

Waterkering Dordrecht

Afstudeerverslag

Afstudeercommissie:
Prof. drs. ir. J.K. Vrijling
ir. K.G. Bezuyen
ir. P.J. Visser
ir. S. Nurmohamed

Sjaak van't Verlaat
Faculteit der Civiele Techniek
TU Delft
Juni 1998

Verte begint bij Dordt
Hier leeft de wal
en daar is overal
Altijd ogen tekort

Ed Leeftang

Voorwoord

Het voorliggende rapport is het resultaat van mijn afstudeerproject dat gedurende de periode september 1997 tot en met mei 1998 heeft plaatsgevonden. Het project is de afsluiting van mijn studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft bij de vakgroep waterbouwkunde. Onderwerp van het afstuderen was de waterkering van Dordrecht. Gedurende de gehele periode ben ik als stagiair in dienst geweest van de Dienst Weg- Waterbouwkunde te Delft. De collega's die mij in deze periode hebben geholpen wil ik langs deze weg bedanken. De leden van de afstudeercommissie bedank ik voor de begeleiding gedurende het afstuderen. Naast deze mensen, die mij inhoudelijk hebben geholpen, wil ik tenslotte iedereen die mij in het afgelopen jaar heeft gesteund daarvoor bedanken.

Sjaak van't Verlaat
Delft, mei 1998

Samenvatting

De hoofdwaterkering van Dordrecht, waarvan de Voorstraat een belangrijk onderdeel vormt, is vanaf het eind van de jaren zeventig onderwerp van studie geweest. De kering voldeed niet aan de eisen van de Deltawet en moest hieraan aangepast worden. De beslissing tot de bouw van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg in 1989 maakte verdere studie naar dijkversterking overbodig. De marge tussen de actuele hoogte en de maatgevende waterstanden is echter klein en zorgt ervoor dat de kering slecht kan inspelen op veranderingen in de randvoorwaarden. Aangezien er indicaties zijn dat de maatgevende waterstanden hoger zijn, is het doel van deze studie het vinden van een oplossing voor de hoofdwaterkering van Dordrecht die in kan spelen op veranderingen in de toekomst.

De gehele binnenstad van Dordrecht heeft de status van beschermd stadsgebied. De vele monumenten en de historische structuur maken de stad uniek voor Nederland. Het huidige tracé over de Voorstraat loopt dwars door een druk winkelgebied. Gezien deze factoren vereist het zoeken naar een oplossing veel aandacht voor de inpassing van de waterkering in het stadsbeeld. Het meest veelbelovende alternatief dat uit eerdere studies naar voren is gekomen was een keermuur geïntegreerd in de buitendijkse huizen van de Voorstraat. Deze oplossing is door de hoge kosten en protesten van bewoners en ondernemers nooit gerealiseerd.

Naast alle in het verleden opgestelde tracés zijn in deze studie vijf tracés opgesteld. Na een eerste beoordeling zijn vijf tracés gekozen om mee te nemen in de studie. Op elk tracé komen bepaalde karakteristieke profielen voor. In totaal zijn er vijf van deze profielen te onderscheiden. Voor elk van deze profielen is de constructie gekozen die hierbij het beste past. Uit de tracés komt het tracé langs de kaden van binnenstedelijke havens als meest wenselijke tracé naar voren. De criteria die bij deze keuze de meeste waarde hebben gekregen zijn afgeleid van de stedenbouwkundige en cultuurhistorische aspecten. Het gekozen tracé is daardoor een kostbaar alternatief.

De constructies die op het gekozen tracé worden toegepast zijn een keermuur geïntegreerd in de panden en een schuifkering geïntegreerd in de kaden. Beide constructies combineren een waterkerende functie met een bestaande functie. Hierdoor besparen ze schaarse ruimte, wat ze uitermate geschikt maakt voor waterkeren in stedelijk gebied. De inpassing van de keringen in het stadsgezicht is goed, omdat ze onder dagelijkse omstandigheden nauwelijks zichtbaar aanwezig zijn.

Op een representatief deeltraject is de verticale schuifkering, geïntegreerd in de kademuur, uitgewerkt. De kering bestaat uit secties van 20 m. Voor het bewegingssysteem van de schuif is gekozen voor twee hydraulische vijzels per sectie. De afsluiting van de schuif met de betonconstructie geschiedt met een tubeafdichting. De afdichting tussen de schuiven onderling is gewaarborgd door een flexibele slab. De geraamde kosten van de schuifkering op het uitgewerkte deeltraject zijn ongeveer fl. 28.000,-/m. Een schatting van de kosten van het totale tracé is niet te geven.

Uit het onderzoek is geconcludeerd dat de waterkering van Dordrecht niet zonder vergaande, kostbare, ingrepen kan worden versterkt. Door uit te gaan van een planperiode van 100 jaar en hogere waterstanden dan de officiële, biedt de gekozen oplossing een duurzame oplossing voor de toekomst. Een algemene conclusie is dat constructies die hun waterkerende functie integreren met een bestaande functie het meest geschikt zijn voor waterkeren in gebieden waar weinig ruimte beschikbaar is, zoals steden.

Inhoudsopgave

Voorwoord	i
Samenvatting	iii
Inhoudsopgave	v
1 Inleiding	1
2 Gebiedsbeschrijving	3
<u>2.1 Rivierkundig</u>	3
<u>2.2 Stedebouwkundig</u>	4
3 Historisch overzicht	9
4 Probleembeschrijving	13
<u>4.1 Probleembeschrijving</u>	14
<u>4.2 Doelstelling</u>	14
5 Ontwerpstrategie	15
<u>5.2 Integrale ontwerpstrategie</u>	15
<u>5.3 Hoofdaspecten</u>	16
<u>5.4 Consequenties voor het planproces</u>	17
6 Beperkingen	
<u>6.1 Randvoorwaarden</u>	19
<u>6.2 Uitgangspunten</u>	19
<u>6.3 Programma van eisen</u>	21
7 Ontwikkelen alternatieven	23
<u>7.1 Tracés</u>	23
7.1.1 Inventarisatie	23
7.1.2 Keuze tracés	24
<u>7.2 Constructies</u>	26
7.2.1 Eisen aan een waterkerende constructie	26
7.2.2 Principe-oplossingen	27
7.2.3 Inventarisatie	28
7.2.4 Keuze constructies op deeltrajecten	30
<u>7.3 Samenstellen en beoordelen van alternatieven</u>	38
<u>7.4 Vergelijking van alternatieven</u>	46
<u>7.5 Conclusie</u>	47
8 Bepaling hoogteprofiel	49
<u>8.1 Waakhoogte</u>	49
8.1.1 Lokale opwaaiing	49
8.1.2 Buistoten en bui-oscillaties	49
8.1.3 Golfoploop en golfoverslag	49

