met een belastingscoëfficiënt van 1,5 volgens de TGB staal wordt het moment in gording I:

$$M_{\max} = 1.5/8 \cdot q \cdot l^2 = 1.5/8 \cdot 14.4 \cdot (5)^2 = 67.5 \text{ KNm}$$

waarin: M_{\max} = maximale moment in de gording
 q = belasting op de gording
 l = lengte van de gording

Uitgaande van een toelaatbare spanning in het staal van $\sigma_c = 240 \text{ N/mm}^2$ kan het benodigde weerstandsmoment als volgt bepaald worden:

$$W_{\text{ben}} = \frac{M_{\max}}{\sigma_c} = \frac{67.5 \cdot 10^6}{240} = 281.250 \text{ mm}^3$$

waarin: W_{ben} = benodigde weerstandsmoment
 σ_c = toelaatbare spanning in het staal

Er kan gebruik worden gemaakt van een profiel HE 220 A met een weerstandsmoment van 515.209 mm^3

De gordingen mogen in het midden niet te ver doorbuigen. De doorbuiging kan als volgt gecontroleerd worden:

$$w_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 14.4 \cdot (5 \cdot 10^3)^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 5409 \cdot 10^4} = 10 \text{ mm}$$

waarin: w_{\max} = maximale doorbuiging van de gording
 E = elasticiteitsmodulus staal $210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$.
 I = traagheidsmoment van de gording $5409 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

De doorbuiging is gering in verhouding met de lengte van de gording.

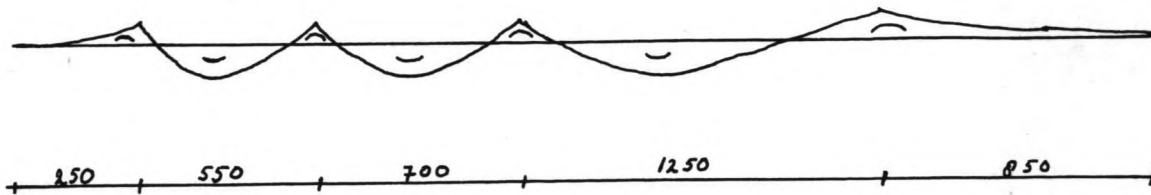
V.6.2

DE STALEN PLATEN

De buitenhuid van de deur zal gevormd worden door een stalen plaat. Deze plaat zal op de gordingen bevestigd worden. Dit bevestigen kan geschieden met behulp van bouten of meer waarschijnlijk door de plaat vast te lassen. Om een eerste indruk te krijgen van de benodigde dikte van de plaat zal verondersteld worden dat de plaat geschematiseerd kan worden tot een doorgaande ligger over vier steunpunten. Indien dit verondersteld wordt is het mogelijk om de maatgevende momenten te bepalen. In onderstaande tekening is de momentenlijn van de plaat weergegeven. In de tabel zijn maatgevende momenten weergegeven.

hoofdstuk V

de coupure



punt	moment KNm
I	0,95
II	0,80
III	1,27
IV	1,27
V	0,33

Het benodigde weerstandsmoment kan nu bepaald worden door een reep van de plaat te beschouwen met een breedte van 1 meter zodat:

$$W_{oer} = 1/6 \cdot b \cdot n^2 = \frac{M_{max}}{\sigma_c} = \frac{1,5 \cdot 1,3 \cdot 10^4}{240} = 8125 \text{ mm}^3$$

waarin: W_{oer} = benodigde weerstandsmoment.
 b = breedte van de plaat (reep 1 m breed)
 n = dikte van de plaat
 M_{max} = maximale moment
 σ_c = toelaatbare spanning in het staal

De benodigde dikte van de platen volgt nu uit:

$$n = \sqrt[3]{(6 \cdot 8125 / 1000)} = 7 \text{ mm}$$

Met de bekende momentenlijn is het mogelijk om de maximale doorbuiging te bepalen. De doorbuiging zal maximaal zijn in het zwaarst belaste en langste veld 3. De doorbuiging kan als volgt bepaald worden:

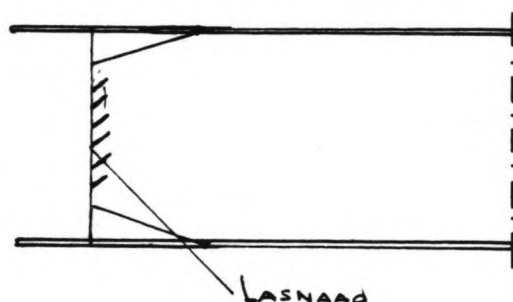
$$W_{max} = \frac{3 \cdot q \cdot l^4}{720 \cdot E \cdot I} = \frac{3 \cdot 1,2 \cdot (1,25 \cdot 10^3)^4}{720 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 51177} = 1,2 \text{ mm}$$

Verklaring symbolen zie oording.

Deze doorbuiging is dermate klein dat deze geen belangrijke rol kan spelen.

V.6.3 VERBINDING GORDINGEN AAN DE VERTICALE STAANDERS

Door de afmetingen van de verticale staanders gelijk te kiezen aan de gordingen wordt een vlak raamwerk verkregen. De verbinding tussen de staanders en de gordingen dient zo stijf mogelijk te worden uitgevoerd om een zo goed mogelijke verdeling van de krachten tegen het beton te krijgen. Gekozen is voor een lasverbinding. De lijven van de twee profielen worden door middel van een lasnaad aan elkaar verbonden (zie tekening).



Boven aanzicht (drsn)

De dikte van de lasnaad wordt gedimensioneerd op de maatgevende gording (nr. 1) en kan als volgt bepaald worden. De lasnaad dient een dwarskracht (moment ter plaatse is nul) over te brengen gelijk aan de helft van de belasting op de gording. Aan iedere zijde van de lijven van de profielen wordt een lasnaad aangebracht. De dikte van de lasnaad kan bepaald worden met de volgende formules:

$$Q = 1/2 \cdot q \cdot l = 1/2 \cdot 1,5 \cdot 14,4 = 54 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{Q/2}{a \cdot L} = \frac{54 \cdot 10^3 / 2}{2 \cdot 180} = 75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0,7 \cdot \sqrt{3 \cdot \tau} = 0,7 \cdot \sqrt{3 \cdot 75} = 10,5 \text{ N/mm}^2$$

waarin: Q = dwarskracht ter plaatse van de lasnaad
 τ = schuifspanning die door de lasnaad moet worden overgebracht.
 a = keeldoorsnede van de lasnaad
 L = lengte van de lasnaad

De spanning in de lasnaad blijft ver onder de toelaatbare spanning van 240 N/mm².

V.7 BEWEGINGSMECHANISME

Het bewegingsmechanisme is zo simpel mogelijk gehouden om storingen te voorkomen. De deur staat op kleine wielen. Om te voorkomen dat de deur bij het verrijden uit de koers raakt wordt in de drempel een kleine goot gemaakt die de wielen geleiden. Is de deur eenmaal naar buiten gerold dan kunnen de wielen ingetrokken worden met behulp van een eenvoudige schroefdraad. De deur komt nu op een rubberen profiel te staan.

Om de deur te kunnen verrijden is op de een na bovenste gording een tandrad aangebracht. Via een tandwiel dat in verbinding staat met een motor kan de deur nu verreden worden.

De sluitingsprocedure verloopt nu als volgt:

- stap 1 Deur I wordt geopend
- stap 2 De luiken bovenop de wal. Een persoon daalt af naar beneden (zie tekening VII). De roldeur kan bedient worden.
- stap 3 De wielen onder de deur worden ingetrokken. De deur komt nu op de rubbers te staan. Einde van de sluitingsprocedure.

V.8 WATERDICHTE AFSLUITING

Het is niet mogelijk de deur zo goed op de betonnen constructie te laten aansluiten dat er geen water lekkage optreedt. Om een redelijk waterdichte aansluiting te verkrijgen, worden rubberen profielen rondom de deur aangebracht. Als de rubberen profielen met kracht tegen de aanslagen worden aangedrukt, ontstaat een goede afdichting.

De aansluiting aan de onderzijde wordt verkregen door een doorlopend rubberen profiel. Het gewicht van de deur zal er voor zorgen dat het rubberen profiel goed aansluit op het beton.

Aan de zijkanten zijn de aanslagen die de krachten overbrengen ten gevolge van de hoge rivierwaterstand gescheiden aangebracht van de aanslagen die de waterdichte afdichting moeten verzorgen. Gekozen is voor een dergelijke oplossing omdat de deur pas tegen de aanslagen, die de

krachten overbrengen, aangedrukt wordt als het buitenwater reeds vrij hoog tegen de deur staat.

Om met zekerheid een waterdichte afdichting te verkrijgen, is besloten twee rubberen profielen naast elkaar aan te brengen die loodrecht op de deur staan. Indien de deur uit de kas gedraaid wordt, komen de rubberen profielen tegen de aanslagen aan de zijkanten van de betonnen bak aan. Een trek-drukkraft uitgeoefend op het tandrad moet er voor zorgen dat de rubbers goed aansluiten op de aanslagen.

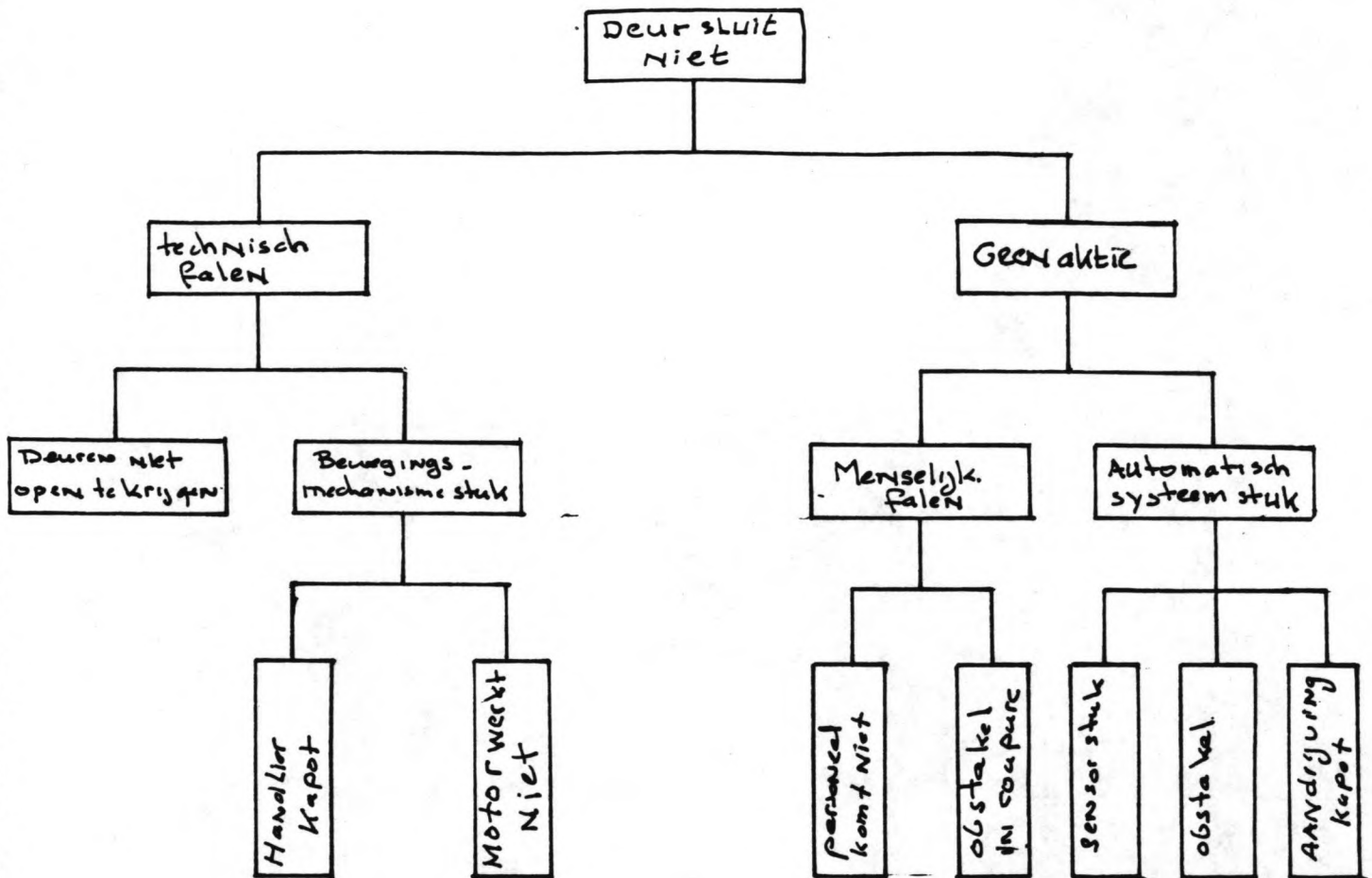
Ondanks de rubberen profielen is het niet uitgesloten dat er enige lekkage optreedt. Direct aan de binnenzijde van de coupure zullen waterafvoeren gemaakt worden om eventueel lekwater op te vangen. Ook water afkomstig van over de kering slaande golven kan via deze waterafvoeren afvloeien.

V.9

FAALKANS VAN DE DEUR

In het algemeen wordt de deur en in het bijzonder het sluiten van de deur als een onzeker element in een waterkering gezien. Het is dan ook zinvol om een beschouwing te wijden aan de kans dat het niet lukt om de deur te sluiten. Gebruikmakend van een eenvoudige foutenboom is het mogelijk om inzicht te krijgen in de oorzaken die sluiting verhinderen. Het is moeilijk om de faalkansen die behoren bij deze oorzaken te berekenen. Met behulp van de foutenboom zal wel inzicht ontstaan in mogelijke oorzaken die sluiting verhinderen. Op basis hiervan kunnen maatregelen genomen worden. Indien bevonden wordt dat het risico dat de deur niet gesloten wordt te groot is, kan overwogen worden om een extra deur aan te brengen met een apart bewegingsmechanisme. Er ontstaat nu een systeem waarvan de faalkans kleiner is dan van het systeem waarbij één deur wordt toegepast.

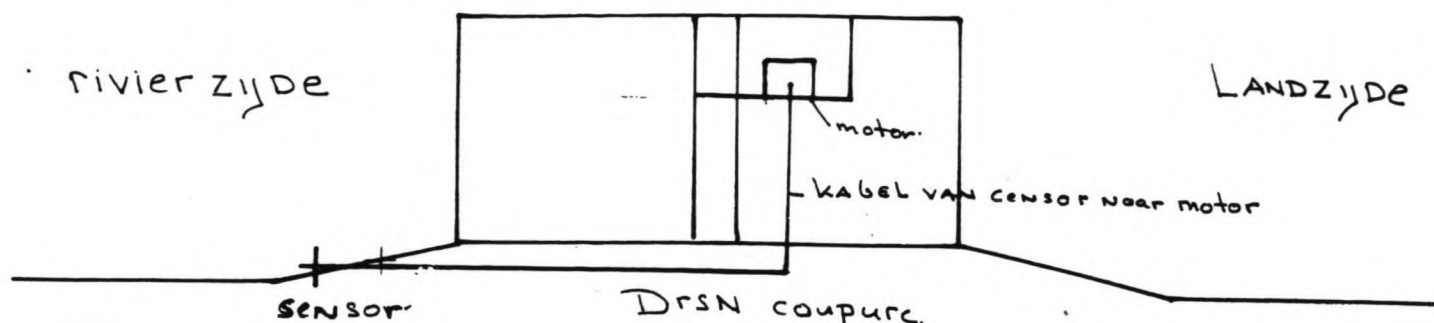
Wordt er gebruik gemaakt van onderstaande foutenboom dan is te zien dat onder falen verstaan dient te worden het niet sluiten van de deur.



In de foutenboom laten zich twee hoofdoorzaken onderscheiden die tot falen kunnen leiden.

De eerste hoofdoorzaak is het menselijk falen. Hieronder vallen al die gebeurtenissen waarvan de mens de oorzaak is. De eerste gebeurtenis die hier onder valt is het niet op komen dagen van de mensen die de deur moeten sluiten. Hierbij kan gedacht worden aan foutieve berichtgeving ziekte etc. Dit is deels te ondervangen door meer personen beschikbaar te hebben die in een dergelijke situatie oproepbaar zijn. Het zal duidelijk zijn dat hoe meer personen er in principe beschikbaar zijn hoe kleiner de kans wordt dat niemand kan. Om meer zekerheid te krijgen dat de deur tijdig gesloten is, kan aan de buitenzijde van de coupure een sensor gebouwd worden die reageert indien het water boven een bepaalde waarde uitstijgt en de coupure nog niet gesloten is. Deze sensor kan bijvoorbeeld reageren op

water of op een luchtdruk die toeneemt (zie tekening). Is de sensor eenmaal geactiveerd dan zal het bewegingsmechanisme automatisch in werking treden en de deur gesloten worden. In deze situatie zal wel aanzienlijke lekkage onder de deur door kunnen optreden omdat de deur niet automatisch op de rubbers aan de onderzijde komt te staan.



Een andere oorzaak waardoor het onmogelijk is de coupure te sluiten is het blijven steken van een auto of ander obstakel in de coupure. Dit obstakel moet dan verwijderd worden. De kans dat er een auto voor langere tijd stil staat op de drempel lijkt niet bijzonder groot. De coupure maken deel uit van een doorgaande weg zodat parkeren hier onherroepelijk een file veroorzaakt. Eventueel stil staan van een auto zal dan ook waarschijnlijk veroorzaakt worden door een technisch mankement. Indien dit geschiedt dan is het waarschijnlijk dat de auto alsnog verwijderd kan worden (eventueel met behulp van een sleepauto). De kans dat er een auto of een ander obstakel in de coupure staat dat niet verwijderd kan worden is dan ook bijzonder klein.

De tweede hoofdoorzaak waardoor de deur niet te sluiten is, moet gezocht worden in het technisch falen van het bewegingsmechanisme van de deur. Dit betekent dat een van de onderdelen van het bewegingsmechanisme kapot is of kapot gaat tijdens gebruik. Om dit te voorkomen zijn er in principe twee maatregelen mogelijk:

1 Zorgen dat de kwaliteit van de onderdelen die kapot kunnen gaan optimaal is en voldoende zwaar gedimensioneerd zijn.

2 Een aantal onderdelen kunnen dubbel worden uitgevoerd of reserve onderdelen kunnen in voorraad gehouden worden.

Indien de motor niet functioneert zal het niet mogelijk zijn de deur met motorkracht te sluiten. Periodieke controle

waarbij de motor getest wordt moet voorkomen dat een dergelijke situatie optreedt. Het is echter niet uit te sluiten dat ondanks de controle de motor toch dienst weigert. Om in een dergelijke situatie de deur toch te kunnen sluiten zal er een handlier worden aangebracht.

In een van de laatste vakken van de foutenboom staat het niet open kunnen krijgen van de toegangsdeuren. De oorzaak hiervan kan mogelijk zijn roestvorming in de scharnieren zoek raken van de sleutels etc. De deuren dienen echter zo uitgevoerd te worden dat deze in noodgevallen met behulp van een breekijzer te openen zijn.

Zoals hierboven geïllustreerd is het met betrekkelijk eenvoudige maatregelen mogelijk om meer zekerheid te krijgen dat de deuren gesloten worden. In principe wordt de coupure zo uitgevoerd dat alle belangrijke systemen in duplo zijn uitgevoerd (motor en hand aangedreven bediening door personeel en automatsich sluiten). Een probleem blijft het blijven steken van een obstakel in de coupure. Wanneer verwacht wordt dat de kans hierop groot is zal overwogen moeten worden om achter de eerste deur een tweede deur aan te brengen.

V.10

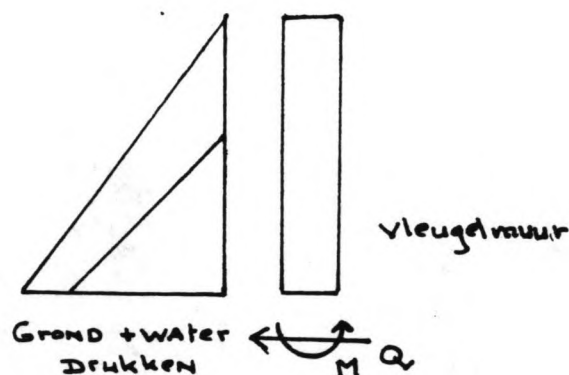
DE BETONNEN CONSTRUCTIE

Voor de constructie van de vleugelmuren de deurkas en de drempel ligt een constructie in beton het meeste voor de hand. Om de constructie zoveel mogelijk zijn oorspronkelijke uiterlijk te laten behouden zal het beton waar dit in het zicht ligt bekleed worden met metselwerk. Er zal hier eerst gekeken worden naar de functie die de verschillende onderdelen moeten vervullen. Aan de hand van deze analyse zal de definitieve vorm van de constructie gekozen worden.

V.10.1

VLEUGELMUREN

Deze muren doen dienst als grondkerende constructie. De belasting van deze muren wordt gevormd door een neutrale gronddruk aan de achterzijde van de muur. Bij hoge waterstanden zal de freatische lijn in het dijklichamm naast de coupure kunnen stijgen. Dit betekent dat er naast een gronddruk ook een waterdruk tegen de muren aan kan komen te staan. Het voor de dimensionering belangrijke gevolg van deze krachten is een dwarskracht en een moment in de voet van de constructie (zie tekening).



V.10.2 DE DEURKAS

Is de coupure geopend dan wordt de deurkas belast door de gronddrukken aan weerszijden van de constructie en door het eigen gewicht van de deurconstructie. In gesloten toestand kan naast de gronddruk ook de waterdruk een rol gaan spelen. Hiertoe dient het freatisch vlak in de wal te stijgen. Houdt de hoogwaterperiode langer aan dan is het niet ondenkbaar dat het water door de grond heen om de deurkas heen stroomt. Omdat er water tegen de deurkas aan kan komen te staan zal van het beton geëist worden dat deze een behoorlijke mate van waterdichtheid heeft. Lekkage zal overigens niet tot gevolg hebben dat de deur niet meer bedient kan worden omdat in de deurkas een waterafvoer aanwezig is.

V.10.3 DE DREMPEL

Is de coupure gesloten dan zal de drempel belast worden door het gewicht van de deur. Veel groter zal de belasting zijn in geopende toestand wanneer de drempel belast wordt door het verkeer. Een gunstige omstandigheid hierbij is de beperkte drempelbreedte waardoor de belasting beperkt blijft.

V.10.4 FUNDERING

De grond onder de constructie betaamt tot op een diepte van ca. N.A.P. - 7 m uit relatief slappe klei lagen. Onder deze lagen bevindt zich de diepe zandlaag.

Een fundering op staal is slechts mogelijk indien de belasting onder de vloer beperkt blijft. De klei lagen zijn vrijwel over de gehele diepte even slap zodat een ontgraving van enkele meters niet bijzonder zinvol is.

Aan het toepassen van een van beide funderingstypen zijn specifieke problemen verbonden. Bij een fundering op palen zal de zetting van de constructie vrij gering zijn. De zetting van de grondlagen onder de constructie kunnen wel doorgaan. Het gevolg hiervan kan zijn dat er een spleet ontstaat tussen de grond en de constructie. Dit kan een inleiding vormen tot piping of onderloopsheid. Schermen die onder de constructie geplaatst worden kunnen uitkomst bieden.

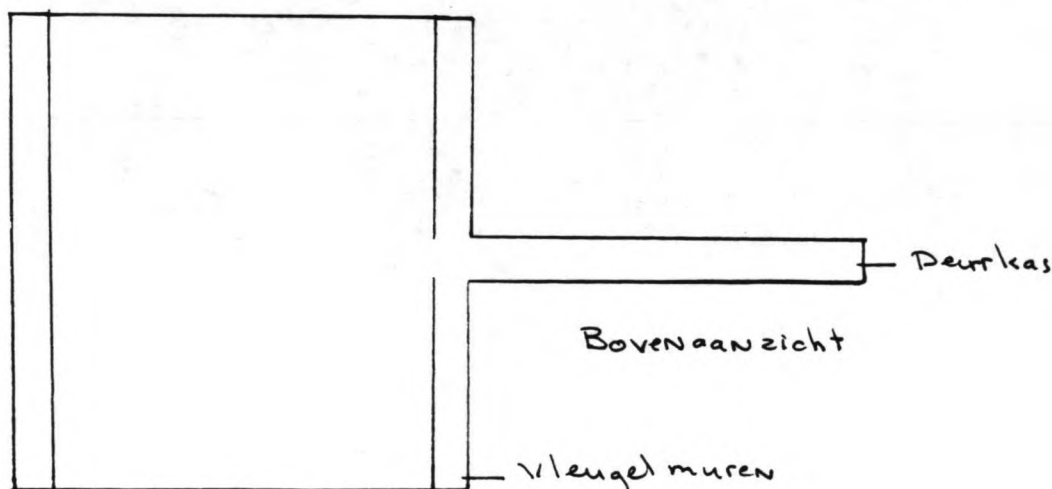
V.10.5

DE CONSTRUCTIE

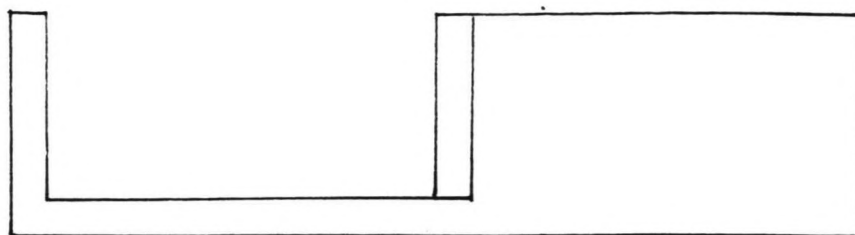
De voorgaande overwegingen beschouwend zijn er twee alternatieven voor de constructie ontwikkeld. Deze twee alternatieven alsmede hun voor- en nadelen zullen hier besproken worden.

ALTERNATIEF I

Dit alternatief bestaat uit een betonnen bak constructie die uit een geheel bestaat (zie onderstaand tekening). De momenten en krachten uit de vleugelmuren worden afgedragen naar de vloer van de constructie. De betonnen vloer loopt door over de hele lengte van de coupure. Dit zal een gunstig effect hebben op de kwelweqlengte. De lengte van de vloer is echter te gering om helemaal geen onderloopsheidschermen te hoeven plaatsen.



coupure bestoande uit bak profiel



Doorsnede bakprofiel

voordelen

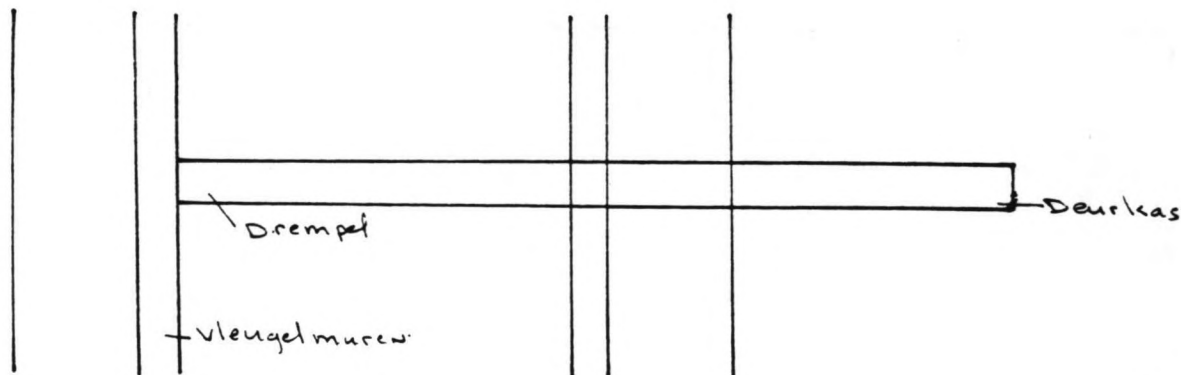
- Belastingen uit de vleugelmuren kunnen "eenvoudig" worden opgenomen.
- Constructie is vormvast zodat de deur met grote zekerheid te openen of te sluiten is.

nadelen

- De grote belasting door het verkeer op de vloer waardoor een fundering op palen noodzakelijk zal zijn.

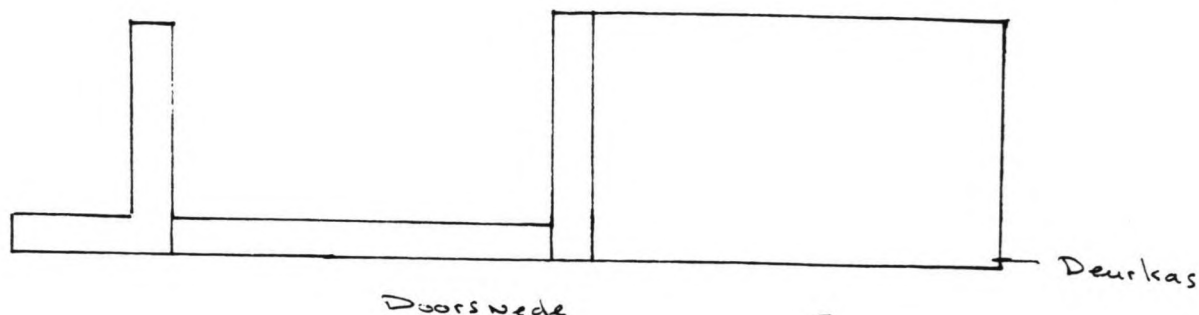
ALTERNATIEF II

Bij dit alternatief is er geen sprake van een bakprofiel. De vleugelmuren worden nu slechts verbonden door de drempel (zie onderstaande tekening). Berekeningen moeten uitwijzen of het in dit geval mogelijk is om de constructie op staal te funderen.



BOVENAANZICHT

coupure met losse vleugel muren



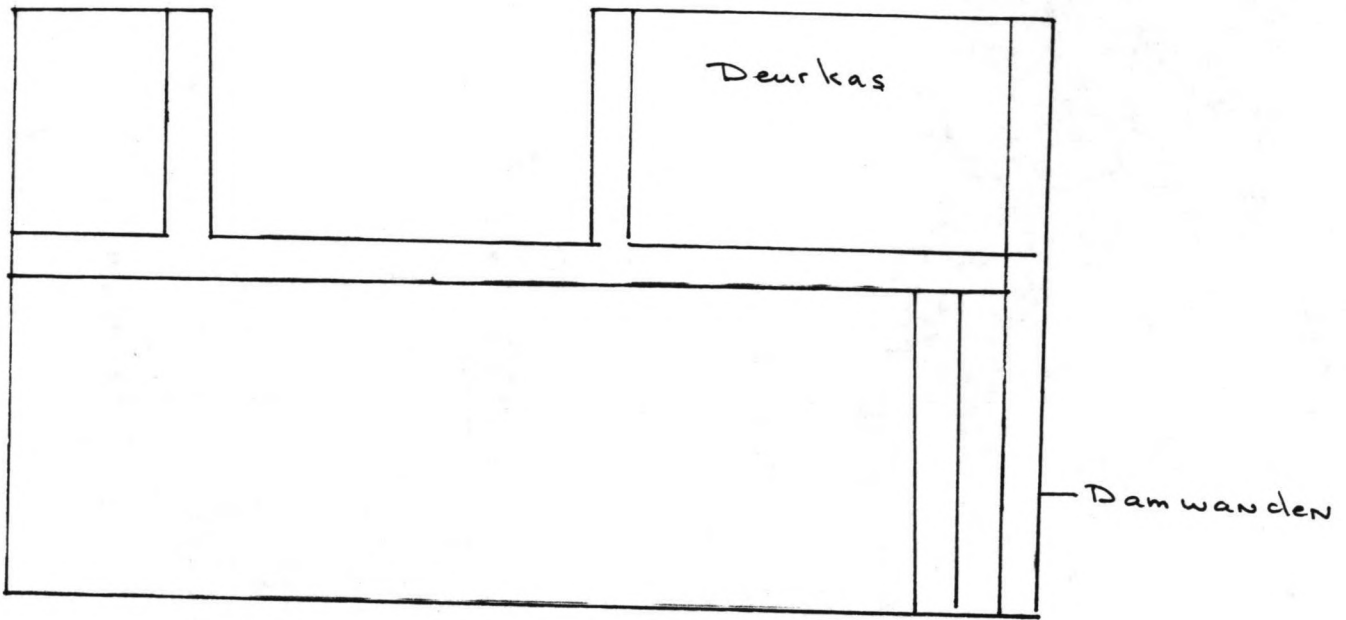
nadelen

- Ongelijke zetting van de rechter en de linkerzijde van de constructie kan tot moeilijkheden leiden bij sluiting.

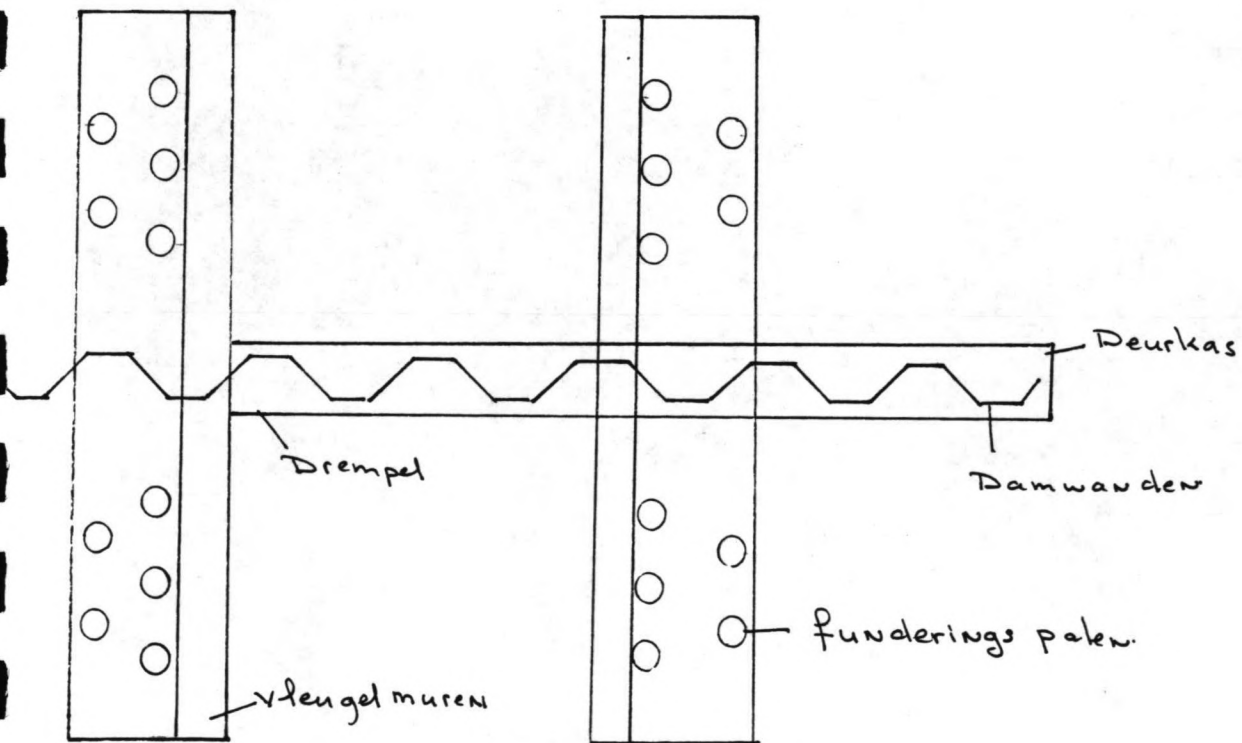
De voor- en nadelen van de twee alternatieven overwegend is besloten een soort mengvorm te kiezen. De vleugelmuren worden hierbij gefundeerd op palen. Onder de drempel en de deurkas zal een damwand worden aangebracht die zowel dienst zal doen als fundering als onderloopsheidscherm (zie tussengevoegde pagina).

V.11 BEPALING AFMETINGEN BETON CONSTRUCTIE

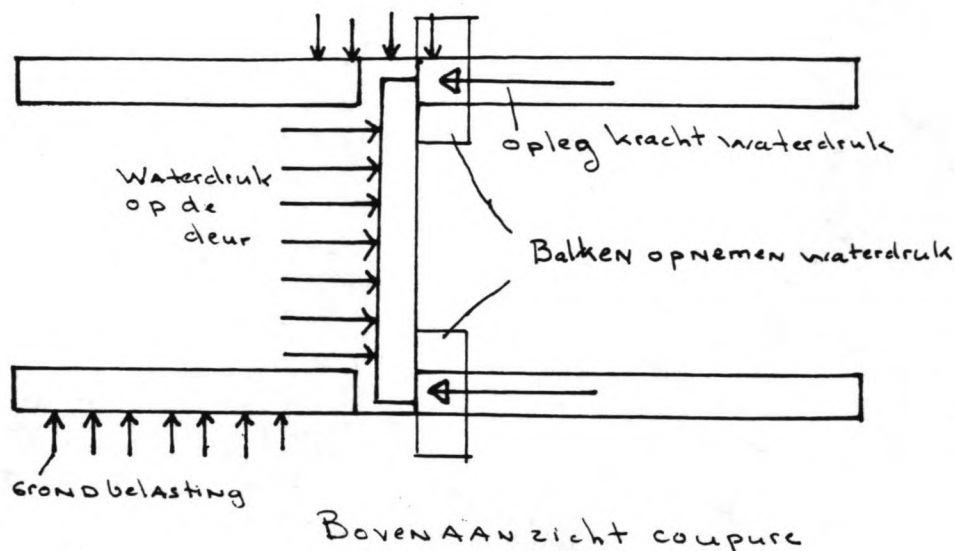
Op de betonnen constructie werken krachten in twee richtingen. In de langsdoorsnede werken op de vleugelmuren gronddrukken. Op de dwarsdoorsnede werken krachten die veroorzaakt worden door de opleggingen van de deur. De gronddrukken moeten opgenomen worden door de vleugelmuren. Om de krachten op te nemen die afkomstig zijn uit de deur zullen er kolommen achter de opleggingen worden geplaatst (zie onderstaande tekening). In eerste instantie zal hier gekeken worden naar de afmetingen tegen de vleugelmuren.



Doorsnede



Boven AANZICHT



V.11.1

VLEUGELMUREN

De gronddruk tegen de vleugelmuren mag in rekening worden gebracht als een neutrale gronddruk. Gedurende hoogwaterperioden kan de freatische lijn in de wallen stijgen. De muren worden in deze situatie ook belast door een waterdruk. Houdt de hoogwaterperiode lang genoeg aan dan is het mogelijk dat de aarden wal verzadigd raakt met water. Deze extreme situatie zal zich naar alle waarschijnlijkheid niet voordoen. Aangenomen zal worden dat de freatische lijn maximaal op N.A.P. + 5,3 m zal komen te liggen (1,5 m boven de coupure drempel). Deze aanname is niet gebaseerd op een theoretische grondslag. Er zal niet worden aangenomen dat de freatische lijn zal stijgen tot het niveau van het maatgevende hoogwater (N.A.P. + 6,70 m) omdat ten eerste de wal uit relatief ondoorlatend materiaal bestaat en ten tweede de top van een dergelijke hoogwatergolf niet lang genoeg zal aannouden om de wal te verzadigen met water.

De maatgevende krachten en momenten zullen in de voet van de constructie optreden en kunnen als volgt gevonden worden:

$$\sigma_{\text{grvmax}} = h \cdot \tau_{\text{gr}} = 4,3 \cdot 18,3 = 79 \text{ KN/m}^2$$

waarin: σ_{grvmax} = maximale gronddruk in verticale richting
 h = de hoogte van de vleugelmuur
 = hoogte van de wal - drempelhoogte
 = 8,1 - 3,80 = 4,3 m
 τ_{gr} = soortelijk gewicht dijk materiaal
 = 18,3 KN/m³.

De grondruk kan geschreven worden als:

$$\sigma_{gr} = \sigma_k + \sigma_w$$

De waterspanning is gelijk aan:

$$\sigma_w = \tau_w \cdot h_w = 10 \cdot 1,5 = 15 \text{ KN/m}^2$$

waarin: τ_w = soortelijk gewicht water 10 KN/m^3

h_w = ligging freatische lijn t.o.v. drempel $1,5 \text{ m}$

σ_k kan berekend worden als het verschil van grond- en de waterdrukken. De maximale korreldruk aan de voet van de vleugelmuur wordt nu:

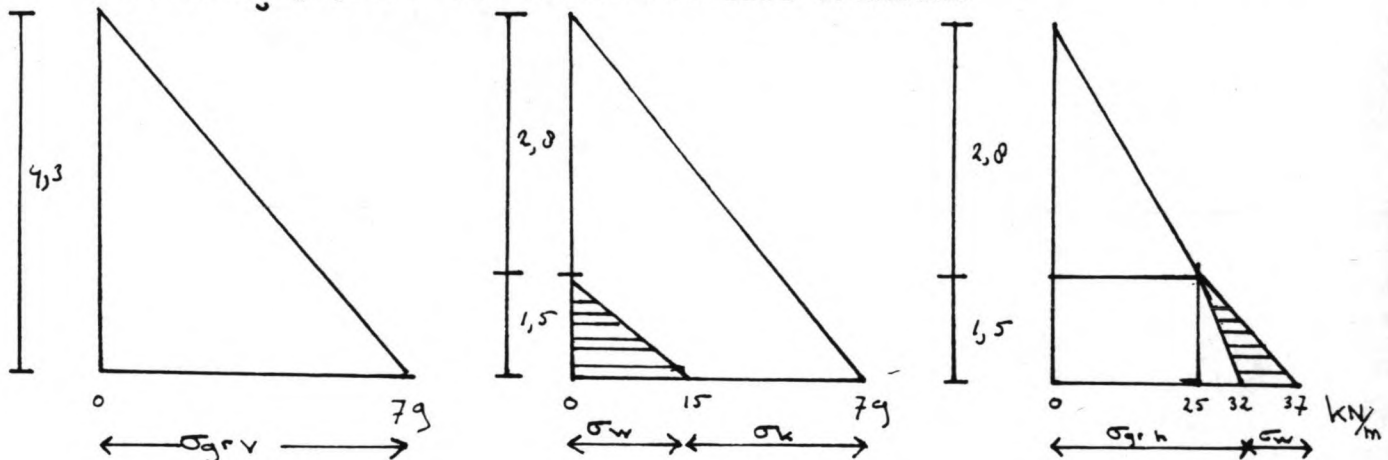
$$\sigma_k = \sigma_{gr} - \sigma_w = 79 - 15 = 64 \text{ KN/m}^2$$

Met de korreldrukken kunnen de horizontaal op de muur werkende gronddrukken berekend worden door σ_k met λ neutraal te vermenigvuldigen (L_n). Voor de constante L_n kan $0,5$ genomen worden. Gevonden wordt:

$$\sigma_{kh} = L_n \cdot \sigma_k = 0,5 \cdot 64 = 32 \text{ KN/m}^2$$

waarin: $L_n = (1 - \sin \theta)$ voor $\theta = 30^\circ$ wordt $L_n = 0,5$

De horizontale gronddruk wordt nu gevonden door bij de korreldruk de waterdruk op te tellen. Op volledig analoge wijze kunnen de drukken op verschillende hoogtes langs de muur berekend worden. In onderstaande tekening is een overzicht gegeven van de horizontale drukken:



De dwarskracht en het moment in de voet van de constructie kunnen met behulp van bovenstaande tekening bepaald worden. De dwarskracht is gelijk aan het oppervlak van de

driehoeken. Het moment wordt gevonden door de som van de momenten om punt A te nemen. Gevonden wordt:

opp	$\cdot \sigma$	kracht	arm	kracht.arm
2,8.0,5	$\cdot 25$	= 35	1,5 + 0,33.2,8	= 85
1,5	$\cdot 25$	= 37,5	0,5.1,5	= 28,12
1,5.0,5	$\cdot 7$	= 5,25	0,33.1,5	= 2,63
1,5.0,5	$\cdot 15$	= 11,25	1,5.0,75	= 8,4
		$Q = \Sigma$		$M = \Sigma$
		89 KN		124 KNm

De rekenbelasting wordt gevonden door de momenten en de dwarskrachten met 1,7 te vermenigvuldigen (VB 1974 E 401.2). De dwarskracht en het moment waarmee voor de sterkte gerekend moet worden krijgen de waarde:

$$Q = 151 \text{ KN}$$

$$M = 211 \text{ KNm}$$

Voor de dikte van de vleugelmuren wordt uitgegaan van 250 mm. Uitgaande van een betonkwaliteit van B 22,5 is geen dwarskrachtwapening nodig indien de schuifspanning kleiner of gelijk is aan $0,65 \text{ N/mm}^2$ (volgens VB 1974). De optredende schuifspanning in de doorsnede laat zich als volgt bepalen:

$$r = \frac{Q}{b \cdot h} = \frac{151 \cdot 10^3}{1000 \cdot 250} = 0,60 \text{ N/mm}^2$$

waarin: r = de schuifspanning in de doorsnede
 b = de breedte (reep van 1000 mm)
 h = de dikte van de muur

Voor de wapening zal gebruik worden gemaakt van staven met een diameter van 20 mm. Voor de dekking wordt 25 mm genomen. De inwendige hefboomsarm is nu globaal gelijk aan:

$$z = 0,9 \cdot (\text{dikte muur} - \text{halve staaf diameter} - \text{dekking})$$

$$z = 0,9 \cdot (250 - 10 - 25) = 193 \text{ mm}$$

De benodigde wapening Fe B 400 is dan:

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma} = \frac{211 \cdot 10^6}{193 \cdot 400} = 2733 \text{ mm}^2/\text{m}$$

waarin: A = oppervlak wapeningsstaal
 σ = toelaatbare trekspanning staal
 z = de inwendige hefboomsarm beton

Het moment kan opgenomen worden met staven $\theta = 20$ mm h.o.h. 110 mm met een oppervlakte per strekkende meter van 2856 mm².

V.11.2 BALKEN

In de voet van de balken die de krachten afkomstig uit de deur opnemen treden een moment en een dwarskracht op ten gevolge van de waterdruk. De krachten die kunnen optreden zijn begrensd door de hoogte van de deur. De grootte van het moment en de dwarskracht kunnen als volgt berekend worden:

$$Q = 0,5 \cdot h_d \cdot \sigma_{wv} \cdot 0,5 \cdot b_d = 0,5 \cdot 3 \cdot 30 \cdot 0,5 \cdot 5 = 112 \text{ KN}$$

$$M = Q \cdot 0,33 \cdot h_d = 112 \cdot 0,33 \cdot 3 = 111 \text{ KNm}$$

waarin: h_d = hoogte deel van de deur waar water tegenaan staat (3,00 m)

σ_{wv} = maximale waterdruk voet van de deur

b_d = breedte van de deur (5 m)

De waarde voor de momenten en dwarskrachten waarmee gerekend moet worden is:

$$Q = 1,7 \cdot 112 = 190 \text{ KNm}$$

$$M = 1,7 \cdot 111 = 189 \text{ KNm}$$

Op exact dezelfde wijze als gedaan is bij de vleugelmuren kan voor de balken berekend worden hoeveel wapening globaal nodig is. Voor de afmeting van de balken is gekozen voor 600.600 mm. De berekeningen zijn hieronder zonder verder commentaar weergegeven.

$$r = \frac{Q}{b \cdot h} = \frac{190 \cdot 10^3}{600 \cdot 600} = 0,53 \text{ N/mm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma \cdot b \cdot z} = \frac{189 \cdot 10^9}{400 \cdot 600 \cdot 508} = 1550 \text{ mm}^2$$

$$z = 0,9(600 - 25 - 10) = 508$$

Volstaan kan worden met 5 staven rond 20 mm met een totaal oppervlak van 1571 mm².

V.12 ONDER- EN ACHTERLOOPSHEID

Onder en naast de constructie zullen schermen worden aangebracht die moeten voorkomen dat er onderloopsheid en of achterloopsheid kan optreden.

De schermen die onderloopsheid moeten voorkomen zullen bestaan uit damwanden die geplaatst worden onder de drempel en de deurkas. De damwanden kunnen tevens dienst doen als funderingspalen.

De deurkas kan deel uitmaken van de achterloopsheidschermen. Indien de lengte van de deurkas te klein is kunnen eventueel aansluitend hierop damwanden worden aangebracht. Aan de andere zijde van de constructie, waar geen deurkas is, zullen de damwanden het scherm moeten vormen.

De lengte van de schermen kunnen bepaald worden met het criterium van Lane.

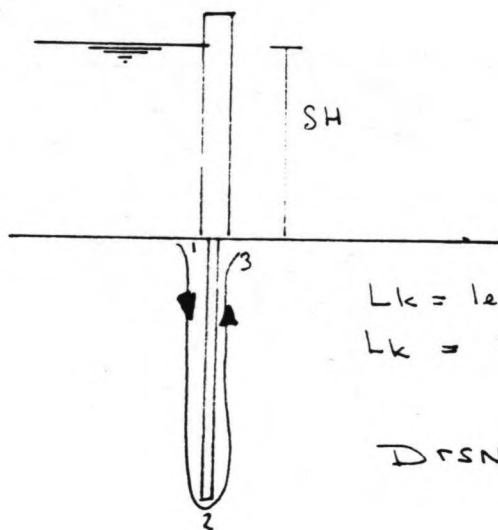
$$L_k = c \cdot \delta H = 3 \cdot 3,8 = 12 \text{ m}$$

waarin: L_k = de benodigde kwelengte
 c = constante afhankelijk van de grondsoort. De grond bestaat om en onder de coupure voornamelijk uit klei zodat voor c de waarde 4 genomen kan worden (zie tabel pag 91 lit 6).
 δH = het verval over de constructie. δH is in dit geval gelijk aan het verschil van Maatgevende Hoogwater en het laagste punt van het maaiveld van de constructie ($6,70 - 3,60 = 3,80$)

De kwelweglengte kan bepaald worden met de volgende formule:

$$L_k = L_v + 1/3 \cdot L_n$$

waarin: L_v = verticaal lopende deel van de kwelweg.
 L_n = horizontaal lopende deel van de kwelweg

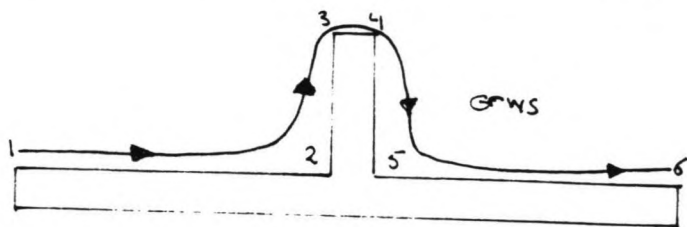


$$L_k = \text{lengte } 1 \rightarrow 2 \rightarrow 3$$

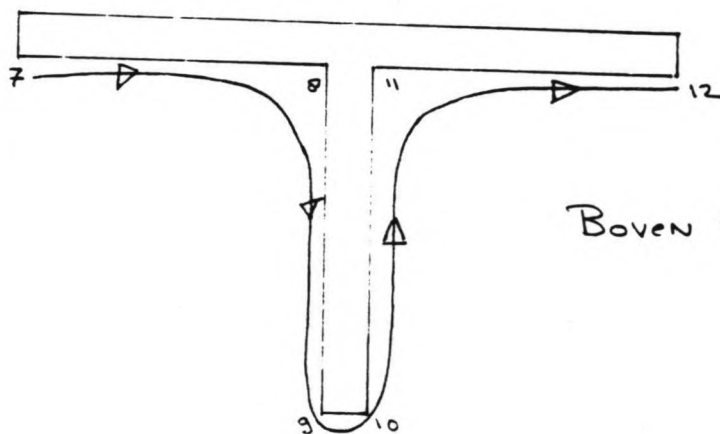
$$L_k = 2 \times 7,5 \approx 15 \text{ m}$$

DRSN over de Deur

Onderloopsheid moet voorkomen worden door de schermen die onder de constructie zijn geplaatst. De lengte van deze schermen moet minimaal 0,5 maal de benodigde kwelweglengte zijn (zie tekening). Dit komt overeen met 7,5 meter. Indien de schermen tevens gebruikt worden als fundering dan kan overwogen worden om niet alle damwanden tot op de draagkrachtige laag te laten doorlopen.



$Lk_1 = \text{lengte } 1\ 2\ 3\ 4\ 5\ 6$



$Lk_2 = \text{lengte } 7\ 8\ 9\ 10\ 11\ 12$

Boven Aanzicht

Om achterloopsheid te voorkomen zullen schermen aan de zijkant van de constructie geplaatst worden. In onderstaande tekening is aangegeven hoe de breedte van de schermen bepaald kunnen worden. De minimaal benodigde breedte van de schermen is:

$$\begin{aligned} 1/3 \cdot (\text{lengte vleugelmuur} + \text{lengte schermen}) &= 12 \\ 1/3 \cdot (20 + \text{lengte schermen}) &= 12 \end{aligned}$$

De benodigde lengte van de schermen is dus 16 m.

In de bijgevoegde tekeningen VII en VIII is aangegeven hoe de constructie eruit zal gaan zien.

LITERATUUR

- 1 Tweede Kamer der Staten Generaal. Voortgang versterking Rivierdijken, brief van de Minister van Verkeer en Waterstaat, mei 1984.
- 2 Heidemij Adviesbureau, stabiliteitsonderzoek wallen vesting Woudrichem concept rapport, november 1984
- 3 gemeente woudrichem, voorgenomen restauratie van de grachten en wallen van de vesting Woudrichem, 1977
- 4 ir. A.C.w.M. Vrouwenvelder ir J.K. Vrijling, college dictaat b3 Probabilistisch Ontwerpen, Technische Hogeschool Delft, sept 1982.
- 5 Rijksgebouwendienst en de Directie Benedenrivieren te Dordrecht, rapport inzake de onderhoudstoestand van de muren van de voormalige vesting Woudrichem, 6 december 1980
- 6 Technische adviescommissie voor de waterkeringen, interimrapport TAW 10 probabilistisch Onwerpen van waterkeringen, oktober 1985
- 7 Deltacommissie. Rapport Deltacommissie deel I, 1966.
- 8 CERCO, Shore Protection Manual.
- 9 ir. W. Meermans, Probabilistische glijvlakberekening volgens de verfijnde niveau II benadering, TH Delft Afd. der Civiele Techniek.1984.
- 10 Technische Adviescommissie voor waterkeringen, leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 1 bovenrivierengebied, 's Gravenhage, september 1985.
- 11 Technische Adviescommissie voor de waterkeringen, Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen, April 1976
- 12 prof. ir. A. Glerum e.a., Waterbouwkundige constructies collegedictaat f 9, TH Delft Ald der civiele techniek, augustus 1981.

BIJLAGE I

KANSFUNCTIE WATERSTANDEN

De kansverdelingsfunctie van de waterstand zal, zoals gangbaar, benaderd worden door een exponentiele functie. De basis hiervoor vormen de door Rijkswaterstaat gepubliceerd grafieken die de frequentieverdeling voor hoogwaterstanden voor een bepaald punt langs de rivier weergeven¹ Rijkswaterstaat¹. Deze grafieken geven het verband weer tussen de waterhoogte op de rivier met bijbehorende herhalingsfrequentie. Zij worden gepubliceerd voor een aantal meetpunten langs de grote rivieren.

Bij Woudrichem is geen meetpunt aanwezig zodat er een beroep moet worden gedaan op het dichtsbijzijnde meetpunt. Dit meetpunt bevindt zich in Gorinchem. De betrekkinglijn voor Gorinchem moet gecorrigeerd worden wil hij van toepassing zijn voor Woudrichem. De werkwijze is als volgt:

Eerst zal de lijn die frequentieverdeling voor hoogwaterstanden geeft voor Gorinchem benaderd worden door een exponentiele functie.

Hierna zal de exponentiele functie gecorrigeerd worden zodat hij van toepassing is voor Woudrichem.

De betrekkinglijn voor Gorinchem is weergegeven in figuur (I.1). De overschrijdingskans van de waterstand zal benaderd worden door:

$$P(h_t > h_k) = e^{-\frac{h_k - \alpha}{\beta}}$$

Het blijkt dat het met deze functie mogelijk is om de frequentieverdeling redelijk goed te benaderen. Om de waarde van α en β te bepalen kunnen de volgende twee methoden worden gebruikt:

Ten eerste is het mogelijk om een aantal waterstanden met bijbehorende kans van optreden af te lezen uit de betrekkinglijn voor het meetstation Gorinchem. Met behulp van een kleinste kwadraten methode wordt nu bepaald wat de waarden van α en β zijn. De resultaten van deze berekening zijn hieronder weergegeven:

1) Rijkswaterstaat, waterstandsfrequenties op de Beneden Merwede en Boven Merwede, Dordrecht, september 1984.