9 Ontwerp verticale schuifkering	51
<u>9.1 Ontwerp bovenbouw</u>	51
9.1.1 Keuze bewegingsmechanisme	51
9.1.2 Keuze afsluitingsmechanisme	52
9.1.3 Belastingafdracht schuif	53
<u>9.2 Onderhoud- en beheersaspecten</u>	55
<u>9.3 Uitvoeringaspecten</u>	55
9.3.1 Sectielengte	55
<u>9.4 Kosten</u>	56
10 Conclusies en aanbevelingen	57
<u>10.1 Conclusies</u>	57
<u>10.2 Aanbevelingen</u>	57
Referenties	59
Bijlagen:	
Bijlage A: Analysefase	
A.1 Inventarisatie	
A.2 Historisch overzicht	
A.3 Opgestelde tracés	
A.4 Indeling in deeltrajecten	
A.5 Constructieve elementen	
A.6 Beschrijving constructies	
A.7 Beoordeling en keuze constructies	
A.8 Zelfoprijvende waterkering	
Bijlage B: Ontwerpfase	
B.1 Aanpak ontwerpberekening	
B.2 Waakhoogte	
B.3 Uitwendig krachtenevenwicht	
B.4 Grondopbouw	
B.5 Gronddrukken	
B.6 Dimensionering damwand	
B.7 Dimensionering palen	
B.8 Krachten op schuif	
B.9 Wanden	
B.10 Schuif	
B.11 Vloer	
B.12 Herbeschouwing uitwendig evenwicht	
B.13 Ontwerp schuifkering	
B.14 Uitvoering	
B.15 Tijdsplanning	
B.16 Kosten	

1 Inleiding

Aan een splitsing van rivieren in het benedenrivierengebied ligt de stad Dordrecht. De hoofdwaterkering van Dordrecht is vanaf het eind van de jaren zeventig tot het eind van de jaren tachtig onderwerp van studie geweest. De kering voldeed niet aan de eisen van de Deltawet en moest hieraan aangepast worden. Het verloop van het tracé van de kering door de historische binnenstad bemoeilijkte het verzwaren van de dijk aanzienlijk. Uit de studies is gebleken dat dijkversterking op de traditionele manier niet mogelijk is. Dezelfde problemen spelen op dat moment ook in Rotterdam. Het op deltahoogte brengen van de waterkering in deze steden bracht zoveel problemen met zich mee, dat in 1989 is besloten tot aanleg van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg. De komst van de kering zorgt voor een reductie van de waterstanden, waardoor versterking van de waterkering voorlopig van de baan is.

De marge tussen de actuele hoogte van het dijklichaam en de maatgevende waterstanden is in Dordrecht echter erg klein. Door zettingen van het dijklichaam voldoet de kering binnen enkele tientallen jaren niet meer aan de kerende hoogte. Bovendien is de bepaling van de waterstanden aan discussie onderhevig. Nieuwe berekeningen leveren een hogere waterstand op dan de officiële maatgevende hoogwaterstand. Op de lange termijn is de kerende hoogte van de dijk dus niet gegarandeerd. Deze studie probeert een oplossing te vinden voor de hoofdwaterkering van de binnenstad van Dordrecht. Bij het zoeken naar de een oplossing wordt rekening gehouden met de eventuele veranderingen in randvoorwaarden, zodat een oplossing wordt gecreëerd die de kerende hoogte voor een lange tijd garandeert.

Opbouw van het rapport

In hoofdstuk 2 wordt het gebied waar het probleem is gesitueerd beschreven. Hoofdstuk 3 behandelt de veranderingen in randvoorwaarden ten aanzien van de waterkering en geeft een overzicht van de tot heden verrichte studies. De formulering van het probleem en de doelstelling van dit rapport zijn weergegeven in hoofdstuk 4. In hoofdstuk 5 wordt de te volgen strategie bij het verwezenlijken van de doelstelling aangegeven en in hoofdstuk 6 de daarbij geldende beperkingen. In hoofdstuk 7 worden de alternatieven ontwikkeld voor de waterkering. Daartoe worden eerst enkele tracés opgesteld in paragraaf 7.1 en voor elk deeltraject wordt in paragraaf 7.2 een oplossing gekozen. De opgestelde tracés worden vervolgens beoordeeld in 7.3 en uit de tracés wordt een keuze gemaakt in paragraaf 7.4. In hoofdstuk 8 wordt de kerende hoogte over het tracé exact bepaald. Het ontwerp van een deel van het gekozen tracé wordt gepresenteerd in hoofdstuk 9. Tenslotte worden in hoofdstuk 10 de conclusies van het onderzoek gegeven en worden enkele aanbevelingen gedaan.

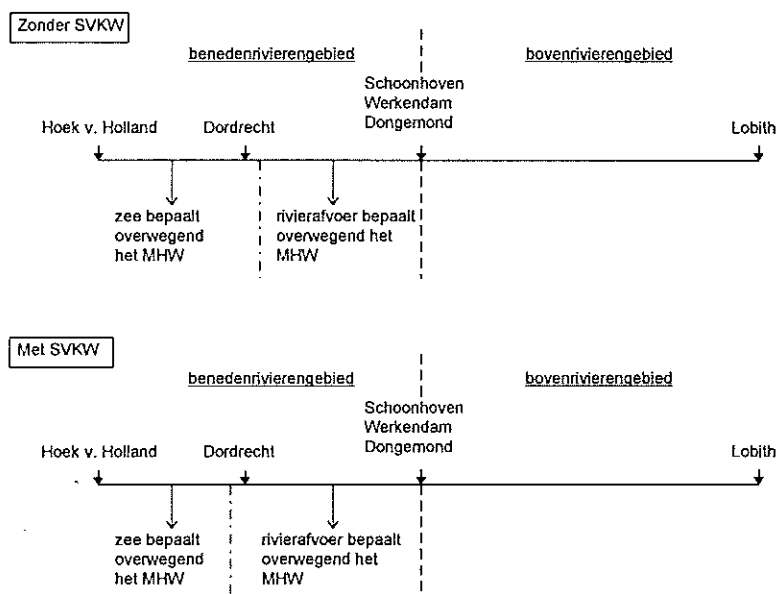
2 Gebiedsbeschrijving

Inleiding

In dit hoofdstuk wordt het gebied waar het probleem is gesitueerd beschreven. Om een duidelijk beeld te krijgen van de belangrijke kenmerken van de stad Dordrecht en van de complicaties die deze kenmerken met zich meebrengen is een uitgebreide inventarisatie gemaakt. De inventarisatie is opgedeeld in drie delen. In de eerste plaats is dat een rivierkundige analyse van het gebied, die wordt beschreven in paragraaf 2.1. Vervolgens is het stedenbouwkundige aspect van het gebied belicht. De volledige inventarisatie hiervan is te vinden in bijlage A.1, de belangrijkste bevindingen van de inventarisatie zijn te vinden in paragraaf 2.2. Het cultuurhistorische aspect is zijn geheel beschreven in bijlage A.1. De laatste twee aspecten zijn opgesplitst in drie schaalniveaus, te weten: het regioniveau, het trajectniveau en het dijkniveau. In de bijlage is ook een groot aantal foto's te vinden die een hulpmiddel kunnen zijn om de beschrijvingen te visualiseren.