De x waarde	bijlage I De y waarde	kansverdeling waterstanden $P_r(x > x_r)$
4	.8	.9684941
4.2	.6	.8554168
4.4	.3	.73185226
4.6	.2	.61826677
4.8	.1	.51047571
5	.07	6.007656E-02
5.2	.04	.034453
5.4	.02	1.975824E-02
5.6	.015	1.133104E-02
5.8	.007	6.498176E-03
6	.004	3.726602E-03
6.2	.002	2.137149E-03
6.4	.001	1.225622E-03
6.6	6.000001E-04	7.028745E-04

DE CONSTATE = -3.988485
 DE HELLING = -.3596964
 DE CORRELATIE = -.9981026
 STANDAARD FOOT HELLING = 4.948548E-02

DE KANSFUNCTIE IS $PR(X > X_I) = \exp(x + -3.988485) * 1 / -.3596964$

Bij de tweede methode wordt er gebruik gemaakt van 2 punten die op de grafiek liggen. Voor deze waarden kan gebruik worden gemaakt van twee extremen zoals deze te vinden zijn in bovengenoemde publicatie van Rijkswaterstaat namelijk:

- N.A.P. +6.40 m met een herhalingstijd van eens per 3000 jaar
- N.A.P. +6.50 m met een herhalingstijd van eens per 4000 jaar

Met behulp van deze waarden is het mogelijk om α en β van de verdelingsfunctie uit de volgende twee vergelijkingen te bepalen:

$$\frac{1}{3000} = e^{-\frac{6.40 - \alpha}{\beta}} \quad \text{zodat:} \quad \ln 1/3000 = -\frac{6.40 - \alpha}{\beta}$$

$$\frac{1}{4000} = e^{-\frac{6.50 - \alpha}{\beta}} \quad \text{zodat:} \quad \ln 1/4000 = -\frac{6.50 - \alpha}{\beta}$$

Oplossen vwn deze twee vergelijkingen geeft:

$$\alpha = 3.641$$

$$\beta = 0.3448$$

Wanneer de resultaten van de beide methoden vergeleken worden dan blijkt dat deze slecht overeen komen. De lijn die gevonden wordt uit de twee extreme waarden ligt voor hoge waterstanden redelijk ver onder de betrekkinglijn voor

Gorinchem. Toch zal gebruik worden gemaakt van deze lijn omdat het Maatgevend Hoogwater op deze lijn ligt. Volgens de functie afgeleid uit de betrekkinglijn komt een waterstand met een herhalingsfrequentie van eens in de 3000 jaar overeen met een waterstand van N.A.P. + 6.90 m. Dit lijkt een wel extreem hoge waarde in vergelijking met de door Rijkswaterstaat gepubliceerde waarde van N.A.P. + 6.40 m. Als verdelingsfunctie wordt dus aangehouden:

$$P(h_e > h_k) = e^{-\frac{h_e - 3.641}{0.3448}}$$

Uit de grafiek (fig I.1) blijkt dat beneden de waterstand van N.A.P. + 4 m het verband tussen de frequentie van overschrijden en de waterstanden geen rechte lijn meer is. Voor dit gedeelte van de grafiek is het niet toegestaan de waterstanden te benaderen door bovenstaande formule. Zodat bovenstaande formule alleen toegepast mag worden onder de voorwaarde dat $h_e > \text{N.A.P.} + 4 \text{ m}$

overschrijdingsfunctie hoogwaterstanden

De verdeling is een overschrijdingskansverdeling. Voor vrijwel alle te behandelen problemen zal er gebruik worden gemaakt van een onderschrijdingskansverdeling. Deze zal de volgende gedaante hebben:

$$P(h_e < h_k) = 1 - e^{-\frac{h_e - 3.641}{0.3448}}$$

onder de voorwaarde dat $h_e > \text{N.A.P.} + 4 \text{ m}$

De voorwaarde dat $h_e > \text{N.A.P.} + 4 \text{ m}$ moet gesteld worden omdat beneden deze waterstand er geen rechtlijnig verband meer bestaat tussen de waterstanden en de logaritmische waarde van de overschrijdingsfrequentie.

Om de verdeling voor de situatie van Woudrichem te krijgen dient bovenstaande kansverdeling verschoven te worden. De afstand waarover verschoven moet worden kan gevonden worden door interpolatie tussen de meetstations Gorinchem en Herwijnen. Dit geschiedt als volgt:

Horizontale afstand Gorinchem Herwijnen	10 km
Hoogte verschil " " "	1,5 m
Horizontale afstand Gorinchem Woudrichem	2 km
Hoogte verschil Gorinchem Woudrichem	$2 * 1,5/10 = 0,3\text{m}$

Bij de waterstanden in de grafiek waarin frequentieverdeling voor hoogwaterstanden zijn weergegeven dient nu 0,30 m te worden opgeteld. Voor de verdeling voor de onderschrijdingskansen betekent dit dat de waarde van α met 0,30 toeneemt. De volgende functie ontstaat nu:

$$P(h_e < h_k) = 1 - e^{-\frac{h_e - 3.941}{0.3448}}$$

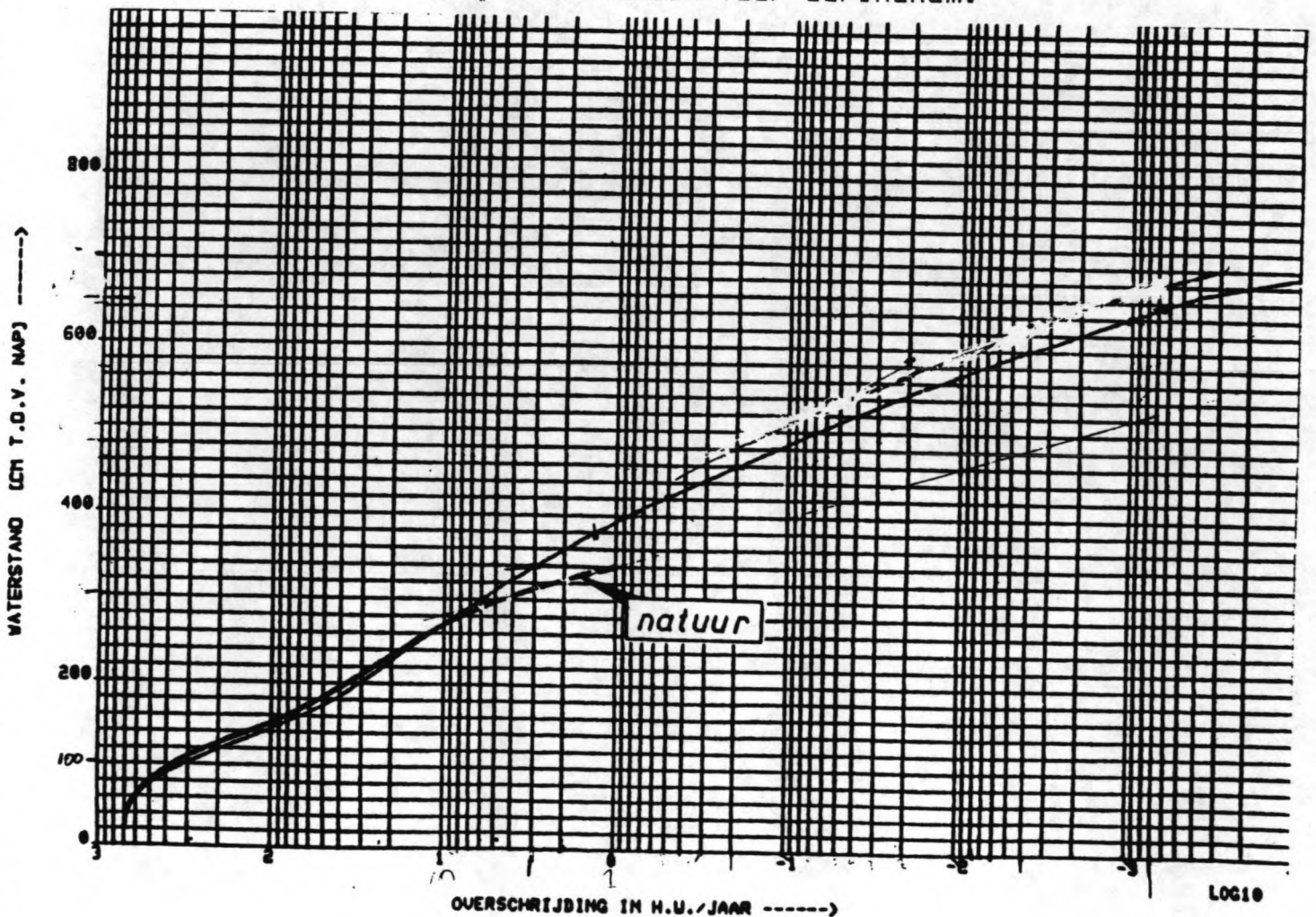
onder de voorwaarde dat $h_e > \text{N.A.P.} + 4 \text{ m}$

De kansdichtheidsfunctie volgt door differentieren van de verdeling. Er ontstaat nu:

$$P(h_e < h_k) = \frac{1}{0.3448} e^{-\frac{h_e - 3.941}{0.3448}}$$

onder de voorwaarde dat $h_e > \text{N.A.P.} + 4 \text{ m}$

grafiek (I.1) frequentieverdeling hoogwaterstanden voor Gorinchem.



BIJLAGE II BEREKENING GOLFOVERSLAG

Met behulp van formules uit de literatuur en windgegevens van het KNMI is het mogelijk om de golfoploop te voorspellen. Om deze voorspelling te kunnen maken is het in eerste instantie noodzakelijk de significante golfhoogten te bepalen. De significante golfhoogte is onder andere afhankelijk van de windsnelheden, de stijklengtes en de waterdiepten. De windsnelheden en daardoor ook de golfhoogten zullen een stochastisch karakter hebben. Indien windgegevens over een bepaalde periode beschikbaar zijn is het mogelijk om een kansverdeling voor de windsnelheden te bepalen. Bij een bekende combinatie van windsnelheden, strijklengtes en waterdiepten behoort een significante golfhoogte. Door te veronderstellen dat de strijklengte en de waterdiepte deterministische grootheden zijn kan de kansverdeling voor de windsnelheden ook gebruikt worden voor de golfhoogten. In de volgende paragrafen zal eerst worden uiteengezet hoe de golfhoogte voorspeld kan worden. Vervolgens zal de kansverdeling bepaald worden. Daarna, zullen de golfoploopformules behandeld worden.

II.1 GOLFHOOGTEN

Met behulp van de windsnelheden, de waterdiepten en de strijklengte kunnen significante golfhoogten met bijbehorende periode bepaald worden. Deze bepaling zal hier geschieden met behulp van vastgestelde golfgroeigrafieken, waarin de golfhoogte kan worden afgelezen als functie van de strijklengte en de waterdiepten¹. Om de grafieken te kunnen gebruiken dient eerst de strijklengte bepaald te worden. In de literatuur² wordt een methode beschreven om de effectieve strijklengte te bepalen. De effectieve strijklengte wordt gelijk gesteld aan een gewogen gemiddelde volgens:

$$F_e = \frac{\sum w(\alpha)^2 \cdot l(\alpha) \, d\alpha}{\sum w(\alpha)}$$

waarin: $l(\alpha) =$ lengte v/d geprojecteerde radialen op de centrale radiaal
 $w(\alpha) = \cos \alpha$

2 1) TAW, leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel bovenrivieren, s"Gravenhage, september 1985.

3 2) U.S. Army Coastal Research Center, Technical Report 4, 1966.

Practisch wordt dit uitgewerkt door vanuit een punt A een centrale radiaal te tekenen. Aan weerszijden worden zeven radialen uitgezet om de zes graden. De radialen worden geprojecteerd op de centrale radiaal en van de projecties worden de lengtes bepaald. Dit komt overeen met lengte van de 15 radialen, te weten de lengte vanuit punt A tot de plaats waar zij de oever snijden vermenigvuldigd met de cosinus van de hoek tussen deze radiaal en de centrale radiaal. Hierna worden de lengtes van de geprojecteerde radialen vermenigvuldigd met de wegingsfactor $\cos \alpha$. Het totaal wordt gedeeld door de som van de cosinussen van de hoeken die de 15 radialen met de centrale radiaal. De keuze van de centrale radiaal wordt bepaald door de grootte van de optredende windsnelheden en de grootte van de effectieve strijklengte. Voor de windgegevens zal gebruik worden gemaakt van de gegevens van meetstation De Bilt.

Bij bekende strijklengtes en waterdiepten is het mogelijk om de golfhoogten bij de verschillende windsnelheden af te lezen in de golfgroeigrafieken. Indien nu de kansverdeling voor de windsnelheden bepaald wordt, kan deze gebruikt worden voor de berekening van de kansverdeling, van de golfhoogtes.

II.2 KANSVERDELING

De kansverdeling voor de windsnelheden laat zich bepalen met een methode die bekend staat als de methode Rijkoort¹. Volgens deze methode is de Gumbelverdeling een geschikte kansverdeling voor de windsnelheden. De Gumbelverdeling heeft de volgende gedaante:

$$P(x < x_1) = \exp(-\exp(ax_1 + b))$$

Om de constanten a en b te bepalen wordt de volgende werkwijze gevolgd:

Een reeks van n jaarmaxima wordt geordend naar opklimmende grootte. De vraag welke frequentiewaarden bij deze maxima behoren is niet geheel triviaal. De frequentiewaarden en de kans van optreden laten zich met de volgende betrekkingen bepalen.

$$U_1 < U_2 < \dots < U_n$$

$$P = k / (N+1)$$

1) J. Wieringa, P.J. Rijkoort, Windklimaat van Nederland, Den Haag, 1983.

waarin: n = klassennummer waarin de hoogste
 windsnelheid
 N = waarnemingsperiode in jaren
 k = klassennummer waarin de beschouwde wind-
 snelheid gedeeld door totaal aantal
 klassen.
 U_i = windsnelheden in klassen ingedeeld
 P = kans van optreden

Het is nu mogelijk om de kans te bepalen dat een
 windsnelheid overschreden wordt. De constanten a en b in de
 Gumbelverdeling zullen met behulp van de kleinste kwadraten
 methode bepaald worden. Door nu voor de windsnelheden door
 golfhoogtes te vervangen ontstaat er een
 kansverdelingsfunctie voor de golfhoogtes.

II.3 GOLFOPLOOP

Onder golfoploop tegen een talud wordt per defenitie
 verstaan de verticaal gemeten hoogte boven het stilstaande
 waterniveau tot waar de oplopende watertong van een brekende
 golf reikt.

De golfoploop is, nu de significante golfhoogte bekend is,
 te berekenen. Als karakteristieke maat voor de golfoploop
 zal de waarde worden aangehouden die wordt overschreden door
 2% van de aankomende golven. De achterliggende gedachte is
 dat dit een te verwaarlozen overslag geeft. Gebruik zal
 worden gemaakt van de volgende formule:

$$z_{2\%} = 8 \cdot f \cdot h_s \cdot \tan \alpha \cdot \cos \beta$$

waarin: α = taludshellingshoek
 β = hoek tussen looplijn golven en de normaal op de
 dijk
 f = ruwheidsfactor afhankelijk van de bekleding
 h_s = significante golfhoogte

De ruwheidsfactor is afhankelijk van de soort bekleding die
 op de waterkering is aangebracht. De waterkering van
 Woudrichem heeft een bekleding die bestaat uit gras en
 gemetselde stenen. Volgens de literatuur mag voor de
 ruwheidsfactor f in dit geval de waarde 1 worden
 aangehouden.

De waarde voor $\tan \alpha$ mag gereduceerd worden indien het talud
 steiler dan 1:2,5 is. Bij de waterkering van Woudrichem zijn

de taluds op veel plaatsen steiler. Volgens het onderzoek van Saville¹ kunnen de volgende waarden worden aangehouden:

voor $\tan\alpha = 0.67$ (1:1.5) wordt genomen 0.38
 " $\tan\alpha = 1$ (1:1) " " 0.25 (beren)
 " $\tan\alpha = 10$ (10:1) " " 0.20 (muren)

De verschillende constante waarden die in de golfploopformule moeten worden ingevuld zijn weergegeven in tabel II.1

$$z_{2\%} = 8.f.h_s.\tan\alpha.\cos\beta$$

profiel nr	waarde f	$\tan \alpha$	waarde β
1	1	.25	20°
2 tm 6	1	.38	30°
7	1	.38	0°
8	1	.38	45°
9	1	.38	20°
10	1	.20	0°
11 tm 14	1	.20	45°
12 tm 14	1	.20	40°
15 tm 23	1	.38	0°

tabel II.1

II.4

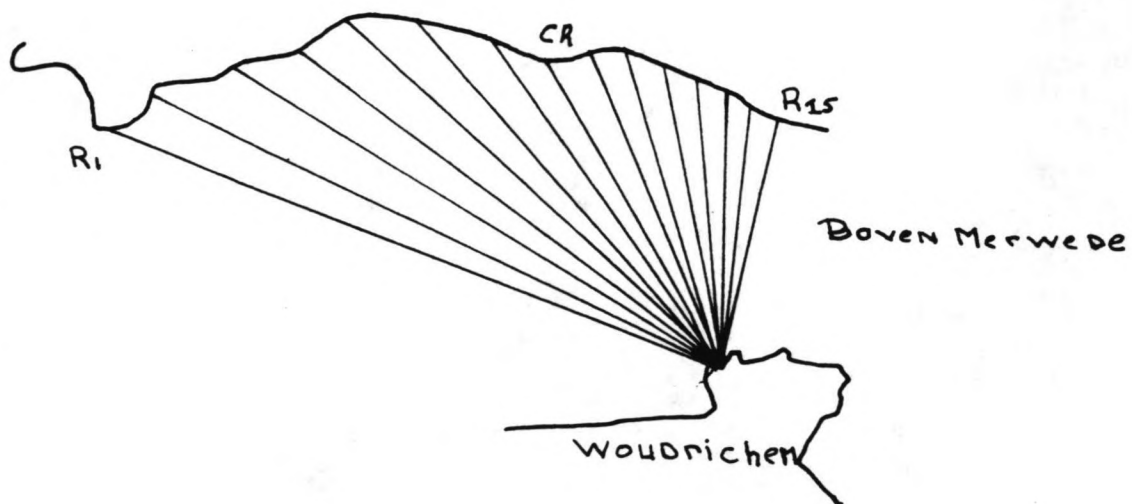
VOORBEELD

Ter illustratie zal hier de kansdichtheidsfunctie die behoort bij de strijklengte van de profielen 5 t/m 9 bepaald worden.

stap 1 bepaling van de strijklengte

In onderstaande tekening is aangegeven hoe de radialen die benodigd zijn om de strijklengte te berekenen bepaald kunnen worden. Aan iedere zijde van de centrale radiaal zijn om de 6° 7 radialen getekend. Van deze radialen zijn door opmeting de lengten bepaald. In tabel (III.1) staan deze in de derde kolom.

1) U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Shore Protection Manuel, 1977.

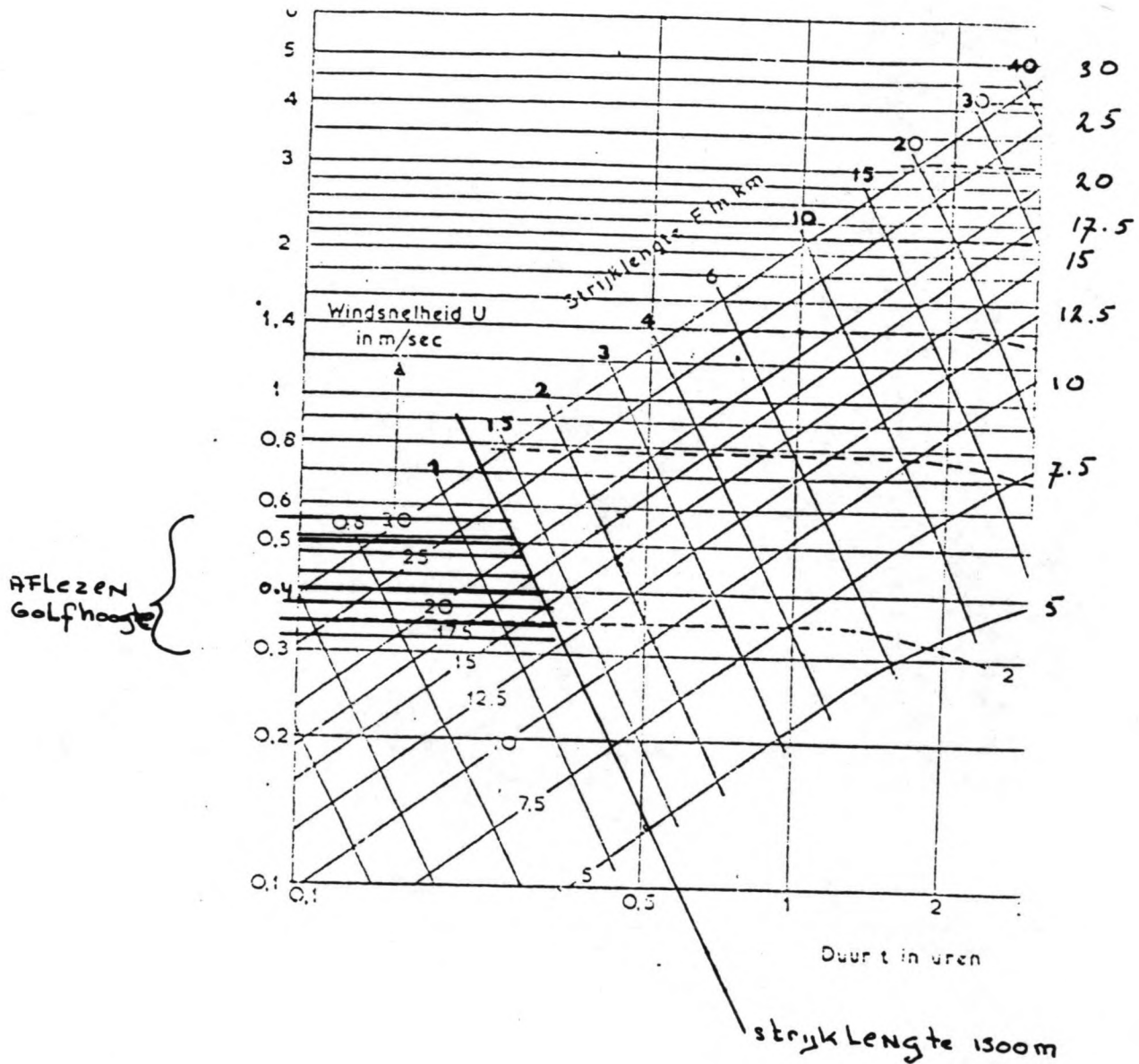


α	$\cos^2 \alpha$	R	$R * \cos^2 \alpha$
-42	.552	2250	1242
-36	.655	2000	1310
-30	.750	1875	1406
-24	.834	1750	1459
-18	.904	1500	1314
-12	.956	1375	1356
-6	.988	1250	1235
0	1	1125	1125
6	.988	1125	1123
12	.956	1000	956
18	.904	1000	904
24	.834	875	730
30	.750	875	656
36	.655	750	491
42	.552	750	414
$\Sigma = 13.51$		$\Sigma = 14157$	

$$\text{De strijklengte} = \frac{\Sigma (R_1 * \cos \alpha)}{\Sigma (\cos \alpha)} = \frac{14147}{13.51} = 1048$$

stap 2 bepalen van de golfhoogten

In de onderstaande grafiek is aangegeven hoe de golfhoogten die behoren bij de verschillende windsnelheden kunnen



In de onderstaande tabel II.2 zijn de bij de windsnelheden en strijk lengte behorende golfhoogten die afgelezen zijn weergegeven.

wind- snelheid	golf- hoogte
21	.50
20	.48
19	.47
18	.45
17	.42
16	.40
15	.38
14	.36
13	.34
12	.30
11	.27
10	.25

tabel II.2

stap 3 bepaling van de bij de windsnelheden behorende kansverdeling

In de onderstaande tabel II.3 zijn in de eerste kolom de klassen van windsnelheden weergegeven. In de tweede kolom staan de uurgemiddelden van de windsnelheden. In de derde kolom staan de kansen van optreden. De kans van optreden van windsnelheid in de klasse van 20 - 21 m/s is als volgt berekend.

$$P = \frac{k}{N + 1} = \frac{1}{20 + 1} = 0.048 \text{ maal in een jaar}$$

waarin:

k = klassennummer waarin beschouwde windsnelheid, gedeeld door het totaal aantal klassen.
N = waarnemingsperiode in jaren

klasse m/s	waarge- nomen	kans van optreden
21 - 22	.6	.048
20 - 21	.6	.095
19 - 20	.6	.19
18 - 19	1.1	.24
17 - 18	1.1	.28
16 - 17	1.1	.33
15 - 16	2.9	.38
14 - 15	3.4	.43
13 - 14	25	.48
12 - 13	40	.52
11 - 12	72	.57
10 - 11	141	.62

tabel II.3

De windklassen worden nu vervangen door de golfhoogten. Nu kunnen met behulp van de kleinste kwadratenmethode de constanten a en b van de Gumbelverdeling bepaald worden. De berekeningen zijn hieronder weergegeven:

DE X WAARDE	DE Y WAARDE	Z(I)
.5	.048	9.778076E-02
.48	.095	.1312953
.47	.19	.149978
.45	.24	.1907544
.42	.28	.2587341
.4	.33	.3071004
.38	.38	.3566751
.36	.43	.4064684
.34	.48	.4556031
.3	.57	.5491058
.27	.57	.6131326
.25	.62	.662355

2

DE CONSTATE = -2.544896
 DE HELLING = 6.777255
 DE CORRELATIE = .9740465
 STANDAARD FOUT HELLING = .4980235

DE KANSFUNCTIE IS $PR(X > X_1) = \exp(-\exp(6.777255 X + -2.544896))$

In bovenstaande tabel komt de X waarde overeen met de golfhoogte, de Y waarde met de kans van optreden en Z(I) is de X waarde ingevuld in de kansfunctie.

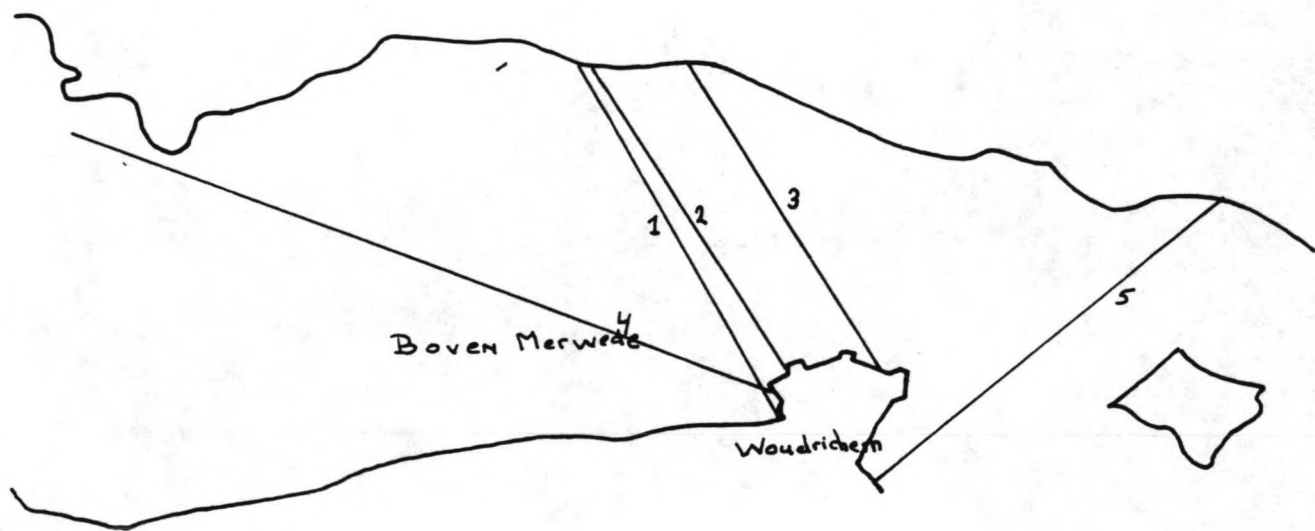
De gevonden kansfunctie heeft de volgende gedaante:

$$P(h_0 < h) = \exp(-\exp(6,77 \cdot X - 2,54))$$

Op volledig analoge wijze kunnen de kansverdelingsfuncties die behoren bij de andere strijklengte bepaald worden. In de onderstaande tabellen zijn de resultaten van de berekeningen weergegeven.

strijk- lengte nr	richting	lengte
1	330	1700
2	330	1000
3	330	1100
4	300	2000
5	60	1100

tabel II.4



profielnummer	kansfunctie
1	$P(h_s < h) = \exp(-\exp(5.26.X - 2.31))$
2 tm 4	$P(h_s < h) = \exp(-\exp(5.44.X - 2.43))$
5 tm 9	$P(h_s < h) = \exp(-\exp(6.78.X - 2.54))$
10 tm 16	$P(h_s < h) = \exp(-\exp(6.26.X - 2.51))$
17 tm 23	$P(h_s < h) = \exp(-\exp(8.64.X - 2.00))$

tabel II.5

BIJLAGE III

VERDELING GRONDPARAMETERS

Om bij de verschillende grenstoestanden de benodigde berekeningen te maken is het noodzakelijk de kansverdelingen van de grondparameters te kennen. Zo zal bij glijvlakberekeningen gerekend worden met gemiddelde waarden van de grondparameters langs het afschuifoppervlak. Het bezwijkmechanisme is strikt genomen een parallelsysteem, waarin lokale variaties van de grondeigenschappen of geometrievariabelen in zekere mate worden uitgemiddeld. Voor andere berekeningen met grondparameters gelden soortgelijke beschouwingen. Uit meetresultaten is komen vast te staan dat als kansverdeling de normale verdeling voor de hand ligt. Het bepalen van gemiddelde en standaardafwijking geschiedt door meting in het terrein of door metingen aan monsters in het laboratorium. In beide gevallen zal meting geschieden van parameters die van punt tot punt in het terrein verschillen. Het zal noodzakelijk zijn om rekening te houden met een uitmiddelingseffect voor deze puntmetingen.

Het is mogelijk om theoretische relaties aan te geven waarmee de verhouding tussen grootte van puntspreiding van een variabele en de grootte van de spreiding van de over een volume of oppervlak gemiddelde waarde ervan. Hoe groter het beschouwde uitmiddelingsvolume, des te groter deze verhouding is. Naast de grootte van het uitmiddelingsgebied is deze verhouding afhankelijk van een andere eigenschap van de variaties van de variabele, namelijk de warrigheid, die wordt uitgedrukt in een autocorrelatiefunctie. Hoewel uit de literatuur enige indicaties van de autocorrelatiefunctie voor sommige grondeigenschappen bekend zijn en op grond van min of meer tentatieve redeneringen enig gevoel hiervoor kan worden ontwikkeld moet gesteld worden dat hierover weinig bekend is. Door TAW 3 is onlangs een uitgebreid onderzoek naar de ruimtelijke autocorrelatiestructuur van grondeigenschappen geïnitieerd¹.

In afwachting van de resultaten van dit onderzoek wordt gerekend met een gemiddelde zoals dit waargenomen wordt uit meting van de verschillende monsters en een standaardafwijking die 10% van dit gemiddelde is.

1) Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Interimrapport Probabilistisch ontwerpen van waterkeringen.

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERVERING WOLFRICAM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 1

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4,3		NEE
HS	4,6	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +21.2829700E-01
DE GEMIDDELTE VAN	Z = +21.2829700E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +50.7473200E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +41.9390900E-01
DE FAALKANS	F = +13.7178942D-06

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*Sx^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	5.100E+01
-18.849E-01	-35.524E-02	+12.620E-02	4.900E+01
		2.575E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*Sx	X STER
-71.412E-02	-1.087E+00	5.250E+00
-70.002E-02	-5.533E-01	9.301E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +21.4576700E-07
DE GEMIDDELTE VAN	Z = +32.5997900E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +11.1292700E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +29.2570000E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA IS	B = +75.5786900E-06
DE FAALKANS	F = +17.1295333D-04

X (I)	B (I)	SIGMA	% IN VAR
+50.034E-01	+30.056E-01	+10.591E-01	9.211E+01
+52.743E-02	+39.065E-02	+16.638E-02	7.891E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUVRICHER
 BEREKENING BETREFFENDE DE BREKTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 23

VAR	GEN	SIGMA	VERMAAL
RWS	4,3	1	NEE
H5	.23	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +24.7411500E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +24.7411500E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +42.9261100E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +57.6366000E-01
DE FAALKANS	F = +41.2792323D-10

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sx^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	7.127E+01
-19.966E-01	-23.007E-02	+52.934E-03	2.873E+01
		1.843E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-84.423E-02	-1.766E+00	5.929E+00
-53.598E-02	-3.560E-01	5.373E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +67.0790700E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +40.4770600E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +12.3065600E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +32.9531900E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +29.3254900E-06
DE FAALKANS	F = +49.1608553D-05

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+65.038E-01	+25.935E-01	+12.088E-01	9.686E+01
+24.812E-02	+18.442E-02	+10.905E-02	3.142E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOEESTAND kantelen
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 23

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
rws	8.4	1	NEE
bws	1	.1	JA
dgr	12	.2	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +35.3490500E+02
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +35.3490500E+02
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +29.9846100E+01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +11.7890600E+00
DE FAALKANS	F = +0.0000000D+00

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-85.429E+01	-29.785E+01	+88.716E+03	9.867E+01
-34.180E+01	-34.180E+00	+11.683E+02	1.299E+00
-16.276E+00	-48.828E-01	+23.842E+00	2.652E-02
		8.991E+04	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-99.335E-02	-4.083E+00	1.037E+01
-11.399E-02	-1.344E-01	1.134E+00
-16.284E-03	-5.759E-02	3.058E+00

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +0.0000000E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +56.3919100E+02
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +17.1909000E+02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +41.9059400E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +12.3024000E-05
DE FAALKANS	F = +13.9198384D-06

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+98.709E-01	+35.772E-01	+15.022E-01	9.996E+01
+10.083E-01	+10.000E-01	+10.000E-02	3.953E-02
+30.000E-01	+30.000E-01	+30.000E-02	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND kantelen
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 1

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
rws	6.3	1	NEE
bws	2	.2	JA
dgr	2	.2	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +19.8442100E+02
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +19.8442100E+02
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +20.6706500E+01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +96.0018800E-01
DE FAALKANS	F = +0.0000000D+00

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-56.063E+01	-20.386E+01	+41.558E+03	9.726E+01
-17.090E+01	-34.180E+00	+11.683E+02	2.734E+00
-61.035E-01	-12.207E-01	+14.901E-01	3.487E-03
		4.273E+04	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-98.622E-02	-3.443E+00	9.605E+00
-16.535E-02	-3.175E-01	2.317E+00
-59.055E-04	-1.134E-02	2.011E+00

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +97.6562500E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +30.5576500E+02
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +10.7957100E+02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +37.4322900E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +17.8337100E-05
DE FAALKANS	F = +90.8629254D-06

X(I)	B(I)	SIGMA	% IN VAR
+91.467E-01	+40.121E-01	+13.723E-01	9.991E+01
+20.220E-01	+20.000E-01	+20.000E-02	8.643E-02
+20.017E-01	+20.000E-01	+20.000E-02	5.114E-04

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND verschuiven
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 23

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
rws	6.3	.34	NEE
bws	2	.2	JA
fie	.42	.04	JA
cohesie	8	1	JA
Dgr	2	.2	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +25.4460500E+01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +25.4460500E+01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +58.8513200E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +43.2378700E-01
DE FAALKANS	F = +76.7436145D-07

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-88.611E+00	-47.760E+00	+22.810E+02	6.586E+01
-11.444E+00	-22.888E-01	+52.387E-01	1.513E-01
+78.201E+01	+31.281E+00	+97.847E+01	2.825E+01
+14.038E+00	+14.038E+00	+19.707E+01	5.690E+00
-64.850E-01	-12.970E-01	+16.822E-01	4.857E-02
		3.463E+03	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-81.154E-02	-1.891E+00	7.627E+00
-38.892E-03	-3.363E-02	2.034E+00
+53.152E-02	9.193E-02	3.281E-01
+23.853E-02	1.031E+00	6.969E+00
-22.039E-03	-1.906E-02	2.019E+00

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +0.0000000E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +36.5547500E+01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +13.3269400E+01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +32.1750100E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	B = +71.5255800E-08
DE FAALKANS	F = +64.6625662D-05

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+80.911E-01	+43.779E-01	+11.789E-01	9.583E+01
+20.088E-01	+20.000E-01	+20.000E-02	1.888E-02
+39.760E-02	+42.000E-02	+40.000E-03	3.029E+00
+76.611E-01	+80.000E-01	+10.000E-01	1.110E+00
+20.066E-01	+20.000E-01	+20.000E-02	1.062E-02

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND verschuiven n
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 1

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
rws	6.3	.34	NEE
bws	2	.2	JA
fie	.4	.04	JA
cohesie	8	1	JA
Dgr	1	.1	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE Z = +16.7833300E+01
 HET GEMIDDELDE VAN Z = +16.7833300E+01
 DE STANDARDAFWIJ KING VAN Z = +50.8083900E+00
 DE WAARDE VAN BETA IS B = +33.0325900E-01
 DE FAALKANS F = +47.7898152D-05

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-79.268E+00	-42.725E+00	+18.254E+02	7.071E+01
-30.518E-01	-61.035E-02	+37.253E-02	1.443E-02
+63.324E+01	+25.330E+00	+64.159E+01	2.485E+01
+10.681E+00	+10.681E+00	+11.409E+01	4.419E+00
-22.888E-01	-22.888E-02	+52.387E-03	2.029E-03
		2.581E+03	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-84.090E-02	-1.497E+00	7.233E+00
-12.013E-03	-7.936E-03	2.008E+00
+49.853E-02	6.587E-02	3.341E-01
+21.022E-02	6.944E-01	7.306E+00
-45.048E-04	-1.488E-03	1.001E+00

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE Z = -21.3623100E-05
 HET GEMIDDELDE VAN Z = +23.0839300E+01
 DE STANDARDAFWIJ KING VAN Z = +98.0014600E+00
 DE WAARDE VAN BETA IS B = +26.5147700E-01
 DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB = +24.0802800E-06
 DE FAALKANS F = +40.0707644D-04

X(I)	B(I)	SIGMA	% IN VAR
+74.667E-01	+49.020E-01	+99.557E-02	9.439E+01
+20.017E-01	+20.000E-01	+20.000E-02	9.697E-04
+37.754E-02	+40.000E-02	+40.000E-03	4.484E+00
+77.193E-01	+80.000E-01	+10.000E-01	1.121E+00
+10.004E-01	+10.000E-01	+10.000E-02	2.424E-04

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND overschrijden grondspanning
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 1

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
rws	6.4	1	NEE
bws	1	.1	JA
dgr	3	.3	JA
tgrsp	200	20	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +13.2679400E+01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +13.2679400E+01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +22.2265700E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +59.6940500E-01
DE FAALKANS	F = +11.9477989D-10

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-10.716E+00	-36.621E-01	+13.411E+00	2.715E+00
+0.000E+00	+0.000E+00	+0.000E+00	0.000E+00
-30.009E+00	-90.027E-01	+81.048E+00	1.641E+01
+99.945E-02	+19.989E+00	+39.956E+01	8.088E+01
		4.940E+02	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-16.476E-02	-3.361E-01	6.632E+00
+0.000E+00	0.000E+00	1.000E+00
-40.504E-02	-7.254E-01	3.725E+00
+89.933E-02	1.074E+02	9.263E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND opbarsten
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 23

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
rws	13.4	1	NEE
dqr	8	.8	JA
dwl	9	.9	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +38.7045800E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +38.7045800E+00
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +12.7381200E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +30.3848400E-01
DE FAALKANS	F = +11.8892728D-04

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.931E-01	-42.725E-01	+18.254E+00	1.125E+01
+99.182E-01	+79.346E-01	+62.957E+00	3.880E+01
+10.003E+00	+90.027E-01	+81.048E+00	4.995E+01
		1.623E+02	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-33.541E-02	-4.357E-01	1.357E+01
+62.290E-02	1.514E+00	6.486E+00
+70.675E-02	1.933E+00	7.067E+00

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = -38.1469700E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +40.6719400E+00
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +13.5429800E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +29.9840400E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	= +40.3881100E-05
DE FAALKANS	F = +13.5705952D-04

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+13.787E+00	+12.933E+00	+62.450E-02	2.082E+01
+65.811E-01	+80.000E-01	+80.000E-02	3.499E+01
+72.061E-01	+90.000E-01	+90.000E-02	4.419E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND PIPING
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 23

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	.34	NEE
CONSTANTE	6	.6	JA
KWELLENLNGTE	74	15	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +82.0200200E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +82.0200200E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +28.1523400E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +29.1343600E-01
DE FAALKANS	F = +17.8744689D-04

dZ/dX	dZ/dX*sX	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-10.023E-01	-34.809E-02	+12.117E-02	1.529E+00
-20.504E-01	-12.302E-01	+15.135E-01	1.910E+01
+16.721E-02	+25.082E-01	+62.909E-01	7.937E+01
		7.926E+00	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-12.365E-02	-1.251E-01	4.256E+00
-43.699E-02	-7.639E-01	6.764E+00
+89.093E-02	3.893E+01	3.507E+01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +21.5530400E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +82.0045300E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +24.3140400E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +32.0410900E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	B = +38.0516100E-05
DE FAALKANS	F = +67.7469828D-05

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+42.875E-01	+41.329E-01	+34.186E-02	1.994E+00
+63.224E-01	+60.000E-01	+60.000E-02	2.812E+00
+27.107E+00	+74.000E+00	+15.000E+00	9.519E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND PIPING
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 1

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	.34	NEE
CONSTANTE	6	.6	JA
KWELLENLNGTE	90	18	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +10.8686700E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +10.8686700E+00
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +33.7029500E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +32.2484200E-01
DE FAALKANS	F = +63.0273706D-05

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-10.023E-01	-34.809E-02	+12.117E-02	1.067E+00
-25.113E-01	-15.068E-01	+22.705E-01	1.999E+01
+16.636E-02	+29.945E-01	+89.673E-01	7.894E+01
		1.136E+01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-10.328E-02	-1.157E-01	4.247E+00
-44.708E-02	-8.651E-01	6.865E+00
+88.851E-02	5.158E+01	3.842E+01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +85.6399500E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +10.8654300E+00
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +29.0646000E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +35.6392500E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +60.7252100E-05
DE FAALKANS	F = +18.2714807D-05

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+42.718E-01	+41.346E-01	+33.534E-02	1.319E+00
+62.982E-01	+60.000E-01	+60.000E-02	1.945E+00
+26.905E+00	+90.000E+00	+18.000E+00	9.674E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 10

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	VEE
HS	.42	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +22.4404800E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +22.4404800E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +40.3584600E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +55.6029200E-01
DE FAALKANS	F = +13.5011054D-09

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	8.063E+01
-11.314E-01	-17.762E-02	+31.550E-03	1.937E+01
		1.629E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-89.794E-02	-1.812E+00	5.975E+00
-44.011E-02	-3.842E-01	7.317E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +19.3715100E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +36.6967300E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +11.7211400E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +31.2703000E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	B = +54.8362800E-07
DE FAALKANS	F = +88.2977300D-05

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+63.237E-01	+27.373E-01	+11.601E-01	9.773E+01
+42.151E-02	+34.777E-02	+15.639E-02	2.273E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOLDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG.
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 11

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.42	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +33.1972300E-01
HET GEMIDDELTE VAN	Z = +33.1972300E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +40.8420100E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +81.2820600E-01
DE FAALKANS	F = +22.2044605D-17

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	7.873E+01
-11.998E-01	-18.835E-02	+35.476E-03	2.127E+01
		1.668E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-88.731E-02	-2.618E+00	6.781E+00
-46.117E-02	-5.885E-01	9.360E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = -15.9740500E-06
HET GEMIDDELTE VAN	Z = +44.3420100E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +12.8269200E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +34.6301000E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	dB = +58.6509700E-06
DE FAALKANS	F = +26.7131755D-05

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+67.777E-01	+23.435E-01	+12.804E-01	1.000E+02
+93.523E-02	+93.523E-02	+95.764E-10	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 12

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.42	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +34.1972300E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +34.1972300E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +40.8420100E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +83.7305200E-01
DE FAALKANS	F = +27.7555756D-18

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	7.873E+01
-11.998E-01	-18.835E-02	+35.476E-03	2.127E+01
		1.668E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-98.731E-02	-2.697E+00	6.860E+00
-46.117E-02	-6.062E-01	9.537E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +38.1469700E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +45.8306300E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +13.0176600E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +35.2393500E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	= +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +21.2637063D-05

X (I)	B (I)	SIGMA	% IN VAR
+68.565E-01	+22.734E-01	+13.006E-01	1.000E+02
+95.293E-02	+95.293E-02	+24.240E-08	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 13

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.42	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +32.1972400E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +32.1972400E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +40.8420100E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +78.8336100E-01
DE FAALKANS	F = +16.0982339D-16

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*Sx^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	7.873E+01
-11.998E-01	-18.835E-02	+35.476E-03	2.127E+01
		1.668E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-88.731E-02	-2.539E+00	6.702E+00
-46.117E-02	-5.707E-01	9.182E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +82.2544100E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +42.8725600E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +12.6123400E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +34.0101300E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	B = +71.5255800E-08
DE FAALKANS	F = +33.5735507D-05

X (I)	G (I)	SIGMA	% IN VAR
+66.990E-01	+24.117E-01	+12.606E-01	1.000E+02
+91.753E-02	+91.753E-02	+53.710E-11	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOLDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 14

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.42	1	NEE

MEAN VALDE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +30.1972300E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +30.1972300E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +40.8420100E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +73.9366800E-01
DE FAALKANS	F = +71.9840854D-15

dZ/dX	$dZ/dX * Sx$	$dZ/dX * Sx^2$	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	7.873E+01
-11.998E-01	-18.833E-02	+35.476E-03	2.127E+01
		1.668E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X' STER
-88.731E-02	-2.381E+00	6.544E+00
-46.117E-02	-5.353E-01	8.828E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +30.9944200E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +39.9490600E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +12.2070300E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +32.7544700E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	$dB = +47.6837200E-08$
DE FAALKANS	F = +52.7533730D-05

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+65.431E-01	+25.482E-01	+12.197E-01	1.000E+02
+88.078E-02	+88.078E-02	+35.653E-13	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND verschuiven
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 12

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
rws	2.1	.2	JA
bws	4	.4	JA
fie	.52	.05	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +15.2121900E+01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +15.2121900E+01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +27.3214400E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +55.6786000E-01
DE FAALKANS	F = +12.9279608D-09

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+15.259E+00	+30.518E-01	+93.132E-01	1.248E+00
-35.286E+00	-14.114E+00	+19.922E+01	2.669E+01
+46.387E+01	+23.193E+00	+53.793E+01	7.206E+01
		7.465E+02	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+11.170E-02	1.244E-01	1.976E+00
-51.660E-02	-1.151E+00	5.151E+00
+84.891E-02	2.363E-01	2.837E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +27.4658200E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +15.2121900E+01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +25.0262800E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +59.1475800E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +16.6743273D-10

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+19.557E-01	+21.000E-01	+20.000E-02	1.487E+00
+55.868E-01	+40.000E-01	+40.000E-02	4.498E+01
+30.362E-02	+52.000E-02	+50.000E-03	5.353E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND verschuiven
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 12

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
rws	2.1	.2	JA
bws	5	.5	JA
fie	.52	.05	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +11.4113800E+01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +11.4113800E+01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +30.5042300E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +37.4091700E-01
DE FAALKANS	F = +91.7029713D-06

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+15.259E+00	+30.518E-01	+93.132E-01	1.001E+00
-40.894E+00	-20.447E+00	+41.807E+01	4.493E+01
+44.861E+01	+22.430E+00	+50.312E+01	5.407E+01
		9.305E+02	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+10.004E-02	7.485E-02	2.025E+00
-67.029E-02	-1.254E+00	6.254E+00
+73.532E-02	1.375E-01	3.825E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +61.0351600E-06
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +11.4113800E+01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +31.2403000E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +37.2068700E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	+0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +99.3698605D-06

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+20.237E-01	+21.000E-01	+20.000E-02	1.052E+00
+64.538E-01	+50.000E-01	+50.000E-02	6.107E+01
+40.551E-02	+52.000E-02	+50.000E-03	3.787E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND verschuiven
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 12

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
rws	2.1	.2	JA
bws	6	.6	JA
fie	.52	.052	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +69.8055800E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +69.8055800E+00
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +36.5991600E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +19.0730100E-01
DE FAALKANS	F = +28.2407802D-03

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+14.496E+00	+28.992E-01	+84.052E-01	6.275E-01
-47.557E+00	-28.534E+00	+81.419E+01	6.078E+01
+43.722E+01	+22.736E+00	+51.691E+01	3.859E+01
		1.339E+03	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+79.214E-03	3.022E-02	2.070E+00
-77.963E-02	-8.922E-01	6.892E+00
+62.121E-02	6.161E-02	4.584E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +91.5527400E-06
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +69.8055800E+00
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +38.0311400E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +18.7958600E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +30.0821685D-03

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+20.713E-01	+21.000E-01	+20.000E-02	5.811E-01
+69.411E-01	+60.000E-01	+60.000E-02	6.964E+01
+46.667E-02	+52.000E-02	+52.000E-03	2.977E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND verschuive
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 12

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
rws	2.1	.2	JA
bws	7.5	.75	JA
fie	.52	.05	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = -84.6920800E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = -84.6920800E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +47.4492000E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +17.8490000E-02
DE FAALKANS	F = +57.0830861D-02

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+14.496E+00	+28.992E-01	+84.052E-01	3.733E-01
-56.763E+00	-42.572E+00	+18.124E+02	8.050E+01
+41.504E+01	+20.752E+00	+43.064E+01	1.913E+01
		2.251E+03	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+61.101E-03	2.181E-03	2.102E+00
-89.721E-02	-1.201E-01	7.380E+00
+43.735E-02	3.903E-03	5.239E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = -18.3105500E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = -84.6920800E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +47.4565500E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +17.8866600E-02
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	B = +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +57.0978830D-02

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+21.023E-01	+21.000E-01	+20.000E-02	4.135E-01
+73.801E-01	+75.000E-01	+75.000E-02	7.990E+01
+52.397E-02	+52.000E-02	+50.000E-03	1.969E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND KANTELEN
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 12

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	2.1	.2	JA
BWS	6	.6	JA
FIE	.52	.05	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +22.2007000E+01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +22.2007000E+01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +72.7471500E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +30.5176200E-01
DE FAALKANS	F = +11.3758294D-04

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+33.569E+00	+67.139E-01	+45.076E+00	8.518E-01
-11.597E+01	-69.580E+00	+48.414E+02	9.148E+01
+40.283E+01	+20.142E+00	+40.568E+01	7.666E+00
		5.292E+03	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+92.290E-03	5.633E-02	2.044E+00
-95.646E-02	-1.751E+00	7.751E+00
+27.687E-02	4.225E-02	4.778E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +0.0000000E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +22.2007000E+01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +12.2601700E+01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +23.0917900E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	B = +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +10.4668083D-03

X(I)	B(I)	SIGMA	% IN VAR
+20.747E-01	+21.000E-01	+20.000E-02	2.999E-01
+73.657E-01	+60.000E-01	+60.000E-02	9.716E+01
+50.161E-02	+52.000E-02	+50.000E-03	2.538E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND KANTELEN
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 12

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	2.1	.2	JA
BWS	5	.5	JA
FIE	.52	.05	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +31.3007000E+01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +31.3007000E+01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +40.1074000E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +78.0422000E-01
DE FAALKANS	F = +30.2535774D-16

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+33.569E+00	+67.139E-01	+45.076E+00	2.802E+00
-68.054E+00	-34.027E+00	+11.578E+02	7.198E+01
+40.283E+01	+20.142E+00	+40.568E+01	2.522E+01
		1.609E+03	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+16.740E-02	2.613E-01	1.839E+00
-84.840E-02	-3.311E+00	8.311E+00
+50.219E-02	1.960E-01	3.240E-01

Geen Verdere iteratie

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND overslag
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 2

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.44	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +24.5383200E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +24.5383200E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +63.1665300E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +38.8470300E-01
DE FAALKANS	F = +51.2475616D-06

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	3.291E+01
-26.309E-01	-51.737E-02	+26.767E-02	6.709E+01
		3.990E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-57.372E-02	-8.089E-01	4.972E+00
-81.905E-02	-6.257E-01	9.994E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +82.3736200E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +11.6611200E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +71.0487400E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +16.4244400E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +23.8418600E-08
DE FAALKANS	F = +50.2489996D-03

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+49.720E-01	+38.059E-01	+70.999E-02	1.000E+02
+99.925E-02	+99.925E-02	+73.663E-14	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHE
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 2

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.5	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +23.6646400E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +23.6646400E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +61.6140300E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +38.4078800E-01
DE FAALKANS	F = +61.3422812D-06

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	3.459E+01
-26.319E-01	-49.829E-02	+24.830E-02	6.541E+01
		3.796E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	x STER
-58.817E-02	-8.199E-01	4.983E+00
-80.874E-02	-5.881E-01	9.950E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +20.2655800E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +34.6543700E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +11.4965100E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +30.1777700E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	dB = +82.7312500E-06
DE FAALKANS	F = +12.7325267D-04

x(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+60.164E-01	+29.984E-01	+10.716E-01	8.709E+01
+60.214E-02	+43.199E-02	+15.693E-02	1.291E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 3

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.5	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +26.6646400E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +26.6646400E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +61.6140300E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +43.2769000E-01
DE FAALKANS	F = +75.3966340D-07

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	3.459E+01
-26.319E-01	-49.829E-02	+24.830E-02	6.541E+01
		3.796E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-56.817E-02	-9.239E-01	5.087E+00
-80.874E-02	-6.626E-01	1.070E+00

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +47.6837200E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +13.6171700E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +75.8171100E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +17.9937000E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	= +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +35.9800420D-03

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+50.871E-01	+37.254E-01	+75.677E-02	1.000E+02
+10.696E-01	+10.696E-01	+18.357E-12	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 4

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.5	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +30.6646400E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +30.6646400E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +61.6140300E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +49.7689400E-01
DE FAALKANS	F = +32.3564217D-08

dZ/dX	dZ/dX*sX	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	3.459E+01
-26.319E-01	-49.829E-02	+24.830E-02	6.541E+01
		3.796E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-58.817E-02	-1.062E+00	5.226E+00
-80.874E-02	-7.621E-01	1.169E+00

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +47.4214600E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +16.0249500E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +81.0623200E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +19.7745200E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	B = +63.7292900E-05
DE FAALKANS	F = +23.9952074D-03

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+52.267E-01	+36.242E-01	+81.038E-02	1.000E+02
+11.685E-01	+11.685E-01	+21.753E-06	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 18

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
H5	.3	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +40.3567700E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +40.3567700E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +45.8780800E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +87.9652400E-01
DE FAALKANS	F = +0.0000000D+00

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	6.240E+01
-30.231E-01	-28.133E-02	+79.149E-03	3.760E+01
		2.105E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-78.991E-02	-2.522E+00	6.685E+00
-61.322E-02	-5.020E-01	6.997E-01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 0

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
R	4.3	1	NEE
H	.2	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +40.9471400E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +40.9471400E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +52.6165600E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +77.8217700E-01
DE FAALKANS	F = +35.9434704D-16

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	4.744E+01
-30.419E-01	-38.147E-02	+14.552E-02	5.256E+01
		2.769E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-68.875E-02	-1.945E+00	6.109E+00
-72.500E-02	-7.075E-01	8.858E-01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 20

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.3	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +33.3567700E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +33.3567700E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +46.0246700E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +72.4758500E-01
DE FAALKANS	F = +21.3690177D-14

dZ/dX	dZ/dX*sX	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	6.200E+01
-30.487E-01	-28.372E-02	+80.496E-03	3.800E+01
		2.118E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-78.740E-02	-2.071E+00	6.235E+00
-61.645E-02	-4.158E-01	6.135E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = -36.9548800E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +34.2481200E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +11.3487200E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +30.1540900E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +28.6102300E-07
DE FAALKANS	F = +12.8323514D-04

X (I)	G (I)	SIGMA	% IN VAR
+62.365E-01	+28.117E-01	+11.358E-01	1.000E+02
+1.700E-02	+61.300E-02	+24.662E-09	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUORICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 192422

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.3	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +34.3567600E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +34.3567600E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +46.0246700E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +74.6485800E-01
DE FAALKANS	F = +42.0358193D-15

dZ/dX	dZ/dX*sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	6.200E+01
-30.487E-01	-28.372E-02	+80.496E-03	3.800E+01
		2.118E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-78.740E-02	-2.133E+00	6.297E+00
-61.645E-02	-4.282E-01	6.260E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +83.4703500E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +35.4310600E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +11.5394600E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +30.7115000E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	+33.8554400E-06
DE FAALKANS	F = +10.6624770D-04

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+63.004E-01	+27.572E-01	+11.537E-01	1.000E+02
+62.488E-02	+62.488E-02	+56.034E-08	0.000E+00

INVOER

SLOEPAR. PAS

```

*****
*****          GLOOVLAKBEREKENING          *****
*****          SIMPLIFIED BISHOP          *****
*****

```

Naam van het probleem: ouis

Laag nr.	H.v. rw. wr. (gr)		Donsie (kN/m2)		Soq (kN/m3)		Gng (kN/m3)		Onderbeeg. (m) in Y-coora
	gem.	St.	Gem.	St.	Gem.	St.	Gem.	St.	
1	24.00	2.40	8.00	0.80	18.00	1.00	20.00	1.00	-100.00
2	34.00	3.40	5.00	0.50	15.00	1.00	17.00	1.00	-4.00
3	30.00	3.00	5.00	0.50	19.00	1.00	21.00	1.00	-1.00
4	30.00	3.00	5.00	0.50	19.00	1.00	21.00	1.00	0.00

```

*****
*****          X(m)          Y(m)          *****
*****          Gem. St.          Gem. St.          *****
*****          Det.          Det.          *****