2.1 Rivierkundig

Dordrecht is gesitueerd aan een splitsing waar de Beneden Merwede, een uitloper van de Waal, overgaat in rivier de Noord en de Oude Maas. Dordrecht is zo via de Noord verbonden met de Lek en via de Oude Maas met de Rotterdamse haven. De Beneden Merwede vormt een belangrijke schakel in het hoofdvaarwegennet voor de binnenvaart. De rivier brengt de verbinding tot stand tussen Rotterdam en het bovenstrooms gelegen gebied. De rivier is dan ook geklasseerd in de hoogste klasse van de Vaarwegennota: De "Hoofdscheepvaartweg Klasse IV". Dordrecht ligt in het benedenrivierengebied waar de waterstanden worden bepaald door een combinatie van de rivierafvoer te Lobith (Rijnafvoer) en de hoogwaterstand te Hoek van Holland. In het benedenrivierengebied zijn twee deelgebieden te onderscheiden. Voor de gereedkoming van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg lag Dordrecht nog net in het deelgebied waar de waterstanden overwegend worden bepaald door de zee. Met de komst van de kering is de grens van het overgangsgebied echter naar het westen verschoven. Daardoor is Dordrecht in het gebied komen te liggen waar de situatie met een gesloten kering in combinatie met hoge rivierafvoeren maatgevend is. In het westelijke deelgebied worden de maatgevende waterstanden bepaald door de stormvloed waarbij de kering nog net niet wordt gesloten. Dordrecht ligt in beide gevallen echter zo dicht bij de grens, dat van een groot verschil tussen de beide situaties geen sprake is.



figuur 1.1: ligging Dordrecht in het rivierengebied

2.2 Stedebouwkundig

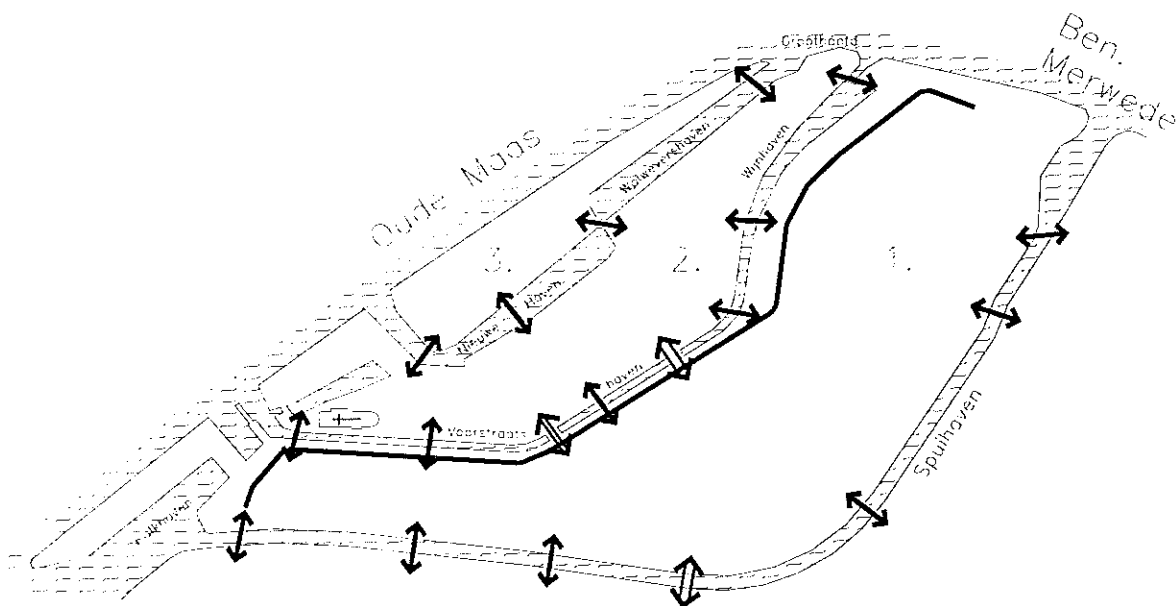
De dijk in het grotere geheel

De bebouwing in de regio concentreert zich rond de overgang van de Beneden Merwede in de Noord en de Oude Maas. Behalve Dordrecht zijn daar de dorpen Papendrecht en Zwijndrecht te vinden. De oude binnenstad van Dordrecht grenst vrijwel in zijn geheel aan de rivier de Oude Maas. Dordrecht is de meest zuidelijke rand van de verstedelijking rond Rotterdam. Ten zuiden van Dordrecht bevindt zich het natuurgebied de Biesbosch.

De dijk in zijn directe omgeving

De binnenstad van Dordrecht wordt ingesloten door de oude stadsgrachten, de Spui- en Riedijkshaven, en de rivier. Het hele gebied is aangewezen als beschermd stadsgezicht. In het gebied zijn circa 750 panden aangemerkt als beschermde monumenten. Kenmerkend voor de Dordtse binnenstad is de schillenstructuur. De eerste schil is de breedste en wordt ingesloten door de eerder genoemde stadsgrachten en de Voorstraats- en Wijnhaven. In deze schil is de laatste jaren veel veranderd. Drie grote gebieden zijn ingrijpend gesaneerd. De nieuwbouw in alle gebieden heeft, door de schaalvergroting en de vormgeving, een zwakke relatie met de historische bebouwingsschaal. De functie van de meeste gesaneerde gebieden is na de sanering verschoven van wonen naar detailhandel. Het gebied rond het Statenplein en de Voorstraat vormt het belangrijkste winkelgebied van de binnenstad en vervult hierin een regionale sociaal-economische functie.

De schillen zijn visueel van elkaar gescheiden door gesloten bebouwingstroken. De eerste schil is op acht plaatsen met de tweede verbonden door bruggen. Deze bruggen bieden, door de afwisselende bebouwing en het besloten karakter van de haven, vaak boeiende perspectieven op de Voorstraatshaven. Absoluut uniek zijn namelijk de hoge, vrijwel ononderbroken gevelwanden, die aan weerszijden van de Voorstraathaven, en op sommige plekken in de Wijnhaven, uit het water rijzen. Twee duidelijke onderbrekingen in de bebouwingstroken worden gevormd door het stadhuis en het Scheffersplein, waar de bebouwingstroken aan beide zijden van het water met elkaar verbonden worden door overkluisingen.



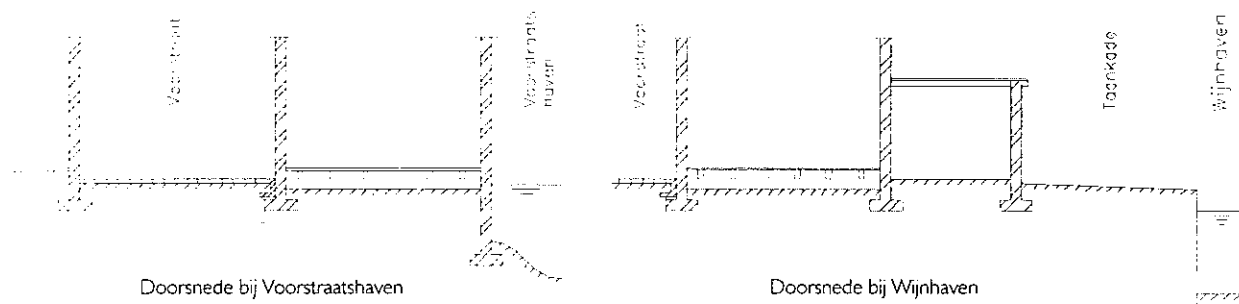
figuur 1.2: Dordrecht; schillenstructuur met onderlinge relaties en verloop hoofdwaterkering

De tweede schil heeft als noordelijke grens de Nieuwe en Wolwevershaven en is op veel plaatsen smaller dan de eerste schil. In de tweede schil bevinden zich de ruimtelijk dominante Grote Kerk aan de westkant van de hoofd-as en het Groothoofd, met de prachtige Groothoofdspoort, aan de oostkant. In de tweede schil is het gebied rond de Grote Markt ingrijpend gesaneerd. Het ontstane marktplein is verbonden met het winkelgebied in de eerste schil via een doorsteek naar het Scheffersplein. Het Scheffersplein vormt hiermee een belangrijke schakel tussen het binnendijkse en het buitendijkse gedeelte.