```

Coördinaten geometrie dijklchaam	X(m) Gem.	X(m) St.	Y(m) Gem.	Y(m) St.
	-100.00	0.000	0.00	0.000
	0.00	0.000	0.00	0.000
	2.00	0.000	1.00	0.000
	9.50	0.100	2.30	0.100
	14.80	0.100	6.50	0.100
	16.30	0.000	7.00	0.000
	101.00	0.000	7.00	0.000
Intreepunt freatische lijn	100.00	0.00	8.75	0.00
Modeloontenschramien				
punt linksder	8.500		9.000	
punt rechtsder	9.000		10.000	
staagrootte	1.000		1.000	
Straal glijcirvel				
rakend aan Y = 0 en verder met 3 stad (den) verkleind en met 0 stad (den) vergroot; staagrootte = 1.00 m.				

```

*****
*****
*****

```

GLOBALPAR.PAS

GWS N.A.P. + 5.0m

```

*****
*****
*****  GLIJDVLAKBEREKENING  *****
*****  SIMPLIFIED BISHOP    *****
*****
    
```

Naam van het profiem: thuis

Xm1	Ym1	R	F	MVBeta	PfMv	NLam
5.5000	8.0000	6.0000	2.94450577660	3.199919E+00	6.873940E-04	31
5.5000	8.0000	7.0000	1.76033297160	4.887095E+00	5.123969E-07	34
7.5000	8.0000	8.0000	1.63922122540	4.051649E+00	2.544179E-05	3E
9.5000	8.0000	6.0000	1.72388308360	4.581501E+00	2.310596E-06	33
9.5000	8.0000	7.0000	1.49665960560	3.547998E+00	1.941267E-04	3E
8.5000	8.0000	8.0000	1.54456177190	3.534813E+00	2.040736E-04	36
7.5000	9.0000	7.0000	2.50758205860	4.842823E+00	6.409002E-07	3E
7.5000	9.0000	8.0000	1.59994019250	4.163502E+00	1.567945E-05	35
7.5000	9.0000	9.0000	1.55659270280	3.693573E+00	1.105932E-04	3e
8.5000	9.0000	6.0000	5.79959861100	1.709191E+00	4.370771E-02	30
9.5000	9.0000	7.0000	1.54935310890	3.836718E+00	6.236714E-05	3E
8.5000	9.0000	8.0000	1.44397717610	3.271305E+00	5.353215E-04	35
8.5000	9.0000	9.0000	1.51018259660	3.360927E+00	3.884613E-04	37
7.5000	10.0000	8.0000	1.95004670310	4.739745E+00	1.071232E-06	33
7.5000	10.0000	9.0000	1.51213814870	3.740148E+00	9.198376E-05	3E
7.5000	10.0000	10.0000	1.51391842530	3.488532E+00	2.428855E-04	37
8.5000	10.0000	7.0000	2.68707847510	3.632320E+00	1.404773E-04	30
9.5000	10.0000	8.0000	1.46824586230	3.485565E+00	2.455947E-04	34
8.5000	10.0000	9.0000	1.42564691440	3.158388E+00	7.932873E-04	3e
8.5000	10.0000	10.0000	1.50351273600	3.355173E+00	3.966315E-04	37
7.5000	11.0000	9.0000	1.67483085330	4.165353E+00	1.555280E-05	3E
7.5000	11.0000	10.0000	1.46927104320	3.506866E+00	2.267521E-04	36
7.5000	11.0000	11.0000	1.50058835660	3.401778E+00	3.347963E-04	3E
8.5000	11.0000	8.0000	1.96523976480	4.152276E+00	1.646887E-05	31
9.5000	11.0000	9.0000	1.44010855510	3.348117E+00	4.068689E-04	3e
8.5000	11.0000	10.0000	1.43373558370	3.168579E+00	7.659952E-04	37
8.5000	11.0000	11.0000	1.51357553290	3.365546E+00	3.820162E-04	37

Rekenduur = 4445.29

GWS N.A.P. +5.8 m

GLOBPAR.PAS

```

*****
*****          GLIJVLAKBEREKENING          *****
*****          SIMPLIFIED BISHOP          *****
*****
    
```

Naam van het probleem: truis

Xmz	Ymz	R	F	MVBeta	PfMV	NLam
7.5000	8.0000	6.0000	2.45433515950	2.801630E+00	2.542316E-03	32
7.5000	8.0000	7.0000	1.56822929060	4.271176E+00	9.728933E-06	35
7.5000	8.0000	8.0000	1.49077289560	3.534275E+00	2.044892E-04	36
8.5000	8.0000	6.0000	1.46751456010	3.605140E+00	1.560292E-04	30
8.5000	8.0000	7.0000	1.32379729290	2.720548E+00	3.258741E-03	35
8.5000	8.0000	8.0000	1.39756257650	2.932059E+00	1.683679E-03	37
7.5000	9.0000	7.0000	2.18497149880	4.426120E+00	4.801200E-06	33
7.5000	9.0000	8.0000	1.42871597090	3.474110E+00	2.563216E-04	36
7.5000	9.0000	9.0000	1.41673635280	3.130342E+00	8.730827E-04	36
8.5000	9.0000	6.0000	5.75526881140	1.679321E+00	4.654475E-02	31
8.5000	9.0000	7.0000	1.33548308940	2.827970E+00	2.342269E-03	35
8.5000	9.0000	8.0000	1.28196278270	2.424198E+00	7.671123E-03	35
8.5000	9.0000	9.0000	1.36668924060	2.751191E+00	2.969005E-03	37
7.5000	10.0000	8.0000	1.71230036970	4.151429E+00	1.652995E-05	30
7.5000	10.0000	9.0000	1.35271631740	2.993841E+00	1.377515E-03	36
7.5000	10.0000	10.0000	1.37778331420	2.895150E+00	1.894956E-03	37
8.5000	10.0000	7.0000	2.62765223820	3.512824E+00	2.217291E-04	31
8.5000	10.0000	8.0000	1.27671407540	2.459148E+00	6.963372E-03	35
8.5000	10.0000	9.0000	1.26869816950	2.312849E+00	1.036545E-02	36
8.5000	10.0000	10.0000	1.36134664640	2.708805E+00	3.376347E-03	37
7.5000	11.0000	9.0000	1.47915083950	3.443668E+00	2.869886E-04	34
7.5000	11.0000	10.0000	1.31626175260	2.733811E+00	3.130351E-03	37
7.5000	11.0000	11.0000	1.36449107940	2.800247E+00	2.553236E-03	37
8.5000	11.0000	8.0000	1.90699028080	4.011971E+00	3.012120E-05	30
8.5000	11.0000	9.0000	1.26081482080	2.350955E+00	9.362632E-03	36
8.5000	11.0000	10.0000	1.27736194030	2.349545E+00	9.398156E-03	36
8.5000	11.0000	11.0000	1.36964875570	2.742716E+00	3.046722E-03	37
7.5000	12.0000	9.0000	4.88312538330	1.895430E+00	2.901767E-02	30
7.5000	12.0000	10.0000	1.38782516390	3.101017E+00	9.643552E-04	34
7.5000	12.0000	11.0000	1.30729634330	2.644544E+00	4.090096E-03	37
7.5000	12.0000	12.0000	1.36686051730	2.795928E+00	2.587603E-03	37
8.5000	12.0000	9.0000	1.68812891570	4.250832E+00	1.065603E-05	30
8.5000	12.0000	10.0000	1.27080183770	2.402394E+00	8.144073E-03	36
8.5000	12.0000	11.0000	1.29849994950	2.466581E+00	6.820493E-03	36
8.5000	12.0000	12.0000	1.38630014730	2.821357E+00	2.391110E-03	37

Rekenuur = 4447.10

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 5

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.4	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +30.8612300E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +30.8612300E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +51.9293000E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +59.4293100E-01
DE FAALKANS	F = +14.0467081D-10

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	4.870E+01
-26.350E-01	-37.193E-02	+13.833E-02	5.130E+01
		2.697E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-69.786E-02	-1.505E+00	5.669E+00
-71.623E-02	-6.008E-01	9.242E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = -30.9944200E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +28.2580800E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +10.3950500E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +27.1622200E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +19.0734900E-07
DE FAALKANS	F = +33.0163234D-04

X (I)	G (I)	SIGMA	% IN VAR
+59.106E-01	+30.848E-01	+10.403E-01	1.000E+02
+83.248E-02	+83.248E-02	+44.130E-12	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 6

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.45	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +34.0593400E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +34.0593400E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +48.9472800E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +69.5837100E-01
DE FAALKANS	F = +17.3208670D-13

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	5.482E+01
-26.268E-01	-32.902E-02	+10.825E-02	4.518E+01
		2.396E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-74.038E-02	-1.870E+00	6.033E+00
-67.219E-02	-5.859E-01	9.208E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = -89.3831300E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +31.7526900E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +10.9672600E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +28.9441200E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +71.6924700E-05
DE FAALKANS	F = +18.9941403D-04

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+61.012E-01	+29.260E-01	+10.970E-01	1.000E+02
+89.307E-02	+89.307E-02	+35.012E-07	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 7

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.5	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +34.6785600E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +34.6785600E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +49.2690700E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +70.3860600E-01
DE FAALKANS	F = +97.7301573D-14

dZ/dX	dZ/dX*sX	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	5.410E+01
-30.240E-01	-33.379E-02	+11.141E-02	4.590E+01
		2.427E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-73.555E-02	-1.879E+00	6.042E+00
-67.748E-02	-5.263E-01	8.779E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +95.3674300E-08
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +30.5027400E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +10.7765200E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +28.3190500E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +76.2939500E-07
DE FAALKANS	F = +23.1364618D-04

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+60.332E-01	+29.829E-01	+10.771E-01	1.000E+02
+87.724E-02	+87.724E-02	+11.342E-08	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 8

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.5	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +25.8078000E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +25.8078000E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +43.3136800E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +59.5834900E-01
DE FAALKANS	F = +12.7842691D-10

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	7.000E+01
-21.492E-01	-23.723E-02	+56.276E-03	3.000E+01
		1.876E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-83.668E-02	-1.809E+00	5.973E+00
-54.769E-02	-3.602E-01	7.118E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = -41.7232500E-08
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +42.6925500E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +12.5980700E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +33.8893100E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	= +92.0295700E-06
DE FAALKANS	F = +35.0881074D-05

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+65.768E-01	+25.215E-01	+12.277E-01	9.499E+01
+42.941E-02	+32.986E-02	+13.126E-02	5.008E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 9

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.5	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +29.3114500E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +29.3114500E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +47.9974000E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +61.0688200E-01
DE FAALKANS	F = +50.9937093D-11

dZ/dX	dZ/dX*sX	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	5.701E+01
-28.512E-01	-31.471E-02	+99.044E-03	4.299E+01
		2.304E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-75.503E-02	-1.674E+00	5.837E+00
-65.569E-02	-4.420E-01	7.936E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +16.6893000E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +26.8470700E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +10.1566300E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +26.4103300E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	B = +54.8362800E-07
DE FAALKANS	F = +41.3273186D-04

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+58.331E-01	+31.484E-01	+10.165E-01	1.000E+02
+79.261E-02	+79.261E-02	+24.863E-14	0.000E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 15

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.42	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +19.8032900E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +19.8032900E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +59.9869200E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +33.0126800E-01
DE FAALKANS	F = +48.1303097D-05

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	3.650E+01
-30.450E-01	-47.803E-02	+22.851E-02	6.350E+01
		3.598E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-60.413E-02	-7.239E-01	4.887E+00
-79.689E-02	-4.130E-01	7.605E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +32.1865100E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +28.1119600E-01
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +10.4689500E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +26.8753300E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	= +66.7572000E-06
DE FAALKANS	F = +35.9914638D-04

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+56.781E-01	+32.754E-01	+96.693E-02	8.549E+01
+50.062E-02	+36.627E-02	+13.125E-02	1.451E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND OVERSLAG
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 16

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	4.3	1	NEE
HS	.42	1	NEE

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +22.3032900E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +22.3032900E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +59.9869200E-02
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +37.1802500E-01
DE FAALKANS	F = +10.0422418D-05

dZ/dX	dZ/dX*sX	dZ/dX*sX^2	% in VAR
-99.848E-02	-36.240E-02	+13.133E-02	3.650E+01
-30.450E-01	-47.803E-02	+22.851E-02	6.350E+01
		3.598E-01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
-60.413E-02	-8.152E-01	4.979E+00
-79.689E-02	-4.651E-01	8.126E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +25.0339500E-07
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +32.5756900E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +11.1717900E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +29.1840900E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	= +69.6182300E-06
DE FAALKANS	F = +17.5918223D-04

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+59.228E-01	+30.769E-01	+10.432E-01	8.737E+01
+50.236E-02	+36.694E-02	+13.059E-02	1.263E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND VERSCHUIVEN
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 5

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	1.3	.13	JA
BWS	2	.2	JA
FIE	.4	.04	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +35.0311700E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +35.0311700E+00
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +97.3607600E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +35.9807800E-01
DE FAALKANS	F = +16.0326054D-05

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+93.900E-01	+12.207E-01	+14.901E-01	1.572E+00
-11.444E+00	-22.888E-01	+52.387E-01	5.527E+00
+23.460E+01	+93.842E-01	+88.062E+00	9.290E+01
		9.479E+01	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+12.538E-02	5.865E-02	1.241E+00
-23.509E-02	-1.692E-01	2.169E+00
+96.385E-02	1.387E-01	2.613E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = -57.2204600E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +35.0311700E+00
DE STANDARDAFWIJING VAN	Z = +77.5782300E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +40.4097400E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +26.6281191D-06

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+12.122E-01	+13.000E-01	+13.000E-02	2.795E+00
+22.424E-01	+20.000E-01	+20.000E-02	8.997E+00
+24.819E-02	+40.000E-02	+40.000E-03	8.821E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND VERSCHUIVEN
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 5

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	1.3	.13	JA
BWS	3	.3	JA
FIE	.4	.04	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +20.9785900E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +20.9785900E+00
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +10.4579100E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +20.0600300E-01
DE FAALKANS	F = +22.4279108D-03

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+96.835E-01	+12.589E-01	+15.847E-01	1.449E+00
-16.785E+00	-50.354E-01	+25.355E+00	2.318E+01
+22.697E+01	+90.790E-01	+82.428E+00	7.537E+01
		1.094E+02	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+12.037E-02	3.139E-02	1.269E+00
-48.149E-02	-2.898E-01	3.290E+00
ALFA	AL*BE*SX	X STER
+12.037E-02	3.139E-02	1.269E+00
-48.149E-02	-2.898E-01	3.290E+00
+86.814E-02	6.966E-02	3.303E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = -16.0217300E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +20.9785900E+00
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +98.8330600E-01
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +20.7010700E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	= +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +19.2210849D-03

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+12.647E-01	+13.000E-01	+13.000E-02	1.722E+00
+33.476E-01	+30.000E-01	+30.000E-02	3.132E+01
+33.224E-02	+40.000E-02	+40.000E-03	6.696E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND VERSHUIVEN
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 5

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	1.3	.13	JA
BWS	4	.4	JA
FIE	.4	.04	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +12.2600600E-01
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +12.2600600E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +12.5245300E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +97.8883500E-03
DE FAALKANS	F = +46.1010475D-02

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+93.900E-01	+12.207E-01	+14.901E-01	9.499E-01
-22.507E+00	-90.027E-01	+81.048E+00	5.167E+01
+21.553E+01	+86.212E-01	+74.325E+00	4.738E+01
		1.569E+02	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+97.465E-03	1.240E-03	1.299E+00
-71.880E-02	-2.815E-02	4.028E+00
+68.835E-02	2.695E-03	3.973E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +45.7763700E-06
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +12.2600600E-01
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +12.5483300E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +97.0389200E-03
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	= +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +46.1347879D-02

X (I)	G (I)	SIGMA	% IN VAR
+12.988E-01	+13.000E-01	+13.000E-02	8.881E-01
+40.280E-01	+40.000E-01	+40.000E-02	5.191E+01
+39.733E-02	+40.000E-02	+40.000E-03	4.720E+01

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND KANTELEN
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 5

III.4.5

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	1.3	.13	JA
BWS	4	.4	JA
FIE	.4	.04	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +64.5055200E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +64.5055200E+00
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +18.1925900E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +35.4570300E-01
DE FAALKANS	F = +19.5824659D-05

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+17.606E-01	+22.888E-02	+52.387E-03	1.583E-02
-43.964E+00	-17.586E+00	+30.926E+01	9.344E+01
+11.635E+01	+46.539E-01	+21.659E+00	6.544E+00
		3.310E+02	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+12.581E-03	5.799E-03	1.294E+00
-96.664E-02	-1.371E+00	5.371E+00
+25.581E-02	3.628E-02	3.637E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +0.0000000E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +64.5055200E+00
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +27.3994100E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +28.7227700E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA	dB = +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +20.3769670D-04

X (I)	G (I)	SIGMA	% IN VAR
+12.979E-01	+13.000E-01	+13.000E-02	3.101E-03
-51.471E-01	+40.000E-01	+40.000E-03	7.861E+01
+38.752E-02	+40.000E-02	+40.000E-03	1.179E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOUDRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND KANTELEN
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 5

111.4.5

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	1.3	.13	JA
BWS	4	.4	JA
FIE	.4	.04	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +64.5055200E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +64.5055200E+00
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +18.1925900E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +35.4570300E-01
DE FAALKANS	F = +19.5824659D-05

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+17.606E-01	+22.888E-02	+52.387E-03	1.583E-02
-43.964E+00	-17.586E+00	+30.926E+01	9.344E+01
+11.635E+01	+46.539E-01	+21.659E+00	6.544E+00
		3.310E+02	1.000E+02

ALFA	AL*BE*SX	X STER
+12.581E-03	5.799E-03	1.294E+00
-96.664E-02	-1.371E+00	5.371E+00
+25.581E-02	3.628E-02	3.637E-01

DESIGN POINT

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +0.0000000E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +64.5055200E+00
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +27.3994100E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +28.7227700E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	B = +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +20.3769670D-04

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+12.979E-01	+13.000E-01	+13.000E-02	3.101E-03
+51.421E-01	+40.000E-01	+40.000E-02	9.882E+01
+38.752E-02	+40.000E-02	+40.000E-03	1.179E+00

PROBABILISTISCHE BEREKENING WATERKERING WOODRICHEM
 BEREKENING BETREFFENDE DE GRENSTOESTAND KANTELEN
 DE BEREKENING WORDT GEMAAKT VOOR PROFIEL NR 51.3

VAR	GEM	SIGMA	NORMAAL
RWS	1.3	.13	JA
BWS	3	.3	JA
FIE	.4	.04	JA

MEAN VALUE

DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +99.8949100E+00
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +99.8949100E+00
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +10.2859000E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +97.1183100E-01
DE FAALKANS	F = +0.0000000D+00

dZ/dX	dZ/dX*Sx	dZ/dX*sX^2	% in VAR
+11.738E-01	+15.259E-02	+23.283E-03	2.201E-02
-27.593E+00	-82.779E-01	+68.524E+00	6.477E+01
+15.259E+01	+61.035E-01	+37.253E+00	3.521E+01
		1.058E+02	1.000E+02

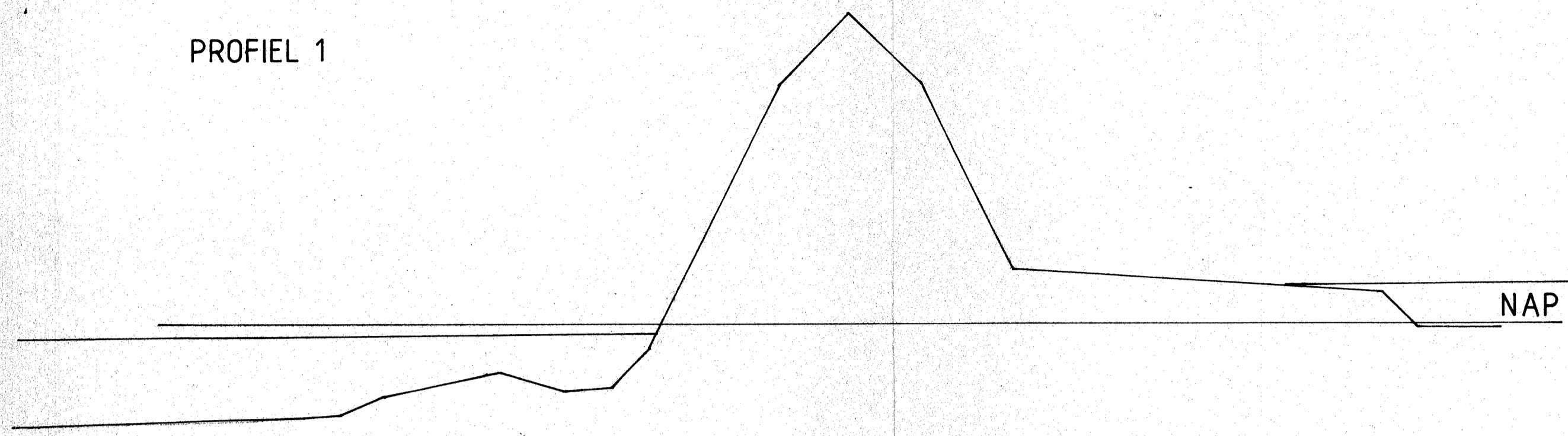
ALFA	AL*BE*SX	X STER
+14.835E-03	1.873E-02	1.281E+00
-80.478E-02	-2.345E+00	5.345E+00
+59.339E-02	2.305E-01	1.695E-01

DESIGN POINT

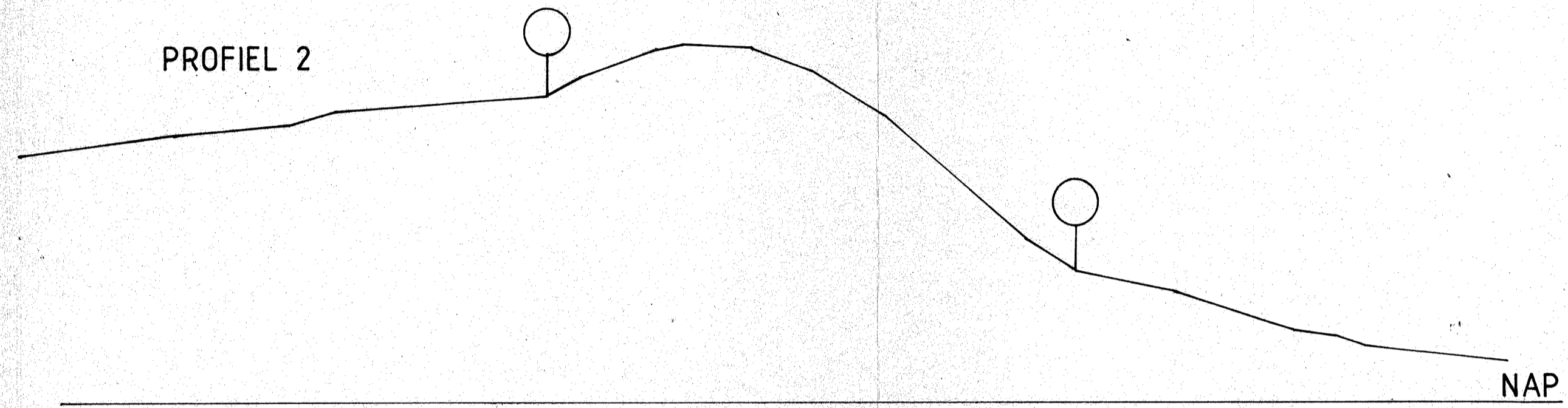
DE BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE	Z = +21.3623100E-05
HET GEMIDDELDE VAN	Z = +99.8949100E+00
DE STANDARDAFWIJKING VAN	Z = +20.1232400E+00
DE WAARDE VAN BETA IS	B = +71.1147800E-01
DE LAATSTE VERANDERING IN BETA dB	B = +0.0000000E+00
DE FAALKANS	F = +57.7982107D-14

X(I)	G(I)	SIGMA	% IN VAR
+12.930E-01	+13.000E-01	+13.000E-02	5.750E-03
+51.111E-01	+30.000E-01	+30.000E-02	9.792E+01
+35.902E-02	+40.000E-02	+40.000E-03	2.076E+00