De havens die de tweede schil scheiden van de derde zijn breder van opzet. De bebouwing is hier vrijwel overal van het water gescheiden door kaden. De bruggen aan de oost- en westkant van de havens zorgen ervoor dat de havens ondanks deze schaalvergroting een binnenstedelijk karakter hebben en duidelijk gescheiden zijn van de rivier. Dit uit zich ook in de schaal van de schepen die van de havens gebruik maken: in de meeste havens zijn dit kleinschalige plezierboten. De Wolwevershaven vormt hierop de uitzondering. Door de meer open relatie met de rivier liggen hier ook grotere schepen, waaronder de historische belangrijke bruine vloot. Dit geldt uiteraard ook voor de kaden direct grenzend aan de rivier. Alle kaden hebben vrijwel alleen een functie als ligplaats en niet als losplaats.

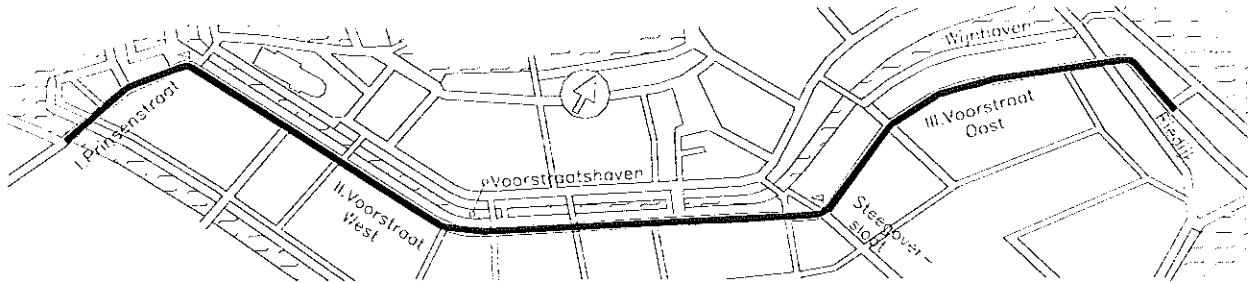
De dijk als element

De lengte van de dijk van de Prinsenstraat tot de Riedijk is 1,5 km. De bebouwing over het gehele traject is overwegend monumentaal. Aan de Prinsenstraat en de Voorstraat rond de kruising met de Steegoversloot bestaat de bebouwing vrijwel alleen uit monumenten en gezichtsbepalende panden. Opvallend is het afwisselende karakter van het bebouwingsbeeld. Het smalle bochtige verloop en de flauwe hellingen van de taluds zorgen ervoor dat de straat zich niet manifesteert als een dijk. Alleen de doorsteken naar de havens en de bruggen geven enige aanwijzingen hiervoor. De panden aan de Voorstraat grenzen aan de achterkant direct aan de haven en het buitentalud wordt bepaald door de diepte van de huizen. In het algemeen bestaat de bebouwing uit twee of drie verdiepingen. De huizen aan de Voorstraatshaven hebben vaak een souterrain of lage parterre, met allerlei erkervormige uitbouwen aan de havenzijde. De vormgeving van de achtergevels is aanmerkelijk eenvoudiger dan die van de meer in het zicht staande voorgevels. Na de verwijding van de haven bij de Nieuwbrug verandert het besloten karakter. De huizen hebben op sommige stukken een achtertuin en staan niet direct aan het water, of worden van het water gescheiden door de Taan- en Mattenkade.



figuur 1.3: dwarsdoorsneden

Het huidige traject is globaal in drie deeltrajecten op te splitsen. Het eerste deel is de Prinsenstraat. De dijk heeft hier een flauw buitentalud; de huizen staan niet direct aan het water. Verder is de straat iets breder dan het eerste deel van de Voorstraat en is hij toegankelijk voor auto's. Het tweede deel is het deel van de Voorstraat vanaf de Prinsenstraat tot de Steegoversloot. Dit deel kenmerkt zich door de bebouwing die direct aan het water grenst en de zeer smalle haven. Door dat eerste is het buitentalud op dit deel moeilijk te beoordelen en steiler dan op de andere stukken. Het deeltraject is het grootste gedeelte van de tijd gesloten voor verkeer. Daar waar het tracé weer permanent toegankelijk wordt voor verkeer begint het derde deeltraject: van de Steegoversloot tot de Riedijk. Het haven- en straatprofiel verbreedt zich hier. De buitendijkse bebouwing aan de Voorstraat grenst vanaf de Nieuwbrug niet direct meer aan het water.



figuur 1.4: dijk opgedeeld in deeltrajecten



figuur 1.5: Voorstraatshaven



figuur 1.6: Voorstraat

3 Historisch overzicht

Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een overzicht gegeven van de ontwikkelingen ten aanzien van de hoofdwaterkering van de binnenstad van Dordrecht. Naast alle onderzoeken voor mogelijke versterkingen aan de waterkering behandelt het hoofdstuk voornamelijk de veranderingen in randvoorwaarden die door de jaren heen hebben plaatsgevonden.

Vanaf ongeveer 1917 werd voor de hoofdwaterkering van het centrum van Dordrecht een dijktafelhoogte voorgeschreven van NAP +3,60 m. Aangezien de dijkhoogte daaraan niet voldeed moest deze hoogte worden gerealiseerd door vloedplanken ter plaatse van openingen in de gevels en zijstraten. Tijdens de watersnoodramp in 1953 toen een peil van ongeveer NAP +3,70 m werd bereikt bleken zowel de staat van de gevels als de hoogte van de kering niet voldoende om het water te keren. Drie jaar na de watersnoodramp, in 1956, werd de constructie gebouwd die tot op heden de kruin vormt van de hoofdwaterkering van de binnenstad van Dordrecht. Het waterkerende element bestaat uit een 1,25 m lange damwand, met de onderkant op NAP +1,00 m, met daarop een tegen de gevels van de buitendijkse woningen aangestorte betonwand. De aanleghoogte van de constructie lag ongeveer op trottoirhoogte en was NAP +3,44. Door voorzieningen bij deuren en zijstraten kan de kerende hoogte in noodgevallen met vloedschotten verhoogd worden met 0,36 m. De gevels van de huizen vervullen dan een tijdelijke waterkerende functie en zijn in 1956 waar mogelijk aangepast. In de loop der jaren is door zakking de hoogte van de kruin verminderd. In 1982 bevond de minimum hoogte zich op NAP +3,32 m en in 1990 op NAP +3,30 m. Bij de laatste meting in 1992 bevond de hoogte zich gemiddeld op NAP +3,35 m. De kerende hoogte die tot op heden nog bereikt kan worden met behulp van het vloedschottensysteem is ongeveer NAP +3,70 m.

Het waterschap De Grootte Waard maakte in 1978, in overleg met verschillende instanties, een begin met studies naar de hoofdwaterkering, toen bleek dat deze niet aan de gestelde eisen uit de Deltawet voldeed. Naar aanleiding van deze studies werd in 1979 het deel van de Riedijk tot aan de Hoefijzerstraat versterkt. De versterking ging gepaard met nieuwbouw en kon worden uitgevoerd als vierkante verzwaring. De aanleghoogte van de constructies die rond de jaren '80 werden ontworpen was NAP +4,10 m. Deze hoogte was gebaseerd op een ontwerppeil van NAP +3,40 m, exclusief de relatieve zeespiegelrijzing.

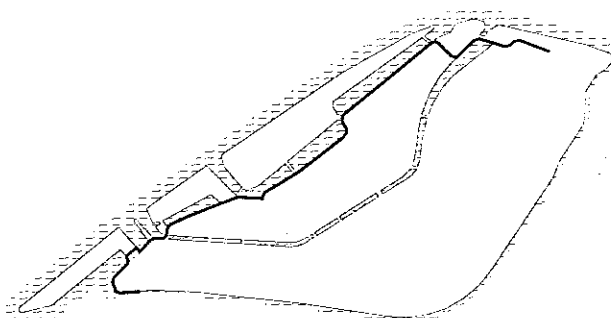
De inmiddels opgerichte werkgroep "Dijkversterking hoofdwaterkering Voorstraat c.a" stelde in 1980 een sub-werkgroep in. De groep kreeg als opdracht:

- nagaan of alternatieve buitendijkse tracés mogelijk zijn
- de alternatieven in eerste instantie globaal bezien en daarover advies uitbrengen aan de werkgroep
- in tweede instantie overgaan tot een diepgaande studie van de geselecteerde alternatieven

Vooruitlopend op de studies werden in de werkgroep twee binnendijkse verleggingen van het tracé beoordeeld, waarover een unaniem negatief oordeel werd geveld. Het bezwaar, naast de technische moeilijkheden, dat een groot/groter deel van de binnenstad buitendijks werd gebracht was zwaarwegend genoeg om te concluderen dat de aandacht moest worden gevestigd op de buitendijkse verleggingen van het tracé. Uiteindelijk werden door de subgroep vijf buitendijkse tracés opgesteld en beoordeeld. Deze tracés zijn te vinden in bijlage A.2.

Van de opgestelde tracés vielen er twee af door de grote schade die zij aan het stadsbeeld en bebouwing zouden aanrichten als gevolg van uitgebreide amovering, functieverlies en/of de afsluiting van de stad van de rivier. De andere drie werden civieltechnisch en waterstaatkundig gezien onder bepaalde voorwaarden wel acceptabel geacht werden, maar na raadpleging van de gemeente bleek dat de opgestelde buitendijkse alternatieven in haar optiek onaanvaardbaar waren. Het commentaar hierop was dat: "Slechts wanneer zou blijken dat het handhaven van de waterkering Prinsenstraat - Voorstraat - Riedijk nog grotere schade aan de

stedebouwkundige en cultuurhistorische waarden van de stadskern zou aanbrengen, kan van heroverweging (van de alternatieven) sprake zijn" (Polderman [9]). Indien zeer dwingende redenen aanwezig zouden bestaan om toch het tracé te verleggen, werd een tracé aangewezen dat het meest in aanmerking zou komen om nader onderzocht te worden.



figuur 3.1: meest wenselijke buitendijkse tracé

In maart 1983 besloot de inmiddels opgerichte stuurgroep dat men zich moest concentreren op het huidige tracé. In opdracht van de stuurgroep liet het Waterschap De Grootte Waard voorontwerpen maken (1984) voor het huidige tracé en een tracé door de Voorstraats- en Wijnhaven, door Heidemij Adviesbureau. Van de ontwikkelde constructies voor deze tracés werd geadviseerd te kiezen voor (globaal):

- een grondophoging in de Prinsenstraat, Boomstraat en Riedijk
- een keerwand in de Voorstraats- en Wijnhaven

Belangrijke conclusie van het onderzoek was dat keringen langs het huidige tracé in de vorm van een keermuur of schuifconstructie ontoelaatbare geveldrukken veroorzaakten op de binnendijkse bebouwing en daarom technisch niet haalbaar waren. De gekozen oplossing voldeed goed aan de eisen van de werkgroep en de gemeente. De lokale bewoners, ondernemers en Monumentenzorg spraken zich uit tegen deze oplossingen. Het kostte zeer veel moeite om tot een eensluidend oordeel te komen. Na aanvullend onderzoek werd nog een andere constructie bedacht. Een betonnen keerwand geïntegreerd in de buitendijks gelegen huizen van de Voorstraat. Uiteindelijk werd deze oplossing het meest aanvaardbaar geacht. Het integratie alternatief zou alleen in de Voorstraatshaven worden toegepast. Voor het overige deel van het tracé bleef het oude advies gelden. Door de hoge kosten (een verdubbeling t.o.v. de vrijstaande keerwand) bleek het zeer moeilijk deze oplossing te realiseren. Ook waren bewoners en ondernemers onveranderd fel tegen deze oplossing. Het was inmiddels 1986.

Op 3 april 1987 besloot de minister om een start te maken met een haalbaarheidsstudie naar een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg, die de waterstanden bij Rotterdam en Dordrecht zou reduceren, en werden alle verdere onderzoeken tot nader orde opgeschort. In datzelfde jaar deed de Dienst Binnenwateren van het RIZA een onderzoek naar aanleiding van deze beslissing. Daaruit bleek dat het gewogen gemiddelde van de stormduren, waarmee de hoogwaterstanden werden berekend, tussen de 32 en de 35 uur lag. De tot dan toe gemaakte berekeningen gingen uit van een duur van 29 uur. Duidelijk is dat dit negatieve consequenties had voor de maatgevende waterstanden. Bij Dordrecht bleek dit, zowel met als zonder stormvloedkering, in de orde van een decimeter te liggen. In een memo van de Dienst Binnenwateren van een jaar later werd geconcludeerd dat het tot een ongewenste discrepantie zou leiden als verder werd uitgegaan van een maatgevende storm van 29 uur. In de nota "Maatgevende hoogwaterstanden in het benedenrivierengebied in de situatie met een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg" van dezelfde dienst uit 1989 (van Urk [25]) werd toch een stormduur van 29 uur als uitgangspunt genomen. In 1989 werd definitief gekozen voor de bouw van de stormvloedkering en een jaar erna, op 1 juni 1990, werd door de minister de veiligheidsnorm voor het Eiland van Dordrecht van 1/4000 naar 1/2000 per jaar verlegd.

In tabel 3.1 is de ontwikkeling te zien van de hoogwaterstanden voor zover die in de literatuur te achterhalen waren. Hierin zijn niet opgenomen de waterstanden behorende bij berekeningen met een andere stormduur dan 29 uur. Een hoogwaterstand is niet altijd hetzelfde als het maatgevend hoogwater. Het maatgevend hoogwater is een door de minister vastgesteld peil dat als randvoorwaarde geldt bij het ontwerpen van waterkeringen. Met hoogwaterstand wordt hier bedoeld de waterstand bij bepaalde gegeven uitgangspunten. Voor 1985 ging men niet uit van het maatgevend hoogwater (MHW), zoals daarna de praktijk is geworden, maar van een basispeil rekening houdend met een economische reductie. Dit basispeil was NAP +3,60 m, gebaseerd op een overschrijdingsfrequentie van 1/10000 per jaar, de reductie bedroeg 0,20 m, en daarmee kwam het ontwerppeil op NAP +3,40 m.

tabel 3.1: hoogwaterstanden in meters boven NAP bij Dordrecht, Prinsenstraat tot Nieuwbrug

	1/2000 per jaar	1/4000 per jaar
zonder SVKW (excl. z.s.r.)	3,35	3,50 (MHW 1985)
met SVKW (incl. 0,1 m z.s.r.)	3,00 (MHW 1989)	3,05
met SVKW (incl. 0,1 m z.s.r.)	3,00 (MHW 1994)	?

z.s.r. = zeespiegelrijzing

Tussen al deze ontwikkelingen door werd op 24 maart 1988 het gebied waarbinnen het dijkvak valt door het ministerie van WVC en VROM aangewezen als beschermd stadsgezicht.