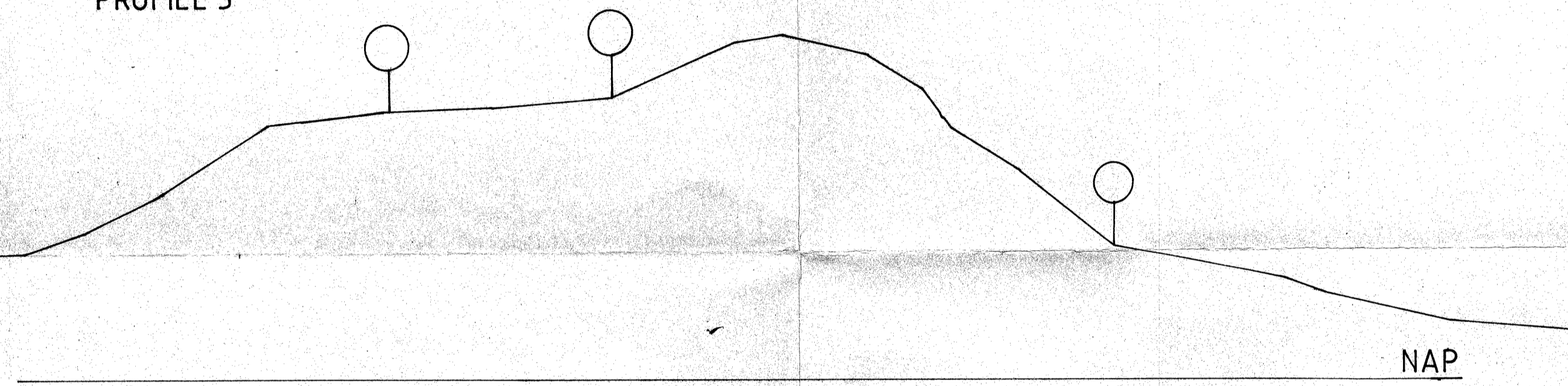
PROFIEL 1



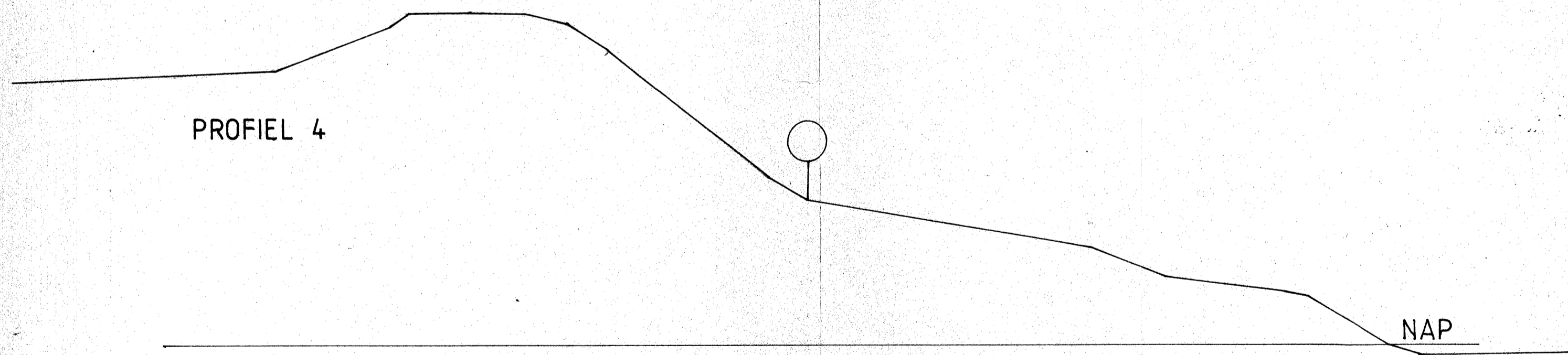
PROFIEL 2



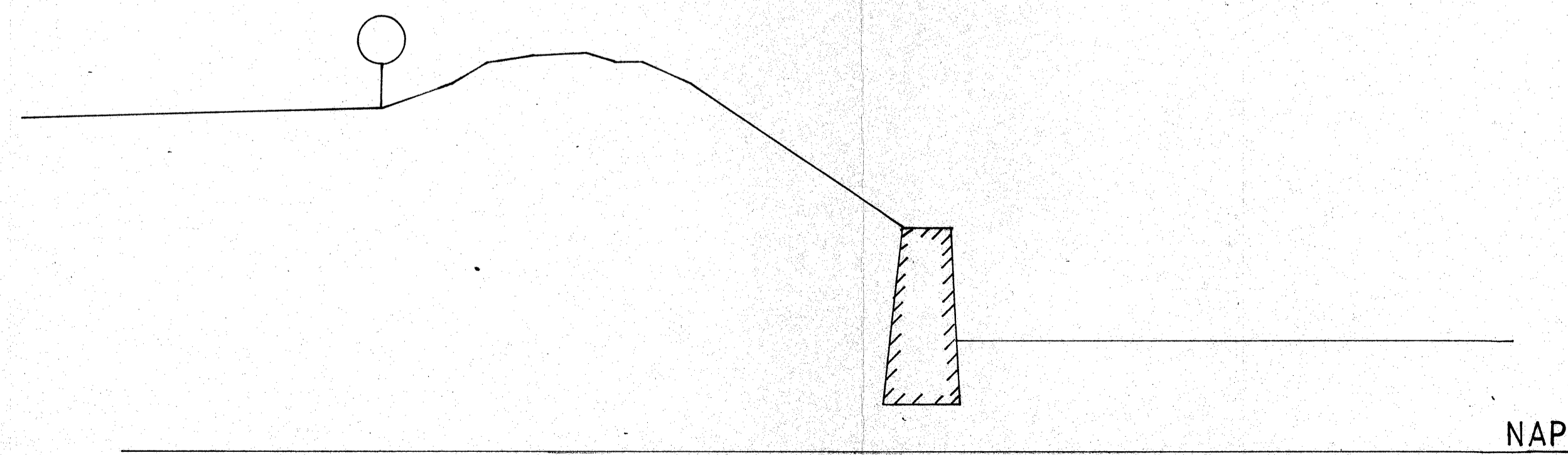
PROFIEL 3



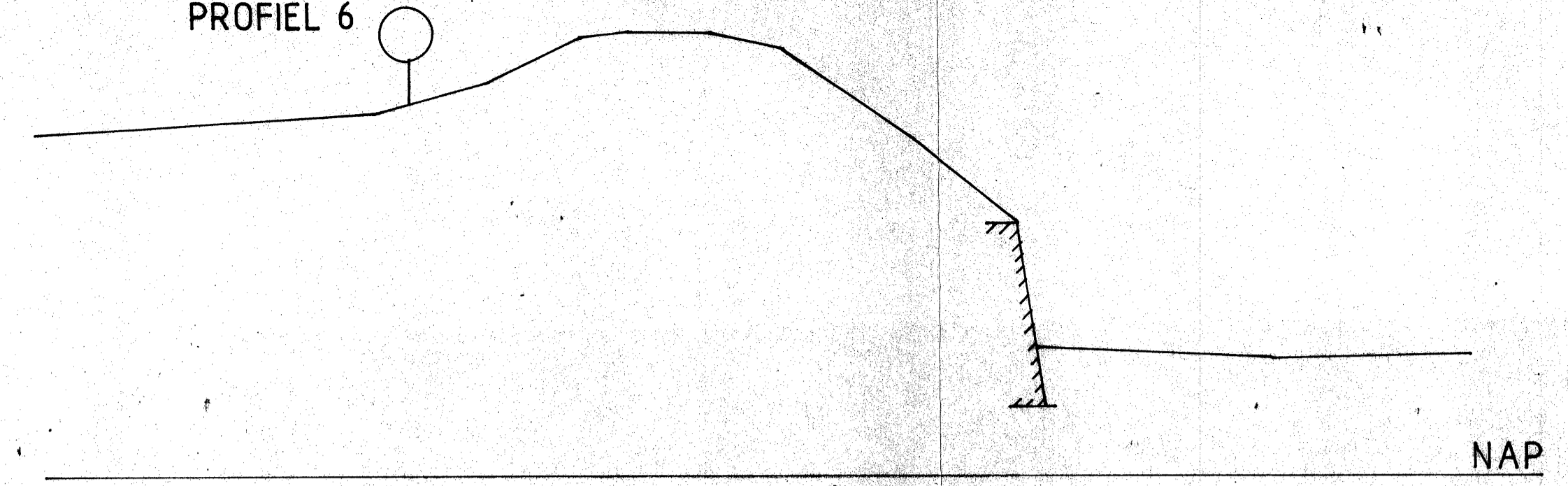
PROFIEL 4



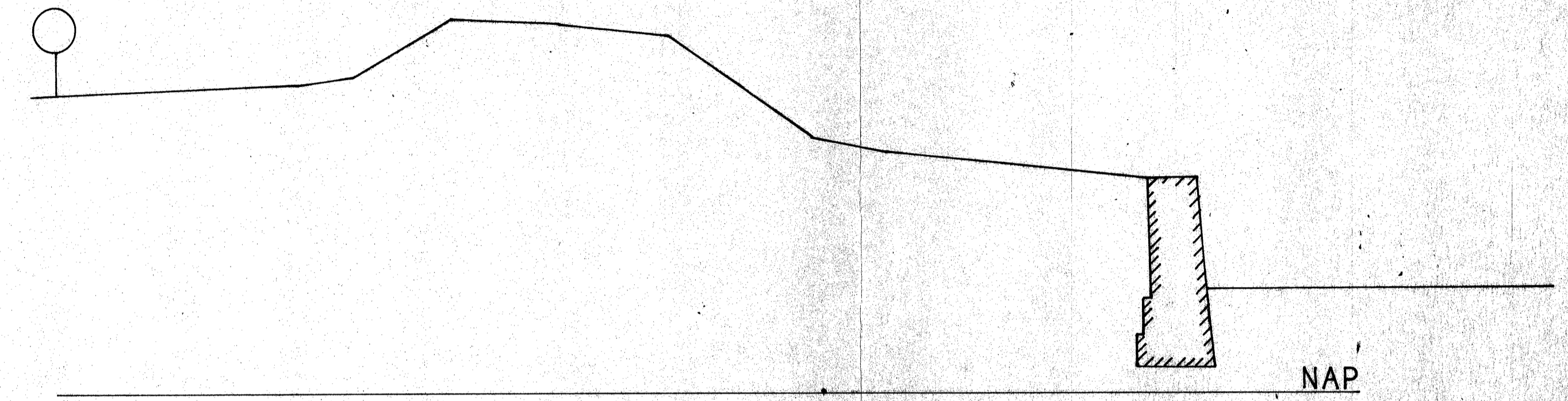
PROFIEL 5



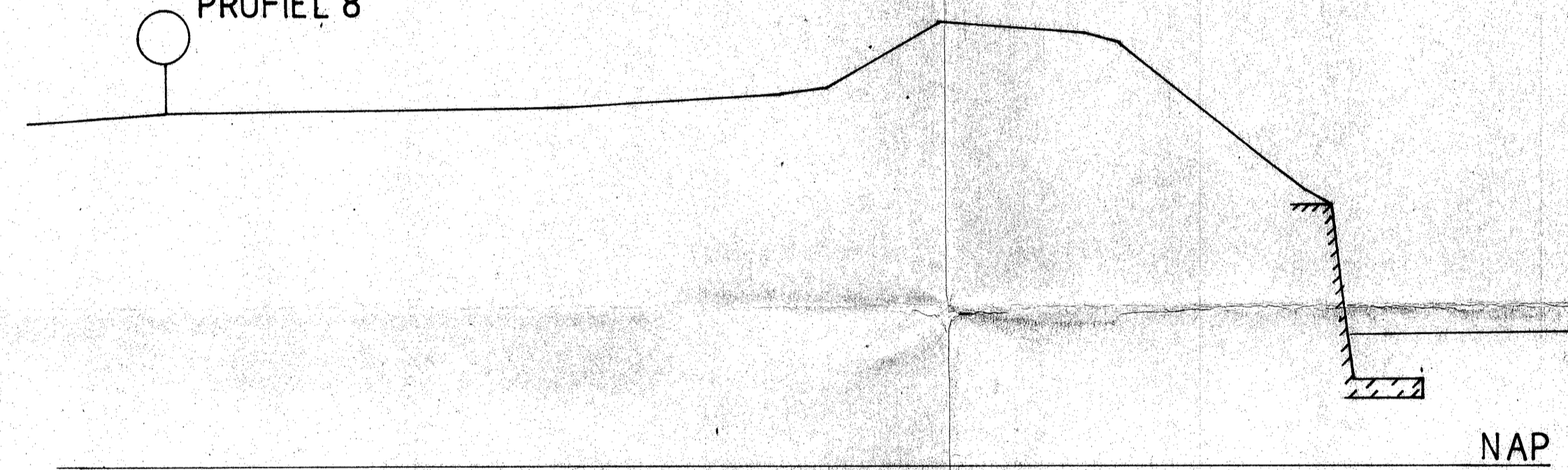
PROFIEL 6



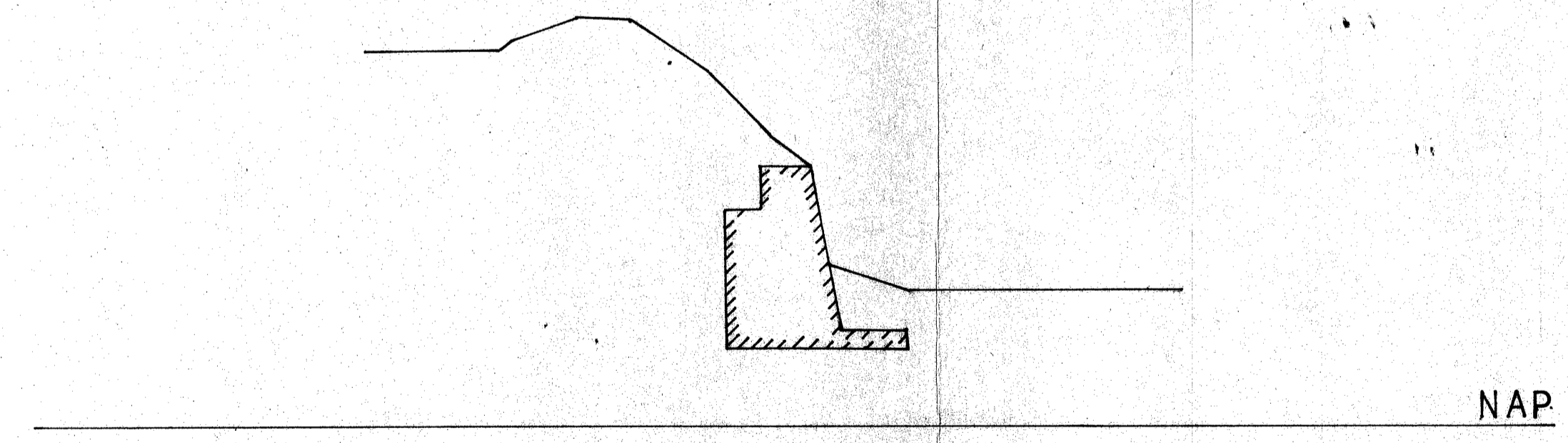
PROFIEL 7



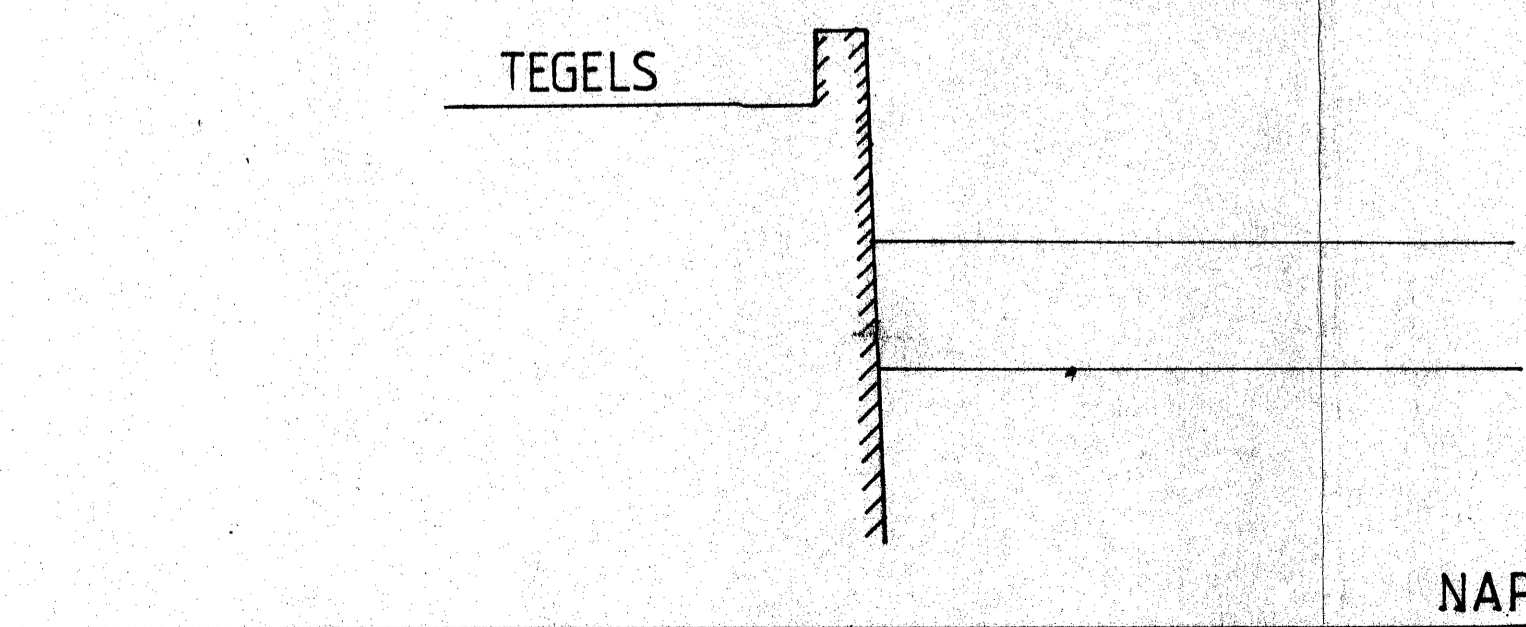
PROFIEL 8



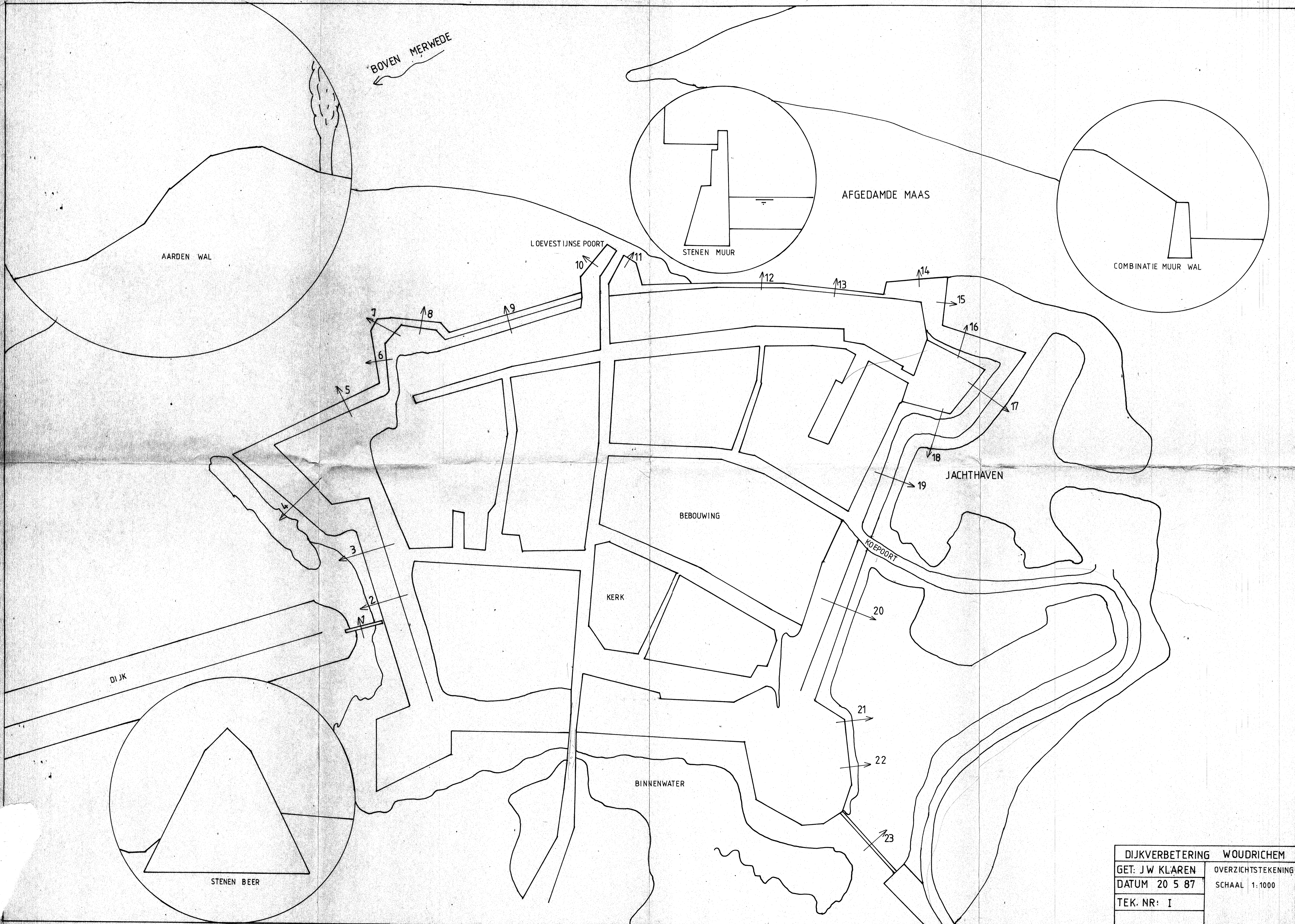
PROFIEL 9



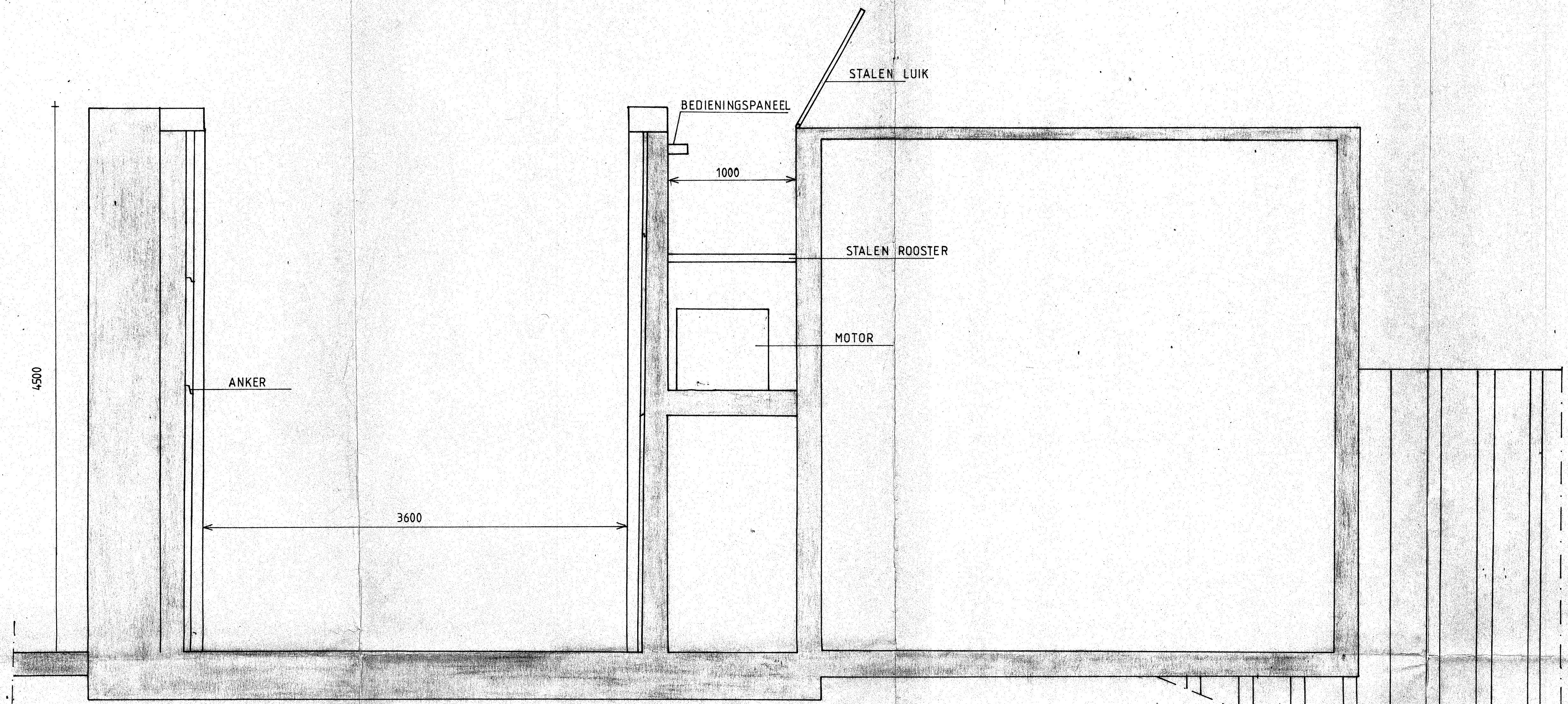
PROFIEL 10



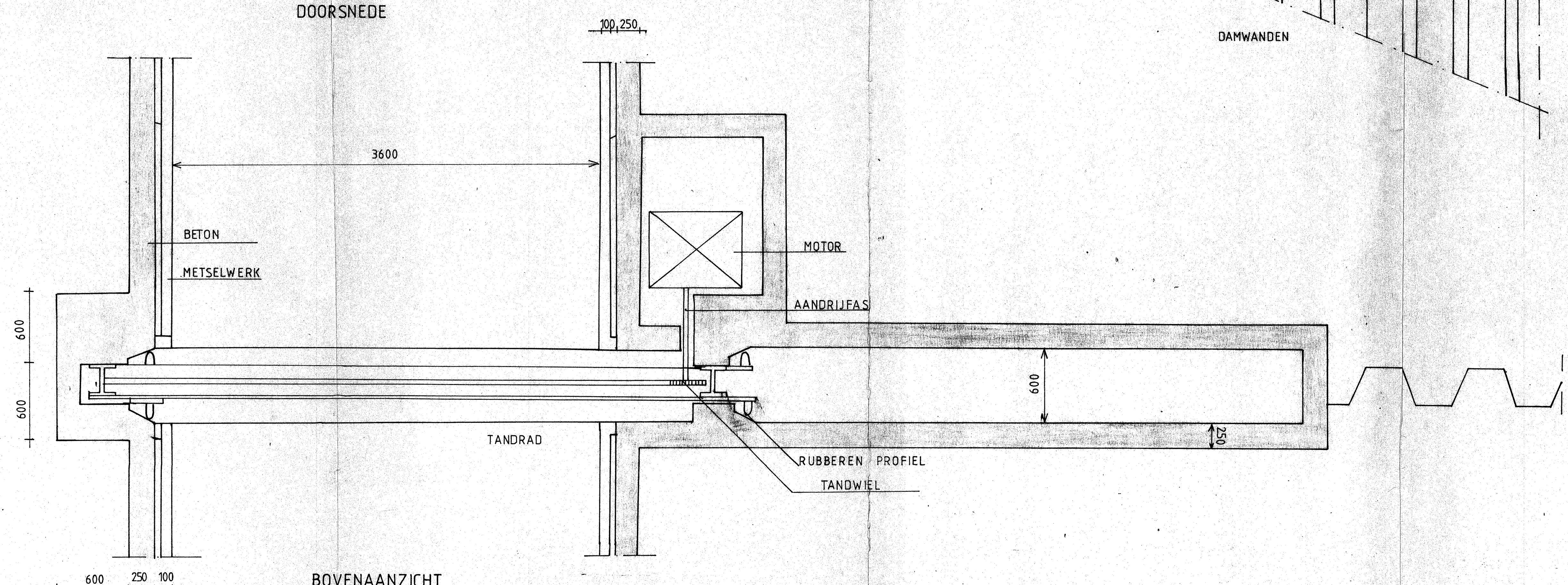
DIJKVERBETERING WOUDRICHEM	
GET: J.W. KLAREN	PROFIELEN 1 TM 10
DATUM 20.5.87	SCHAAL 1:100
TEK. NR: II	



DIJKVERBETERING Woudrichem	
GET: J.W. Klaren	OVERZICHTSTEKENING
DATUM 20 5 87	SCHAAL 1:1000
TEK. NR: I	

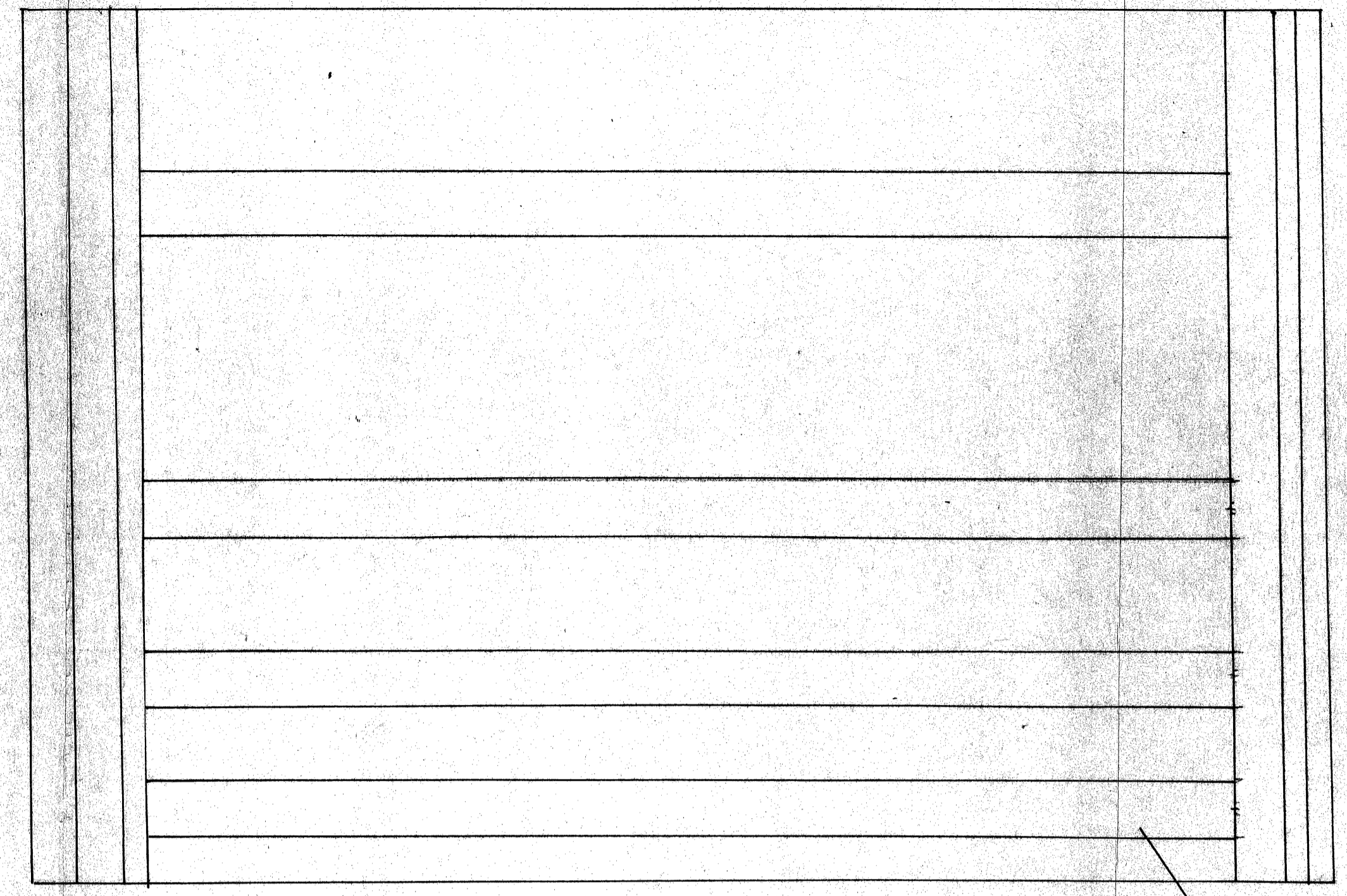
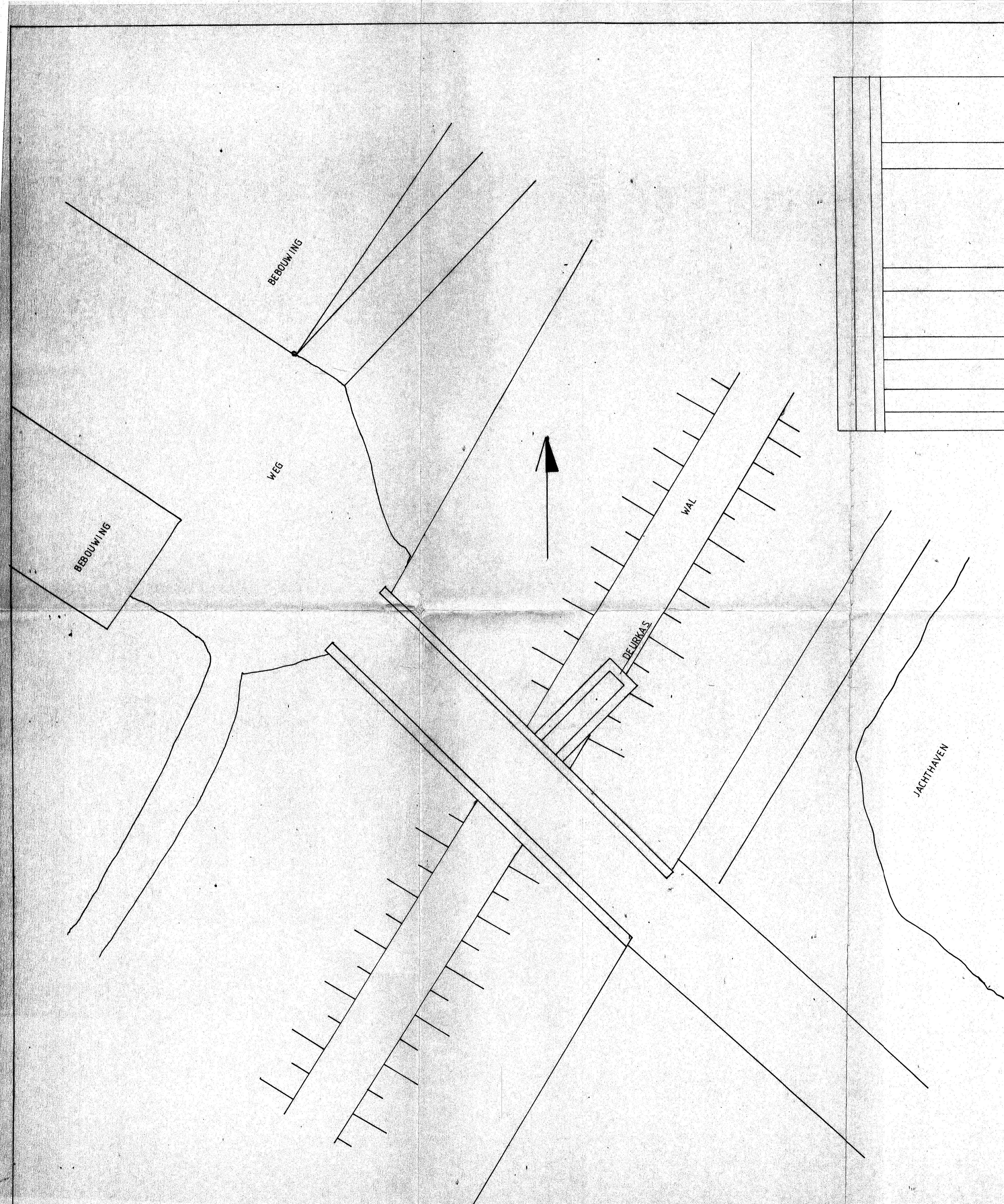