Door de lagere kerende waterhoogten en de daardoor lagere geveldrukken kwam in 1991 in een haalbaarheidsstudie van de Bouwdienst het alternatief van een kering in de Voorstraat weer in beeld. Ook werden hierin, naast het huidige tracé, weer twee buitendijkse tracés behandeld. Deze tracés zijn te vinden in bijlage A.2. Het meest veelbelovende alternatief leek echter het handhaven van het huidige tracé en gebruik te maken van de vertragende werking van het voorland. Het water dat in de havens stroomt kan dan via gemalen geloosd worden om de waterstand in de havens onder een bepaald peil houden. Dit vereist dat enkele aanpassingen in het voorland worden gedaan, zoals het erosiebestendig maken ervan en het situeren van keersluizen met een gemaal ter plaatse van de haveningangen. In het rapport werd de voorkeur uitgesproken voor dit alternatief.

De provincie Zuid-Holland stelde in 1991 een nota op, "Analyse van de waakhogte voor een grondconstructie in de Voorstraat te Dordrecht" (met een aanvulling in 1993), en kwam tot de conclusie dat, door de bijzondere situatie te Dordrecht, kon worden volstaan met een waakhogte van 0,30 m, in plaats van de minimale waarde van 0,50 m. Deze lagere waakhogte werd in 1993 vastgesteld door het Waterschap.

In 1992 werden door de Bouwdienst berekeningen uitgevoerd ten behoeve van de hydraulische randvoorwaarden bij de stormvloedkering. Hierin werd weer met stormduren langer dan 29 uur gerekend. Bij de verschillende berekende scenario's leverde dit de volgende hoogwaterstanden op:

tabel 3.2: hoogwaterstanden in meters boven NAP bij Dordrecht, Nieuwbrug tot Riedijk

	I	II	III	IV	V	VI
hoogwaterstanden (1/2000 per jaar)	3,15	3,15	3,15	3,17	3,15	3,27

- I. basisscenario sluitert/openen, geen zeespiegelrijzing, 100 m² lek
- II. als I., met vertraagde opening
- III. als I., met vervroegde opening
- IV. als I., met 250 m² lek
- V. als I., met overlaten op twee plaatsen
- VI. als I., met 0,25 m zeespiegelrijzing

In 1993 werd de Sluisweg versterkt, tot een hoogte van ongeveer NAP +3,70 m.

In 1994 werd door Heidemij adviesbureau een startnotitie geschreven. In maart van dat jaar stemde de Coördinatie Commissie Dijkverzwaring in met deze notitie. Met het gereedkomen van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg in 1996 en het daarbij geldende officiële toetspeil, geldig tot het jaar 2000, van NAP +3,00 m voor het gedeelte tot aan de Nieuwbrug en van NAP +2,95 m voor de rest van het tracé, voldeed de kering wat de hoogte betreft voorlopig. Uit de startnotitie bleek verder dat door de verwachte zettingen in de komende 50 jaar de kering niet op alle plaatsen meer aan de hoogte-eis voldeed (zie tabel 3.3 overgenomen uit Heidemij [2]).

tabel 3.3: hoogtebeschouwing over planperiode 50 jaar

vak	MHW (2035) (m +NAP)	waakhoogte (m)	zetting na 50 jr. (m)	Vereiste aanleghoogte (m +NAP)	minimale aanwezige hoogte (m +NAP)
1	3,05	0,30	0,12	3,47	3,31
2	3,00	0,30	0,07	3,37	3,35
3	3,00	0,30	0,14	3,44	3,35
4	3,00	0,30	0,10	3,40	3,30

Ook de stabiliteit van de kering bleef een probleem. Dit kon worden opgelost door een begrenzing van de buitenwaterstanden. Hiertoe moest het rioleringsstelsel worden aangepast en de bestrating erosiebestendig worden gemaakt. Eindigend in 1997 is zo het hele tracé gereconstrueerd. Uitgaande van deze aanpassingen concludeerde Grondmechanica Delft in 1994, in afwachting van een praktijkvoorbeeld met hoge waterstanden, dat de Voorstraat onder voorbehoud als stabiel kan worden aangemerkt.

In 1995 werd in een rapport van de DWW (den Heyer [4]) vastgesteld dat met de komst van de stormvloedkering, op grond van het officieel vastgestelde MHW, het vloedschottensysteem geen kerende functie zal vervullen. Verder is er in dit rapport onderzocht wat de verwachtingswaarde was van de waterstand bij Dordrecht bij de gegeven normfrequentie van 1:2000 jaar in het jaar 2035. Het bleek dat deze waarde, door onzekerheden in de uitgangspunten en aannamen, onder andere over de stormduur, hoger lag dan het MHW, namelijk op NAP +3,20 m.

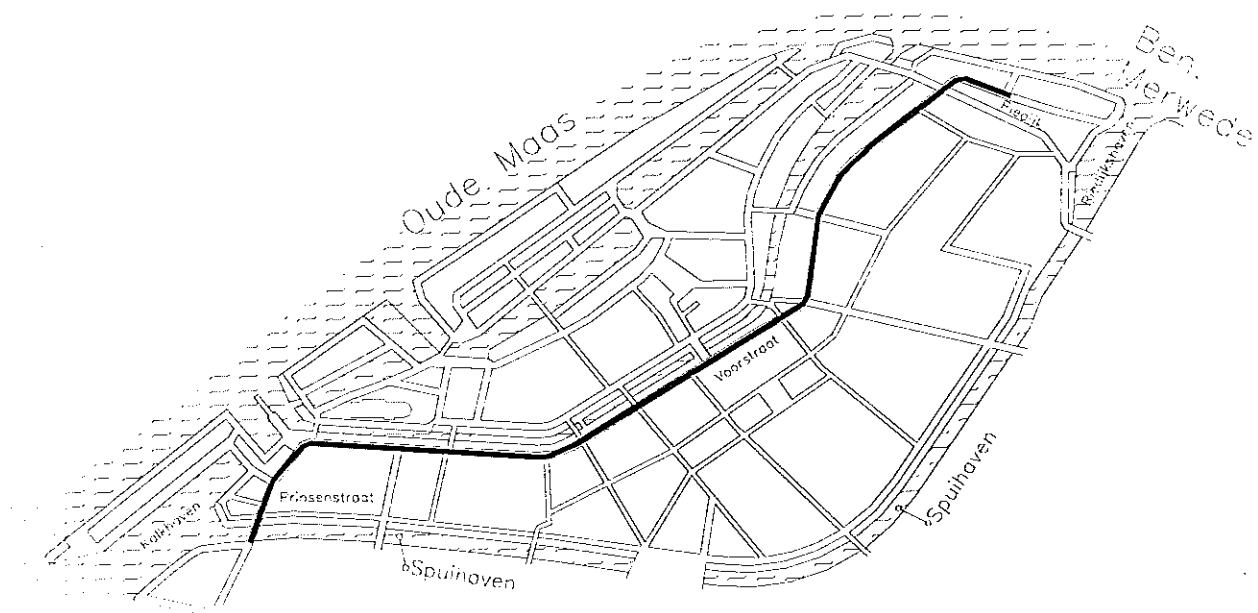
Conclusie

De huidige kruinhoogte van de dijk is gemiddeld NAP +3,35 m. Met een toetspeil 2000.0/MHW van respectievelijk NAP +3,00 m en NAP +2,95 m en een aangepaste waakhoogte van 0,30 m voldoet de hoofdwaterkering (zonder vloedschotten) in ieder geval tot het jaar 2000. Maar als gekeken wordt naar het MHW, zoals dat geldt voor het eind van de planperiode in 2035, en de zettingen die na 50 jaar worden verwacht, voldoet de kering binnen de planperiode niet meer aan de gestelde hoogte-eisen.