DOORSNEDE

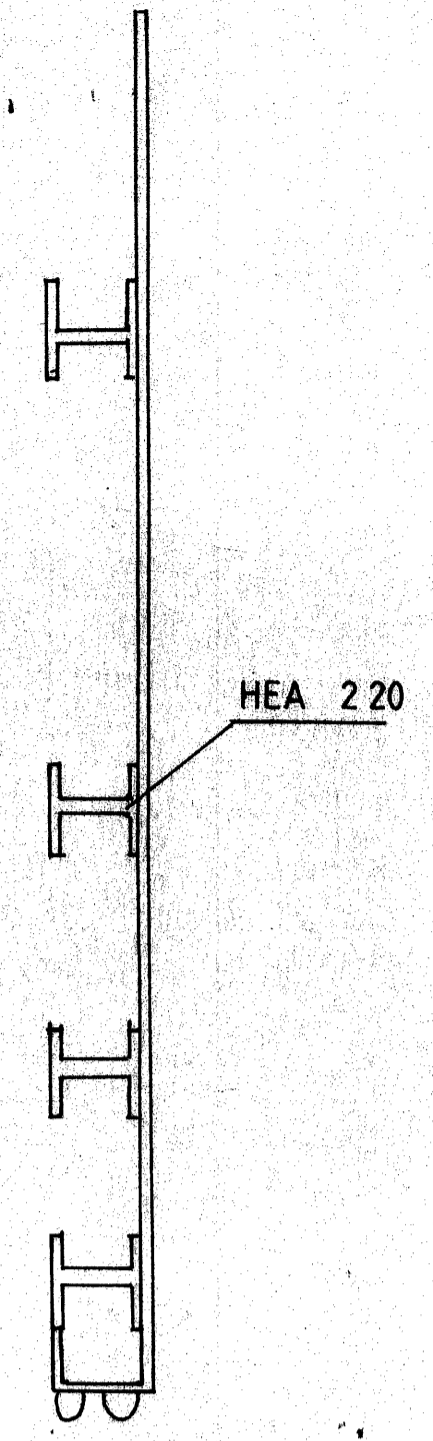


BOVENAANZICHT

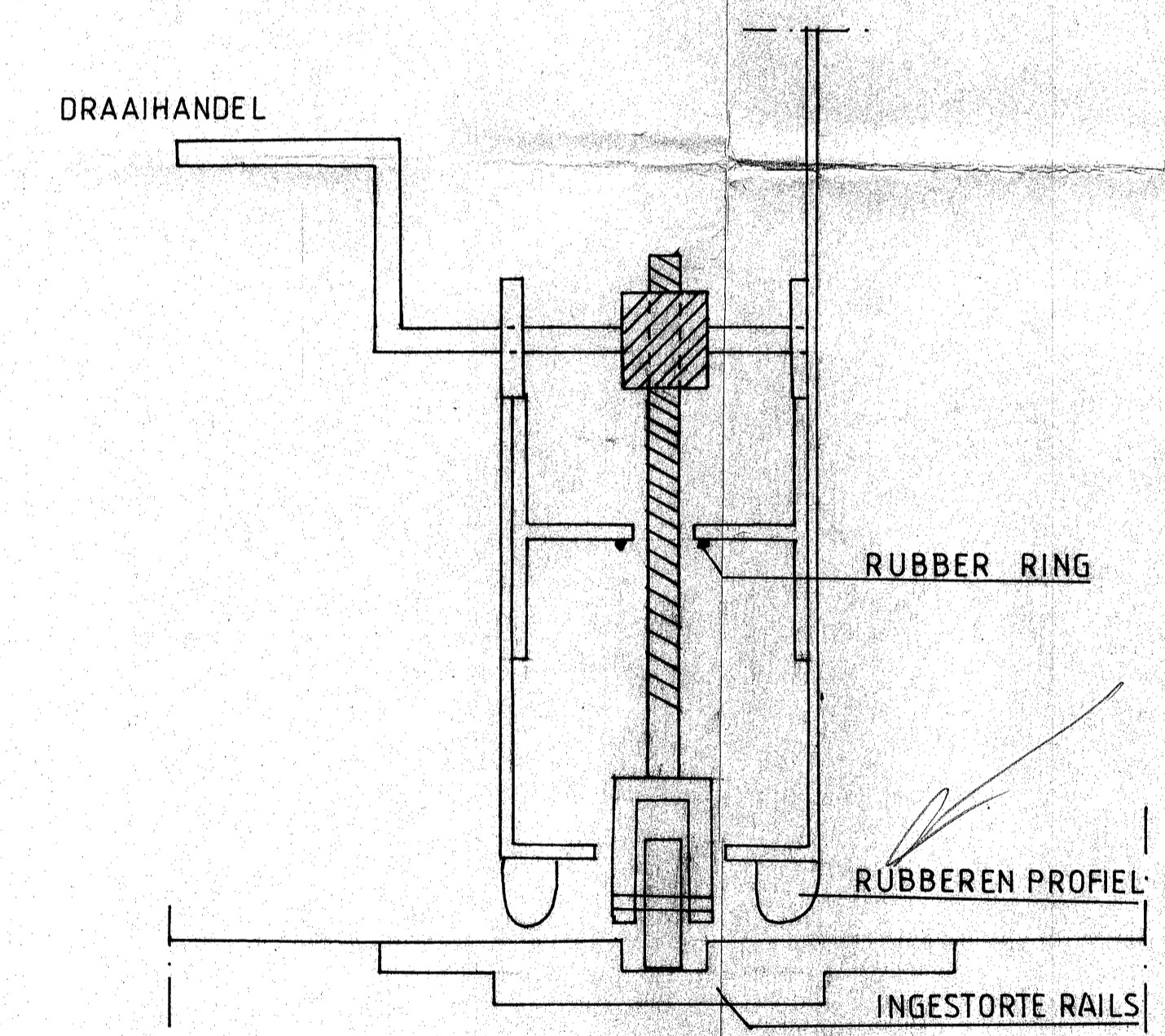
DIJKVERBETERING WOUDRICHEM	
GET: J.W. KLAREN	DOORSNEDE BOVEN
DATUM 20-5-87	AANZICHT COURURE
TEK. NR: VIII	SCAAL 1:20



VOORAANZICHT DEUR
SCHAAL 1:20



DRSN DEUR

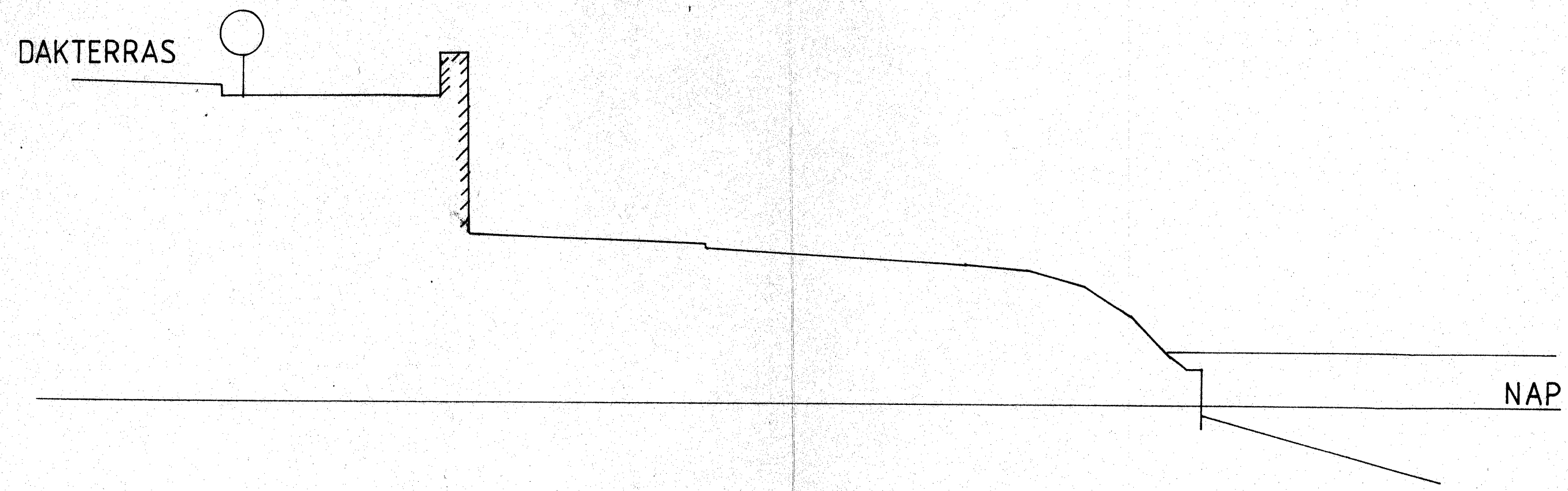


DETAIL WIEL
SCHAAL 1:5

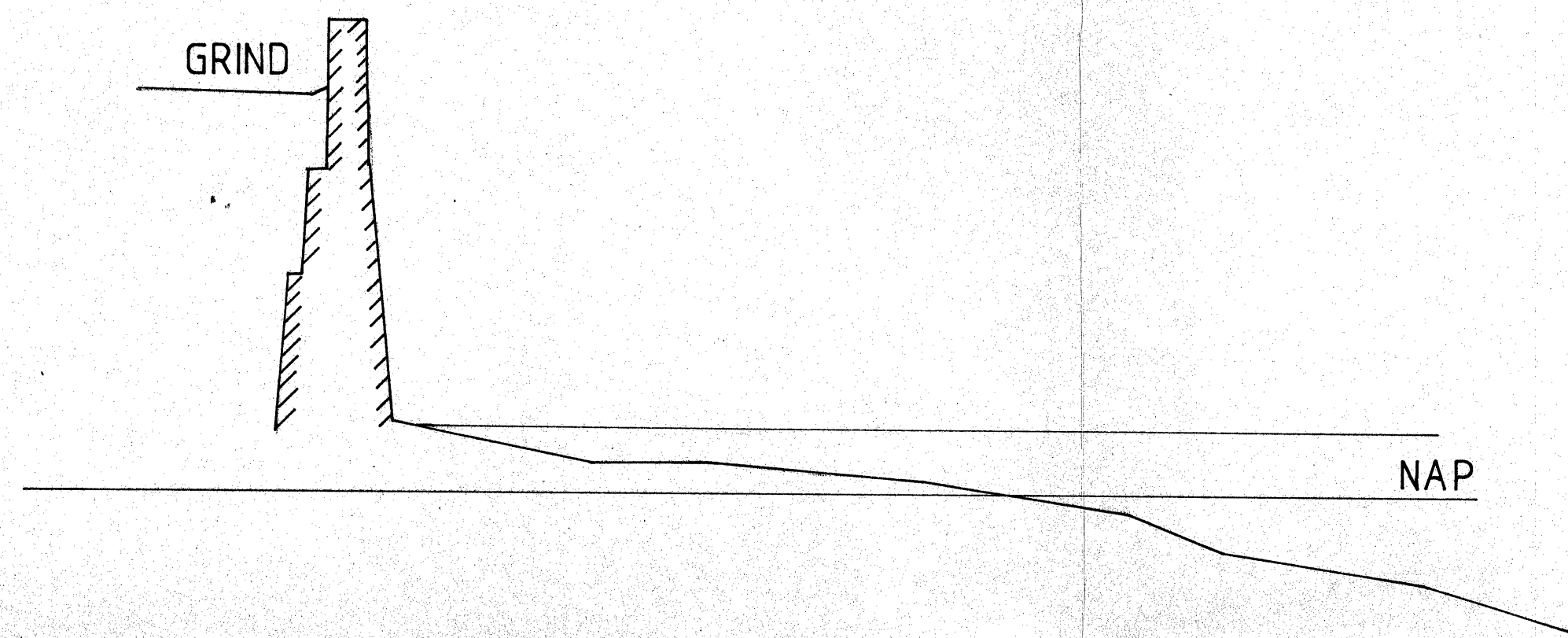
?

DIJKVERBETERING WOUDRICHEM	
GET: J.W. KLAREN	BOVENAANZICHT
DATUM 20.5.87	COUPURE SCHAAAL 1:100
TEK. NR: VI	COUPURDEUR
	DETAIL WIEL

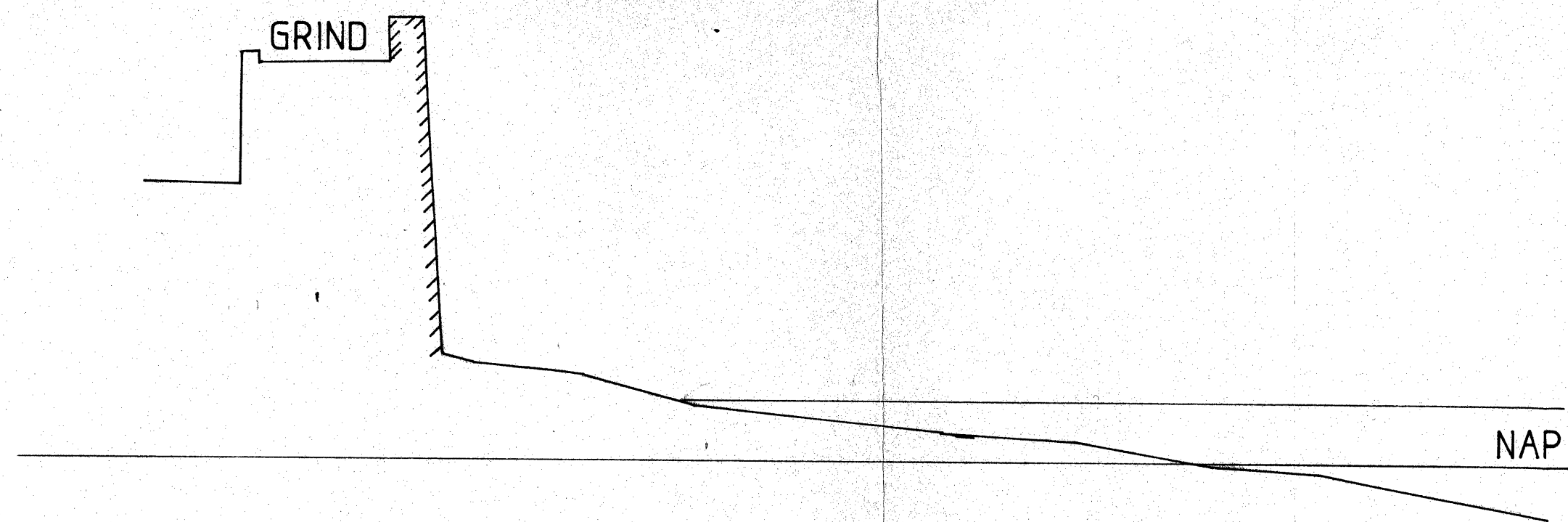
PROFIEL 11



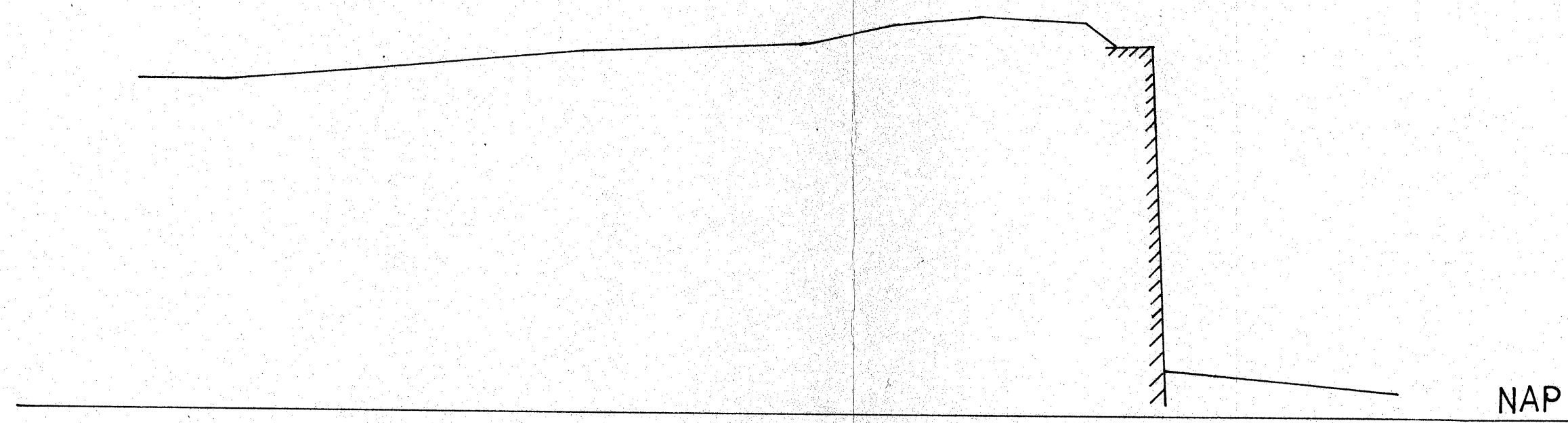
PROFIEL 12



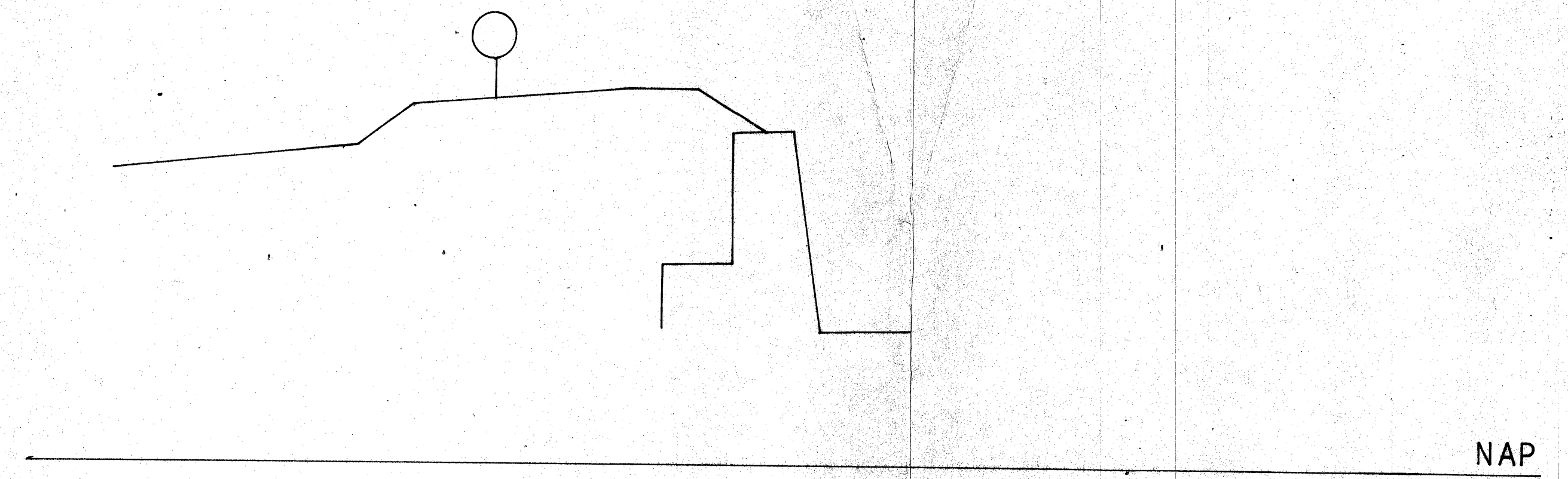
PROFIEL 13



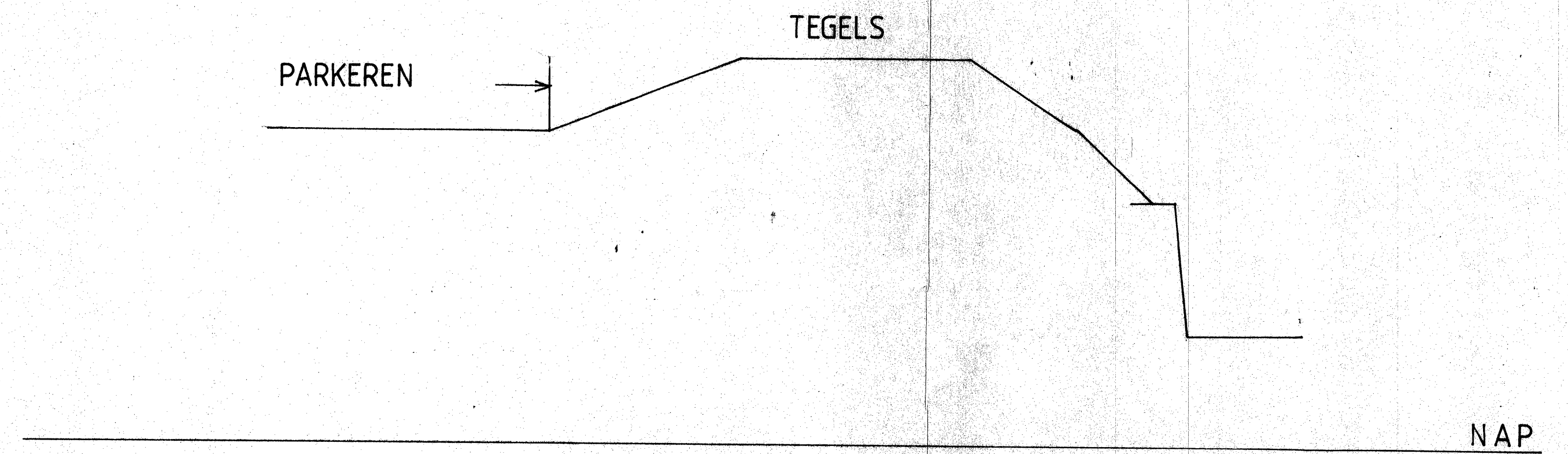
PROFIEL 14



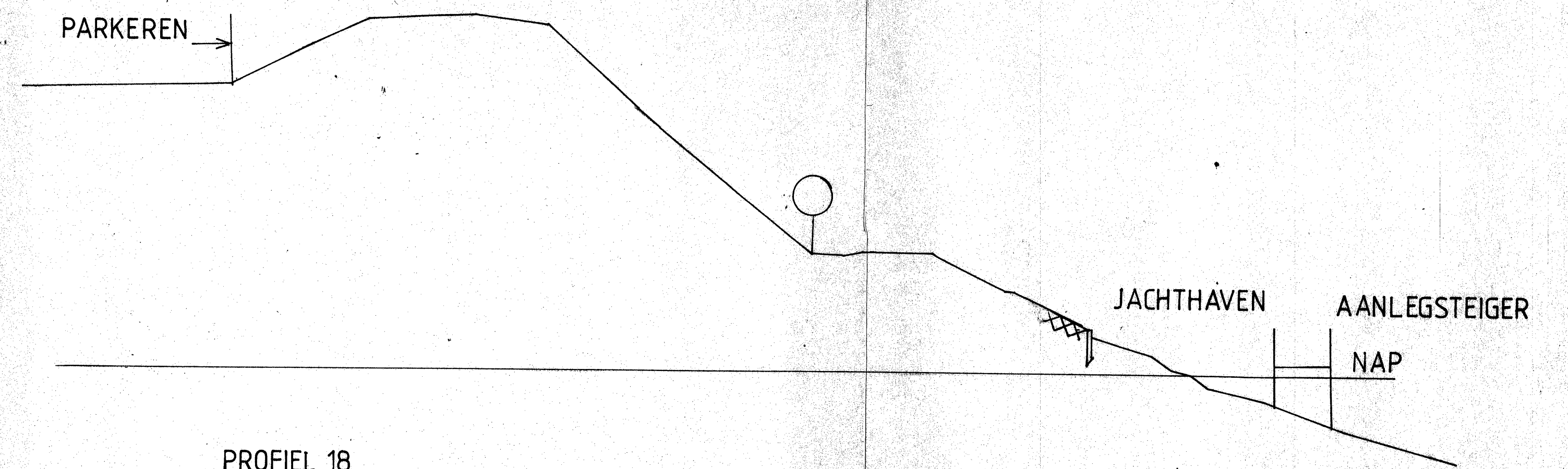
PROFIEL 15



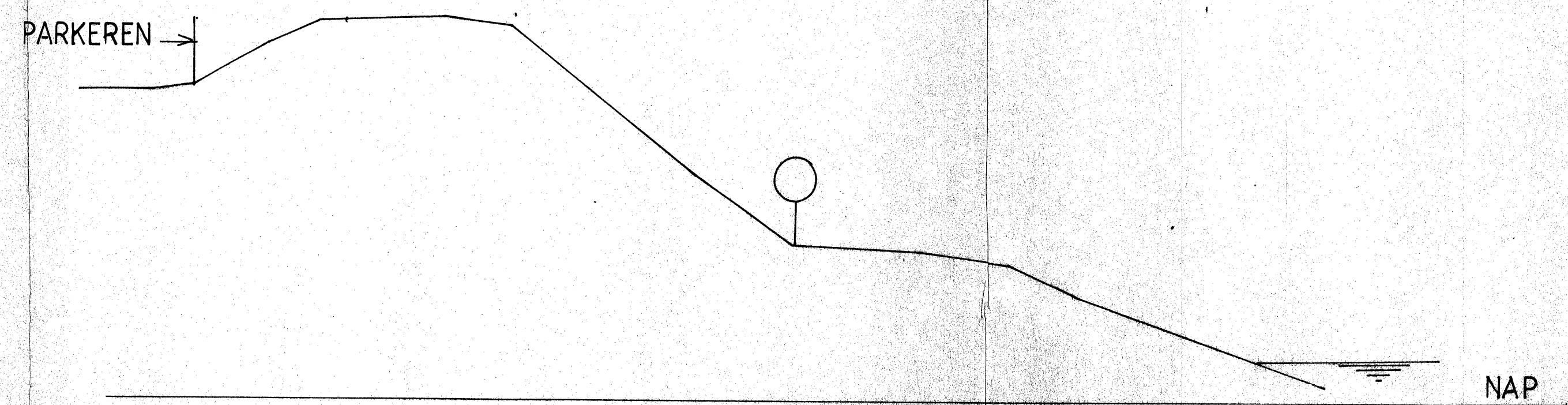
PROFIEL 16



PROFIEL 17

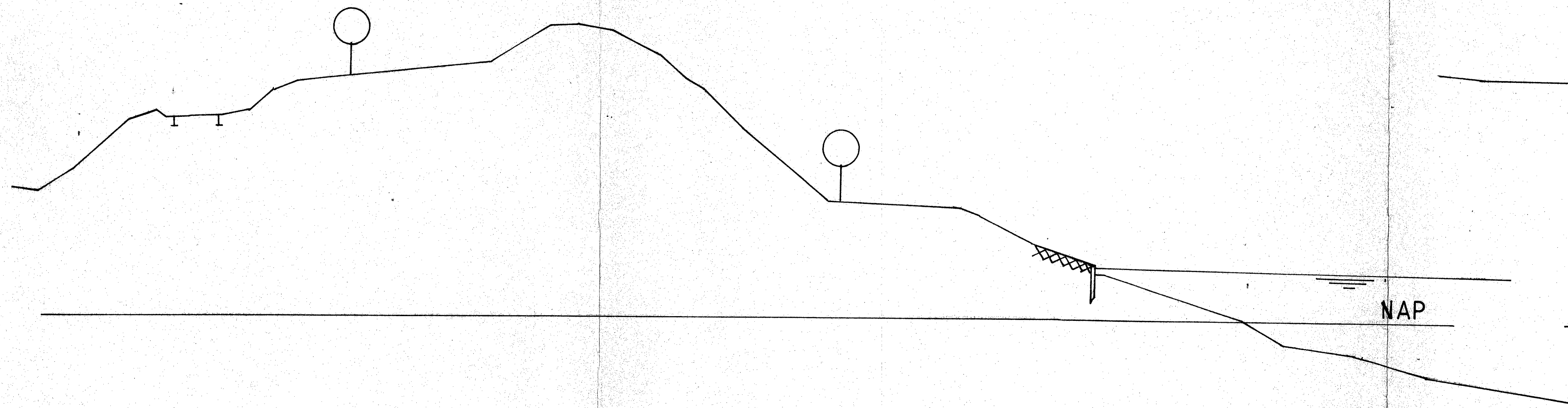


PROFIEL 18

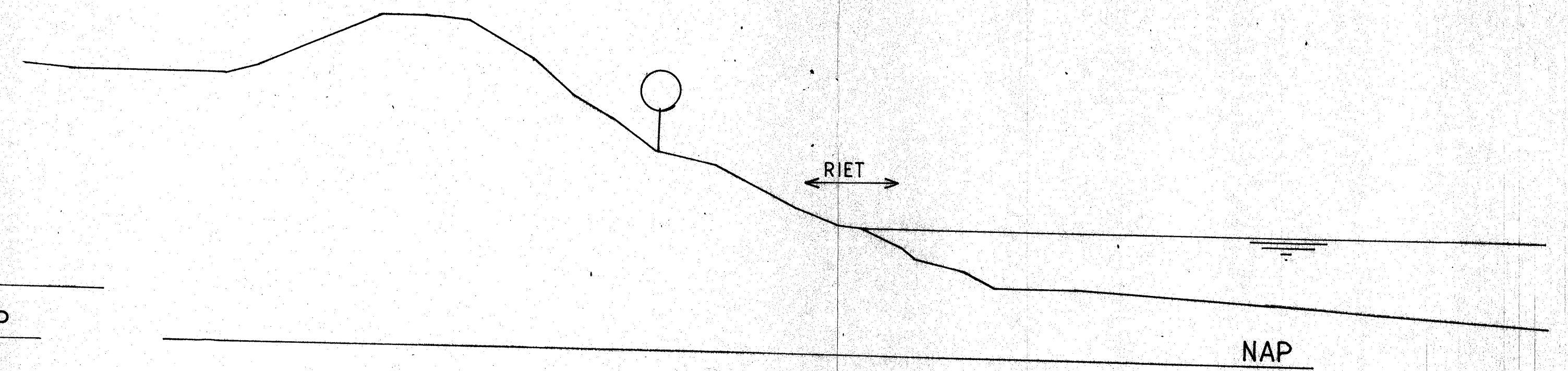


DIJKVERBETERING WOUDRICHEM	
GET. JW KLAREN	PROFIELEN 11 TM 18
DATUM 20-5-87	SCHAAL 1:100
TEK. NR: III	

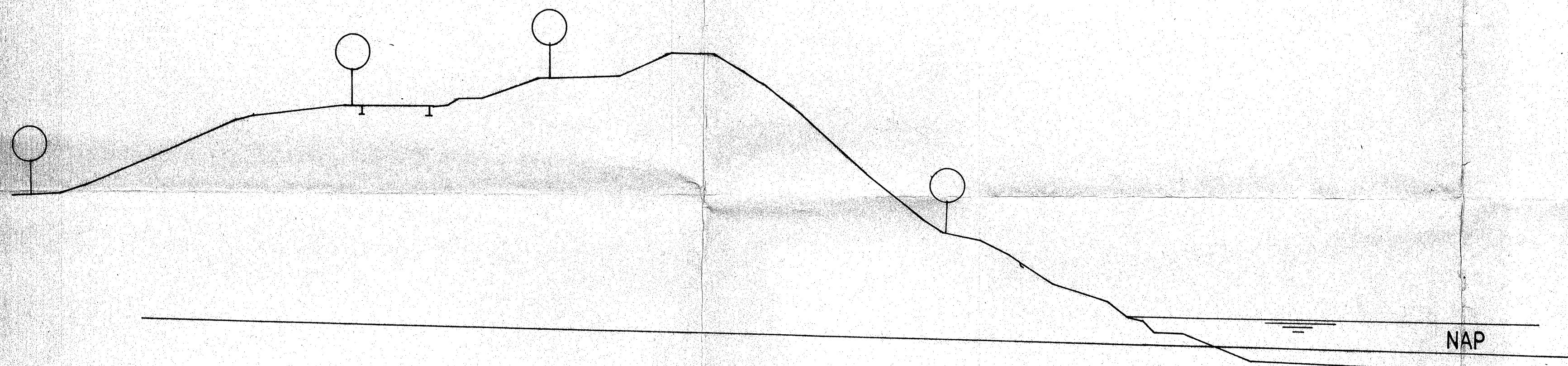
PROFIEL 19



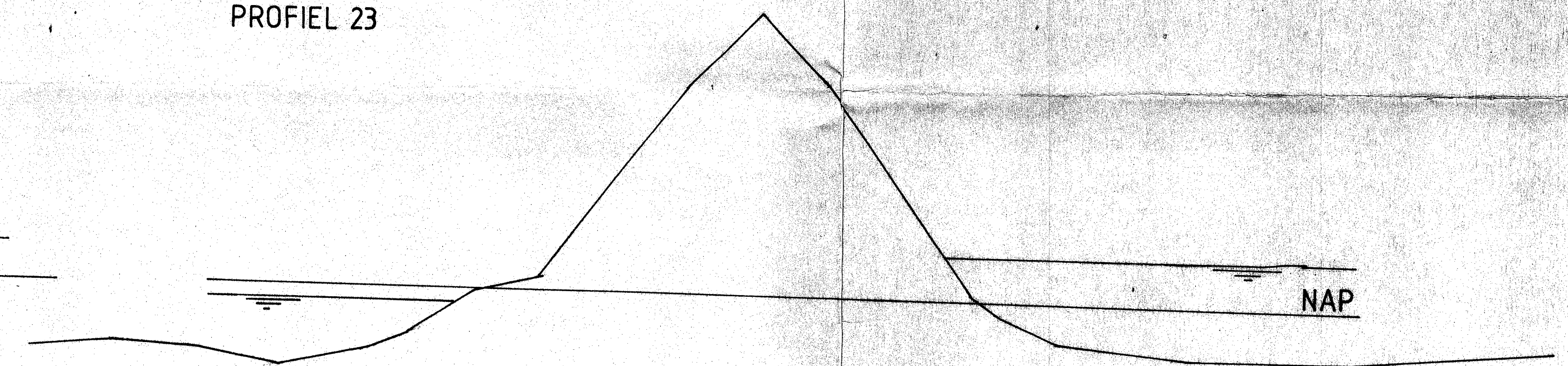
PROFIEL 22



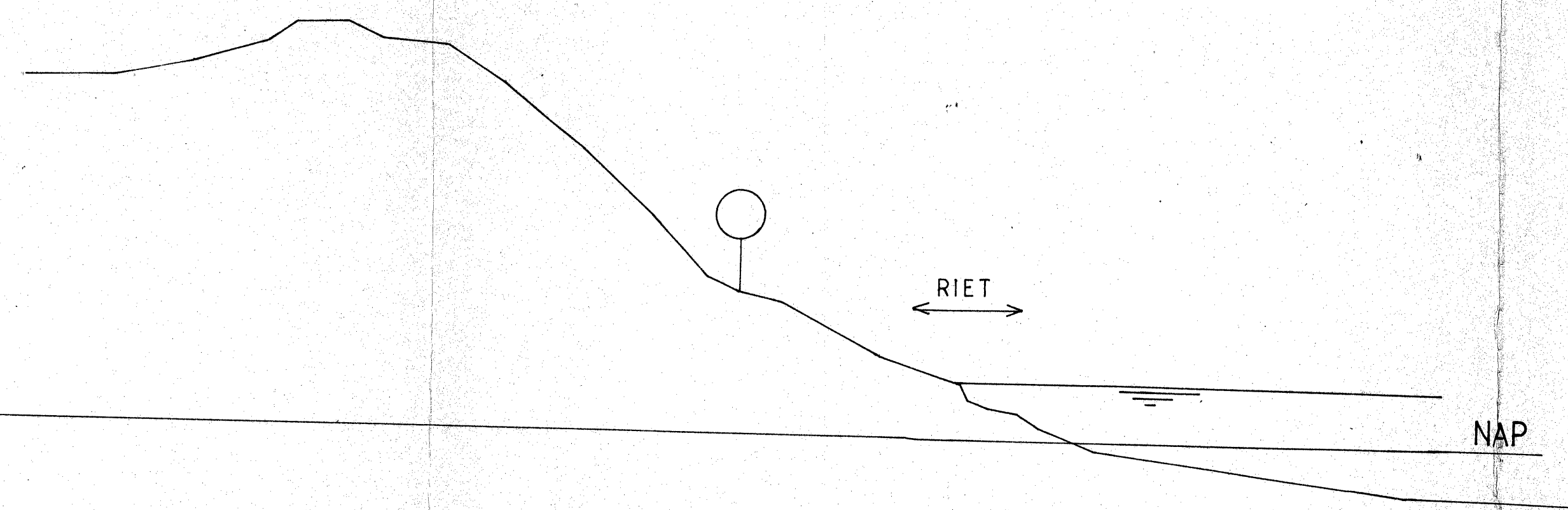
PROFIEL 20






PROFIEL 23



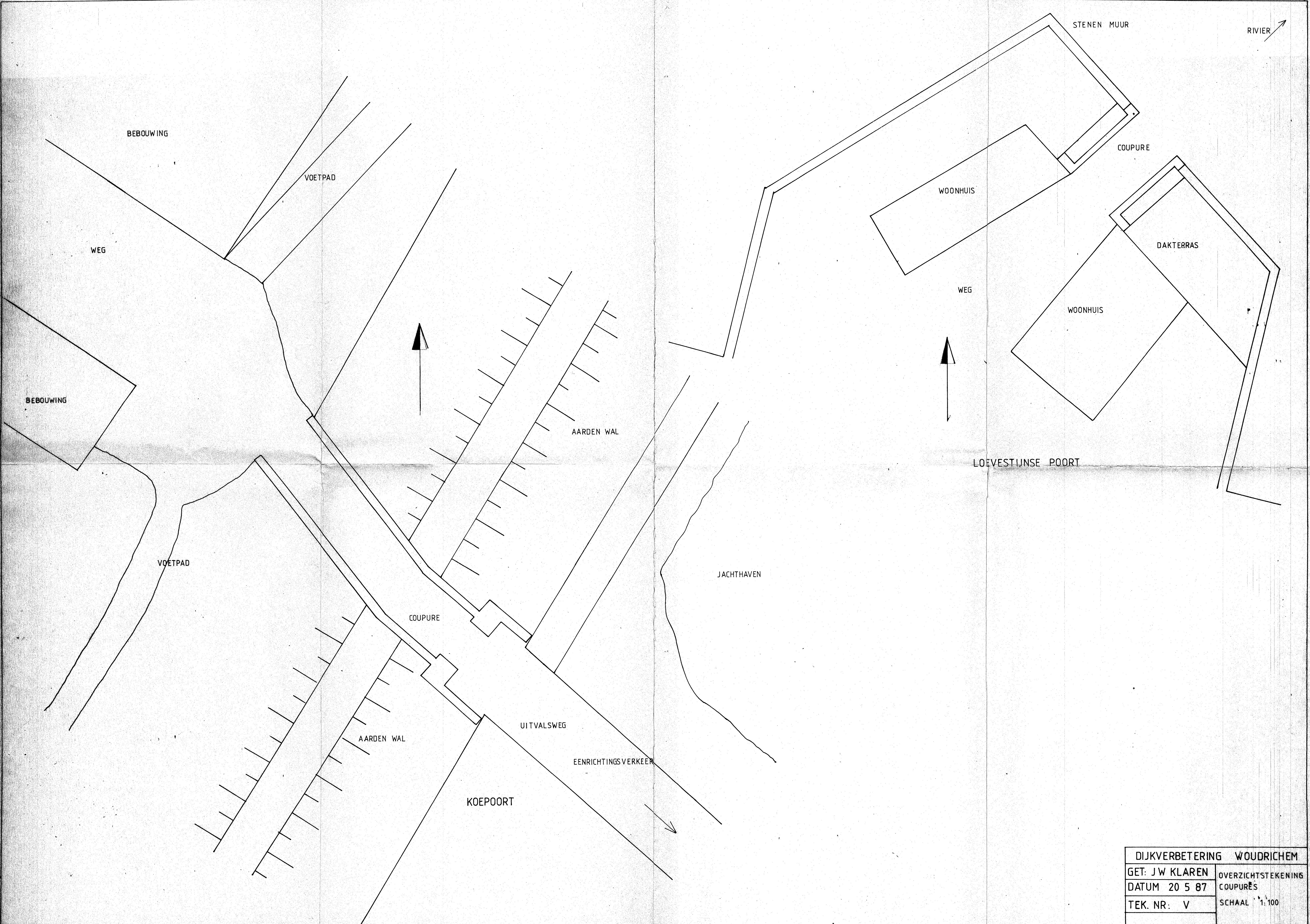
PROFIEL 21



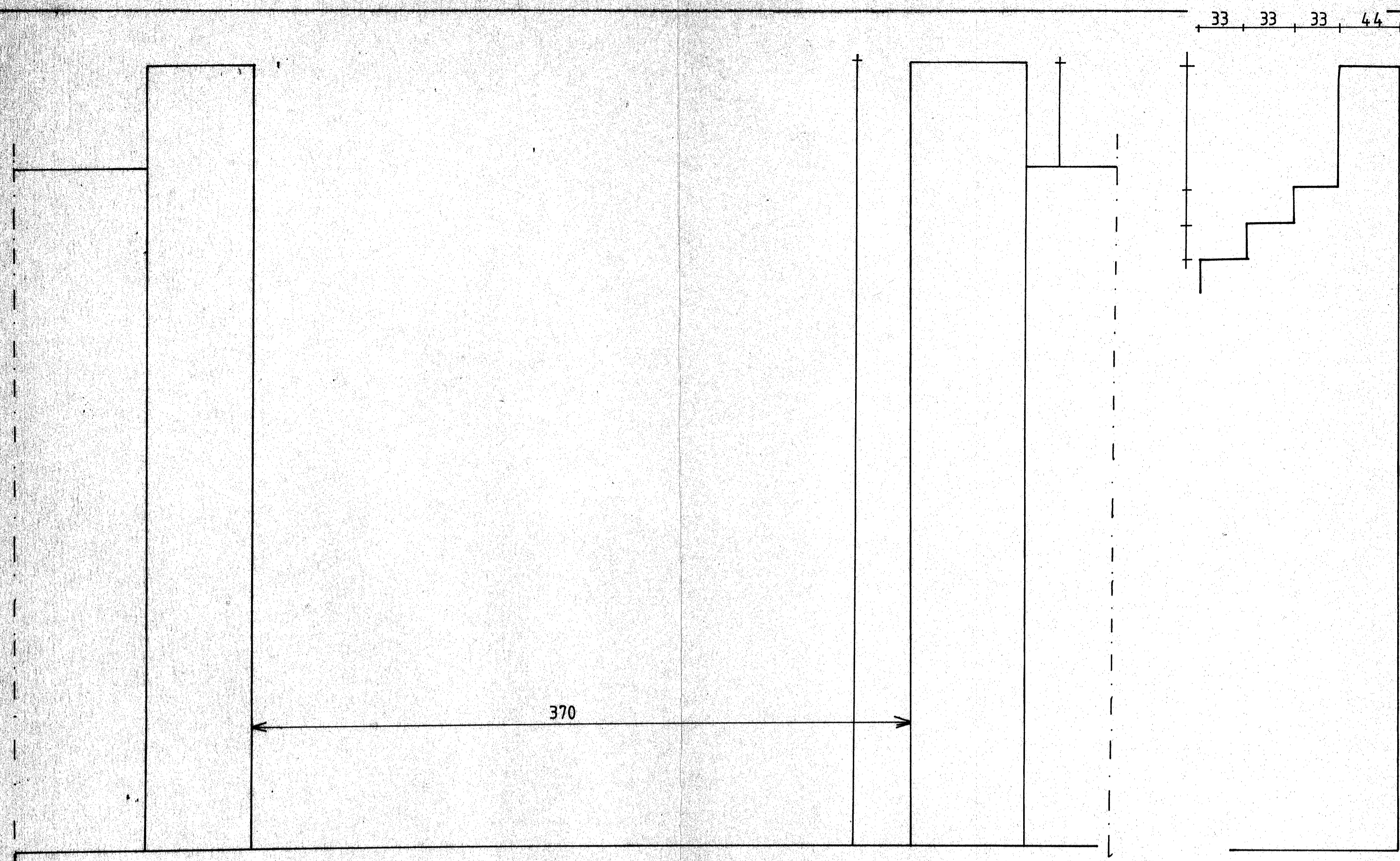
LEGENDA

-  BOMEN
-  VOETPAD
-  OEERVERDEDIGING

DIJKVERBETERING WOUDRICHEM	
GET: JW KLAREN	PROFIELEN 19 TM 23
DATUM 20_5_87	SCHAAL 1:100
TEK. NR: IV	

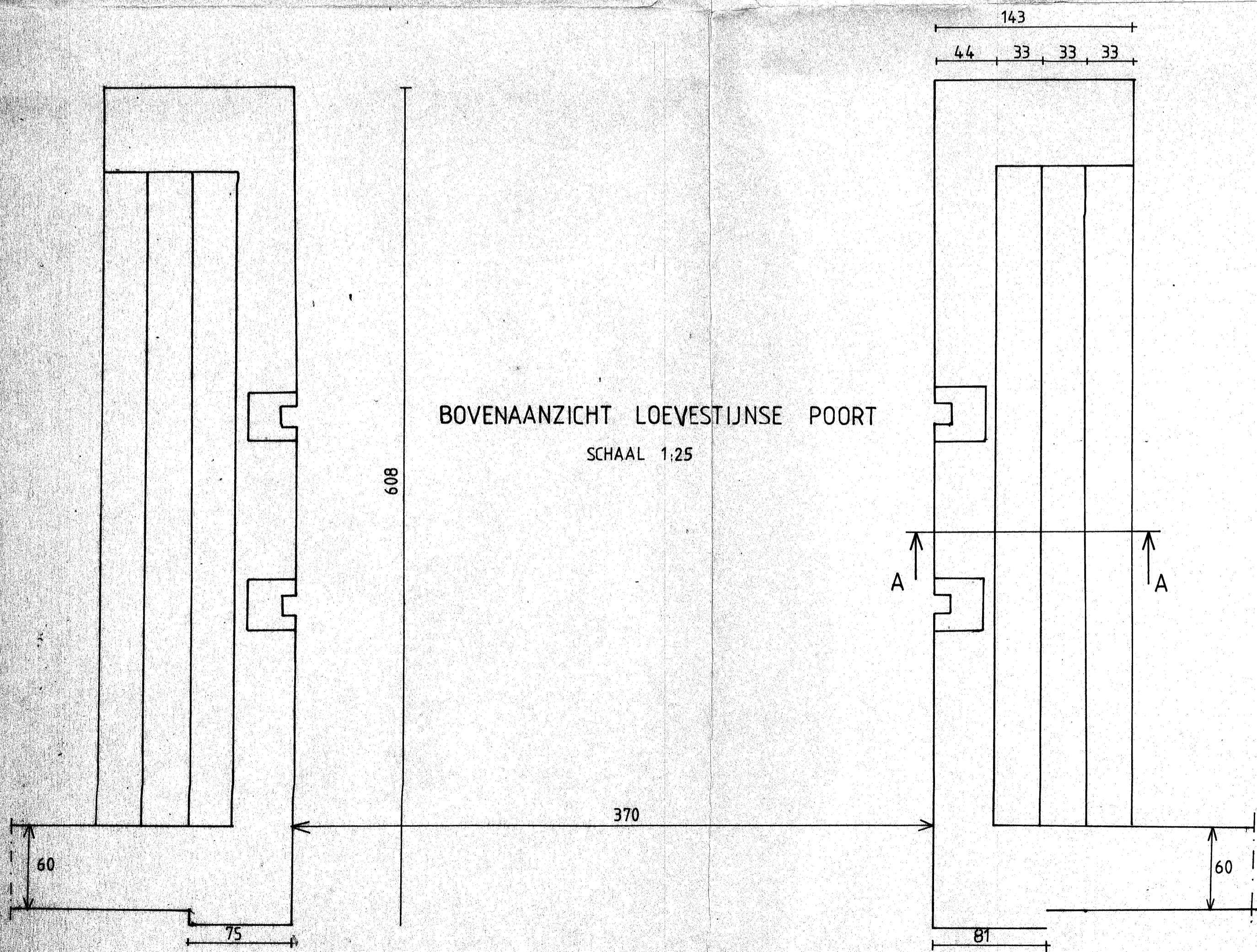


DIJKVERBETERING WoudRICHEM	
GET: JW KLAREN	OVERZICHTSTEKENING
DATUM 20 5 87	COUPURÉS
TEK. NR: V	SCHAAL 1:100



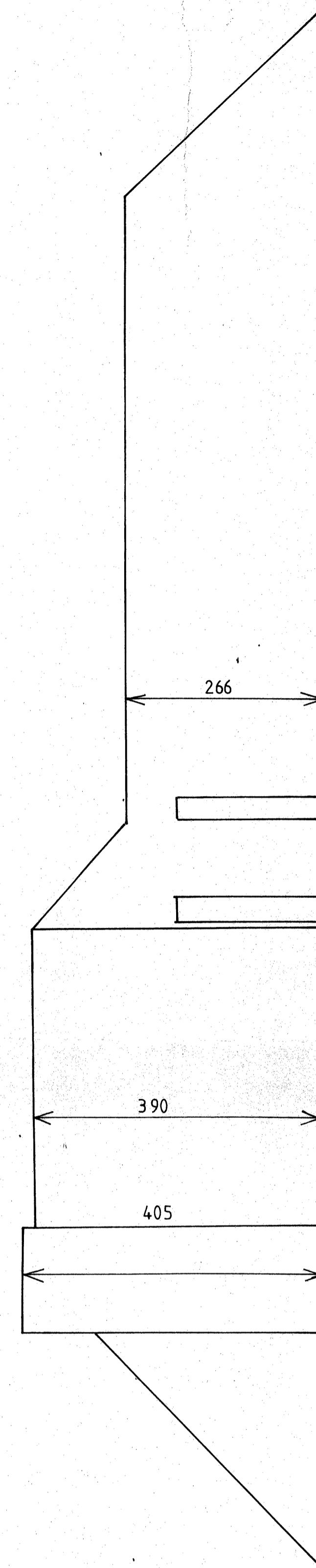
VOORAANZICHT LOEVESTIJNSE POORT
SCHAAL 1:25

DRSN AA
SCHAAL 1:25

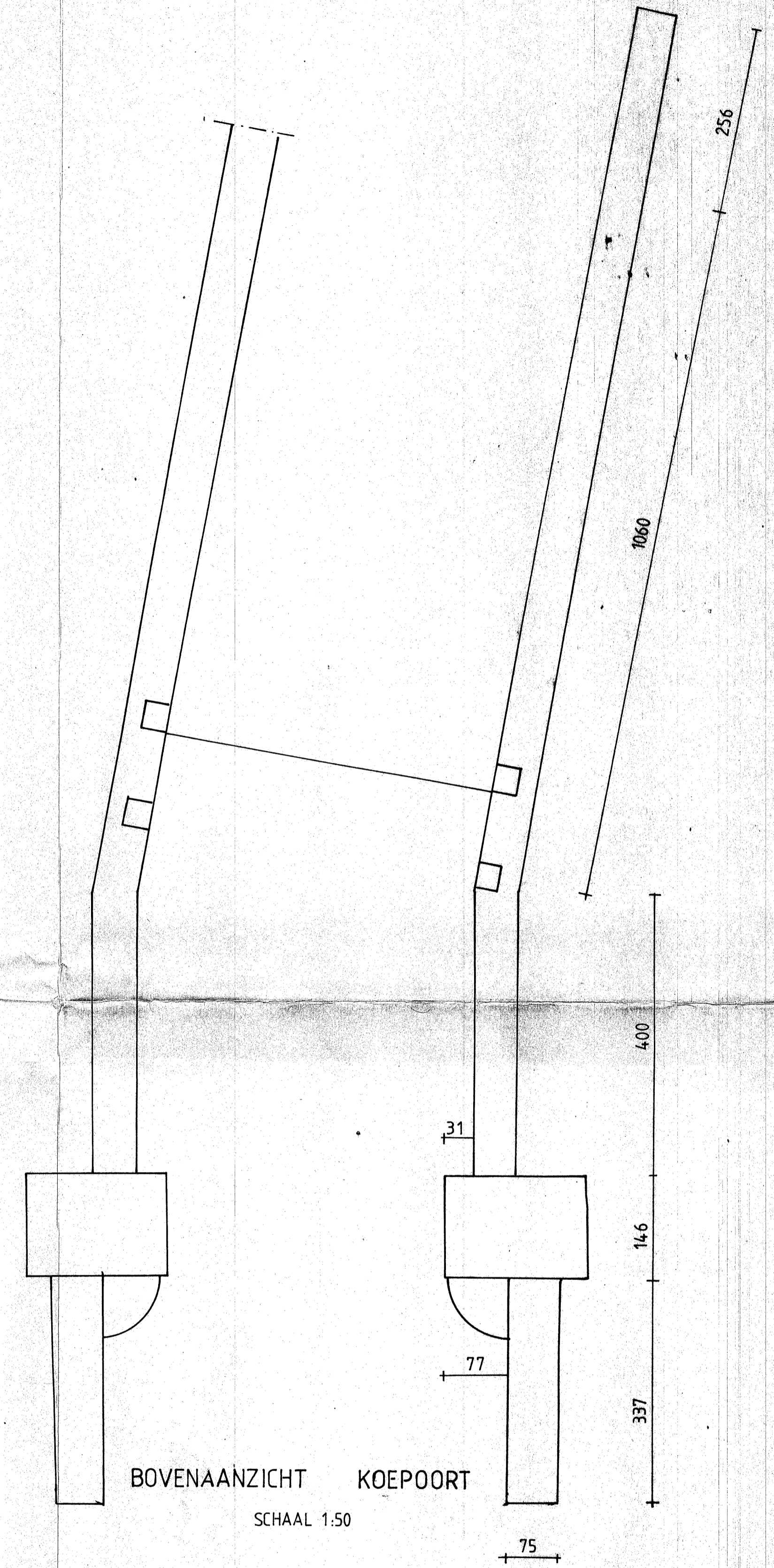


BOVENAANZICHT LOEVESTIJNSE POORT
SCHAAL 1:25

RIVIER



AANZICHT VLEUGELMUUR
SCHAAL 1:50



BOVENAANZICHT KOEPOORT
SCHAAL 1:50

RIVIER

DIJKVERBETERING WOUDRICHEM	
GET: J W KLAREN	DETAILS COUPURES
DATUM 20_5_87	OUDE SITUATIE
TEK. NR: VI	DIVERSE SCHALEN