Bovendien zijn er enkele rapporten verschenen waar de waterstanden behorende bij een overschrijdingsfrequentie van 1/2000 jaar volgens andere, goed onderbouwde, uitgangspunten zijn berekend. Volgens deze berekeningen zouden de waterstanden 1 tot 2 decimeter hoger zijn en dat betekent dat de kering nu al niet voldoet. Aangezien er binnen de planperiode, door de geringe overhoogte en de bodemzettingen, al problemen dreigen te ontstaan, lijkt het logisch, als er naar een oplossing wordt gezocht, deze verhoogde waterstanden als basis voor de ontwerppeilen te gebruiken. Deze hoogwaterstanden worden dan ook als uitgangspunt gebruikt bij het verdere project. Voor het gedeelte van de Voorstraat tot de Nieuwbrug geldt, bij de gegeven overschrijdingsfrequentie, een hoogwaterstand van NAP +3,20 m en voor de rest van het tracé een hoogwaterstand van NAP +3,15 m.

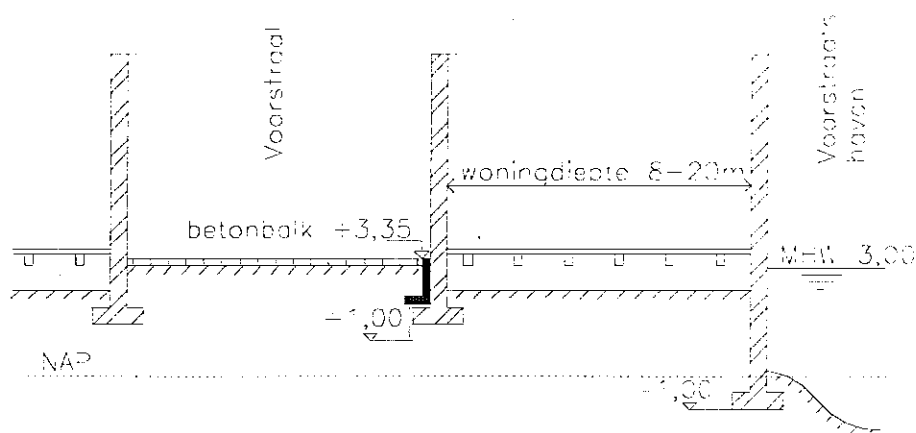
4 Probleembeschrijving

De waterkering van het centrum van Dordrecht volgt momenteel het tracé Prinsenstraat - Voorstraat - Riedijk. Dit tracé valt geheel binnen het beschermde stadsgezicht en vormt een deel van de historische hoofdas. De twee delen waarin de binnenstad kan worden opgedeeld zullen vanaf nu dan ook binnendijks (landzijde) en buitendijks (waterzijde) worden genoemd. Het tracé is ongeveer 1,5 kilometer lang en wordt ingesloten door de in 1993 versterkte Sluisweg en het in 1979 versterkte deel van de Riedijk. Het hele tracé is tweezijdig bebouwd. De binnentaluds zijn over het gehele tracé zeer flauw, namelijk ca. 1:100, evenals het buitentalud van de Prinsenstraat. Het buitentalud van het gedeelte Voorstraat - Riedijk wordt bepaald door de diepte van de woningen. Het dijkprofiel is als zodanig nergens duidelijk herkenbaar. De Voorstraat is een wandelpromenade voor het winkelend publiek en heeft daarin een regionale functie. Ook de rest van het tracé bestaat uit drukke woon/winkelstraten.



figuur 4.1 gebied beschermde stadsgebied met tracé hoofdwaterkering

De huidige kering bevindt zich aan de straatzijde van de buitendijkse bebouwing en bestaat uit een 1,25 m lange stalen damwand, met de onderkant op NAP + 1,00 m, en een tegen de gevels van de buitendijkse woningen aangestorte betonwand daarop, met de bovenkant globaal tussen NAP + 3,35 m en NAP + 3,40 m. Ter plaatse van deuropeningen en zijstraten kan de kerende hoogte met behulp van vloedschotten met 0,36 m worden vergroot. De gevels van de huizen zijn tot deze hoogte aangepast. Het maatgevend hoogwater is niet over het hele traject hetzelfde. Voor het gedeelte vanaf de Riedijk tot aan de Nieuwbrug in de Voorstraat is het door de minister vastgestelde MHW NAP + 3,05 m. Over de rest van het tracé is het MHW NAP + 3,00 m.



figuur 4.2: huidige kering

4.1 Probleemstelling

Volgens het huidige toetspeil voldoet de hoofdwaterkering van het centrum van Dordrecht wat de hoogte betreft in ieder geval tot het jaar 2000. Wat stabiliteit betreft is het onzeker of de kering in de Voorstraat voldoet. Er zijn echter twijfels gerezen over de juiste bepaling van de toetspeilen en de maatgevende hoogwaterstanden. Na analyse van een groot aantal stormen is gebleken dat de gemiddelde stormduur ongeveer 4 uur ligt boven de tot nu toe in de berekening gebruikte stormduur. Het is duidelijk dat deze nieuwe inzichten de waterstanden beïnvloeden.

Bovendien was het al duidelijk dat de kering door bodemzettingen het einde van de gestelde planperiode van 50 jaar niet zou halen. Omdat uit eerdere studies al is gebleken dat een toekomstige verhoging niet met een vierkante verzwaring kan worden gerealiseerd zal er naar alternatieven moeten worden gezocht die in kunnen spelen op de nieuwe inzichten en veranderingen in de toekomst. Duidelijk is, dat dit gezien de situatie, nogal wat complicaties met zich meebrengt.

4.2 Doelstelling

Het vinden van een oplossing voor de hoofdwaterkering van de binnenstad van Dordrecht, de Voorstraat c.a., die voldoende ruimte biedt om in te spelen op veranderingen in de toekomst, met inachtneming van de waarden die de binnenstad bezit, in het bijzonder de cultuurhistorische waarde. De oplossing zal bestaan uit het bepalen van het verloop van het tracé van de waterkering en het opstellen van maatregelen die op de verschillende deeltrajecten van het tracé nodig zijn.

Subdoelstelling

Het constructief uitwerken van een representatief deeltraject van het gekozen tracé.

5 Ontwerpstrategie

5.1 Standpunten betrokken partijen

Bestemmingsplan

De voornaamste functie die de gemeente aangeeft voor het gebied rondom het Statenplein en de Voorstraat is op de begane grond detailhandel. Op de verdiepingen is die functie voornamelijk wonen. In de rest van de binnenstad is de functie op de begane grond voornamelijk gemengd en op de verdiepingen wonen. Er zijn geen grote saneringsplannen voor de nabije toekomst gepland.

Ten aanzien van waterkering

Uit studies in het verleden is gebleken dat de gemeente Dordrecht zeer kritisch staat tegenover het verlaten van het huidige tracé, anders dan naar de havens direct grenzend aan het huidige trace. Alternatieven die het huidige tracé verlaten worden vaak niet in harmonie met de unieke historische schillenstructuur van de binnenstad gevonden. Sommige buitendijkse alternatieven zouden de relatie van de stad met de rivier verstoren of vereisen de sloop of amovering van panden. De gemeente stelt: "Slechts wanneer zou blijken dat het handhaven van de waterkering Prinsenstraat - Voorstraat - Riedijk nog grotere schade aan de stedenbouwkundige en cultuurhistorische waarden van de stadskern zou brengen, kan van heroverweging (van het verleggen van het tracé) sprake zijn" (Polderman [9]).

Een alternatief bedacht door Heidemij met keerwanden in Voorstraats- en Wijnhaven en grondophogingen in de Prinsenstraat en Riedijk voldoet aan de eisen van de aangestelde werkgroep en de gemeente Dordrecht. De Rijksdienst voor de Monumentenzorg vindt dit alternatief, ook na nauw overleg tijdens de opstelling ervan, vanuit stedenbouwkundig oogpunt niet acceptabel. Het meest veelbelovende alternatief dat ontwikkeld is, is de oplossing waarbij de waterkering geïntegreerd wordt in de huizen aan de Voorstraatshaven, maar door de hoge kosten die dit met zich meebrengt lijkt dit niet haalbaar. Dit alternatief zou bovendien betekenen dat bewoners en ondernemers tijdelijk hun panden moeten verlaten en kan dan ook, gezien de felle protesten, niet op de goedkeuring van deze mensen rekenen. Dit laatste geldt voor alle tot nu toe bedachte alternatieven.

5.2 Integrale ontwerpstrategie

Gezien de bijzondere kwaliteiten van Dordrecht is het logisch dat er veel zorg besteed moet worden aan de inpassing van zoiets ingrijpends als een waterkering. De huidige dijk is zo vergroeid met de stad dat deze nauwelijks meer is waar te nemen voor een bezoeker aan het gebied rond de Voorstraat. Onvermijdelijk zal elke maatregel, ook een die het huidige tracé volgt, een grote impact hebben op de aanblik van de stad. Er moet worden geprobeerd een nieuwe kering zodanig in te passen in het beeld van de stad dat de beleving van de stad blijft zoals die is, en, waar mogelijk, moet gestreefd worden naar een oplossing die de huidige kwaliteiten van de stad versterkt.

De belangrijkste kwaliteit is vooral de beleving van de stad; de bochtig verlopende structuur van de plattegrond en de visuele scheiding tussen het land- en waterdeel, bestaande uit intensief bebouwde stroken, hetgeen het stadsbeeld voor Nederland zo uniek maakt. Dit moet zoveel mogelijk behouden blijven, meer dan de individuele kwaliteiten van panden zelf. Een pand kan herbouwd worden met een totaal andere draagconstructie dan de oorspronkelijke, maar toch zijn kwaliteit, de buitenkant, behouden. Voor de structuur van een stad geldt dat niet. Hiervoor is juist die dragende structuur belangrijker dan de buitenkant. Dit betekent niet dat de schoonheid van de panden onbelangrijk is, integendeel, maar als er gekozen moet worden tussen verstoren van de structuur en verstoren van de kwaliteiten van een specifiek pand is het totaalbeeld belangrijker. Natuurlijk moet steeds opnieuw op basis van de bijzondere kenmerken van een monument de afweging worden gemaakt een bepaald pand te sparen, af te breken, dan wel te herbouwen.

De randbebouwing met hoge gevels die vrijwel ononderbroken aan weerszijden uit het water rijzen van de Voorstraats- en Wijnhaven (de Oude Haven) is een ander waardevol gegeven. Ook hier gaat het meer om het geheel dan om de panden op zich. De achtergevels zijn namelijk betrekkelijk eenvoudig en veel minder bijzonder dan de voorgevels. Hun aaneengesloten karakter, de smalle haven en de bochtige structuur zorgen echter voor de zeer bepalende ruimtelijke beleving van het gebied.

Binnendijkse verleggingen van het tracé worden niet in overweging genomen. Het wordt, ten aanzien van het veiligheidsaspect, niet aanvaardbaar geacht het deel van de binnenstad dat buitendijks ligt te vergroten.

5.3 Hoofdaspecten

Bij het ontwikkelen van de alternatieven moeten twee dingen bepaald worden. Ten eerst het verloop van het tracé, en ten tweede constructie die moet worden toegepast. Gezien de lengte van en de grote verschillen over het tracé is het niet waarschijnlijk dat een constructie over de gehele lengte van het tracé wordt toegepast. De verschillende oplossingen bestaan dus uit een tracé dat onderverdeeld is in deeltrajecten, met op elk deeltraject een constructie. Deze alternatieven zullen moeten worden beoordeeld aan de hand van een aantal criteria. De hoofdaspecten, waaruit deze criteria zullen worden afgeleid, zijn:

- Stedebouwkundig:
de oplossing zal moeten passen in het huidige stadsbeeld, zal de structuur van de stad zoveel mogelijk moeten volgen en zal de structuur waar mogelijk moeten versterken.
- Cultuur-historisch:
dit valt voor een groot deel samen met het voorgaande; de stedebouwkundige structuur van de stad is voornamelijk historisch bepaald en wordt zelfs zo bijzonder gevonden dat het is aangemerkt als beschermd stadsgezicht. Dit punt behelst daarnaast de individuele waarden van vele historische panden, waarvan een deel op de Monumentenlijst staat.
- Sociaal-economisch:
het gebied heeft als winkelgebied en als 'stadsgezicht' een grote sociaal-economische functie. Het is belangrijk dat de oplossing deze huidige en toekomstige, in het bestemmingsplan bepaalde, functies niet in de weg staat. Ook de woonfunctie is een belangrijk deel van dit aspect.
- Beheer en onderhoud:
een aspect dat vooral voor de constructie heel belangrijk is, zeker gezien de lange levensduur en het feit dat een belangrijke doelstelling is: het inspelen op veranderingen in de toekomst.
- Kosten:
wegen de kosten van de oplossing op tegen de baten die deze oplossing oplevert en hoe verhouden de alternatieven zich onderling.
- Veiligheid:
voldoet de oplossing minimaal aan de eisen van veiligheid. Dit is uiteraard een eis voor elk ontwikkeld alternatief. Hierin is dan ook geen onderscheid tussen alternatieven. Het bereiken en handhaven van de vereiste veiligheid kan per alternatief wel meer of minder moeite kosten. Het handhavingscriterium valt voor een deel onder het aspect beheer en onderhoud. Het bereiken van de veiligheid beïnvloedt de kosten.
- Uitvoering:
dit omvat voornamelijk de omgevingshinder die de bouw van een constructie met zich meebrengt, door geluid, onbereikbaarheid of tijdelijke verhuizingen. Een ander belangrijk aspect van uitvoering, dat grotendeels met de hinder samenvalt, is de complexiteit van de uitvoering.

5.4 Consequenties voor het planproces

In het hele project staat een integrale aanpak centraal. Er is geprobeerd om vanaf het begin af aan zo volledig mogelijk te zijn. Integraal betekent vooral dat geprobeerd wordt met alle aspecten die in het proces een rol spelen rekening te houden. Hierbij moet meteen worden gerealiseerd dat dit binnen de beschikbare tijd een onmogelijke opgave is. Het feit dat er in het verleden al veel onderzoek is geweest kan hierbij van grote hulp zijn. Hieruit worden enkele conclusies overgenomen.

In de beoordeling van de tracés krijgen de stedenbouwkundige en cultuurhistorische aspecten de prioriteit. Uit eerdere studies is gebleken dat het een dusdanig complex probleem is, dat traditionele oplossingen al snel niet toereikend meer zijn. Innovativiteit zal dan ook een belangrijke rol spelen in het project. Verder is ook gebleken dat de Voorstraat zelf het meest complexe deel van het tracé is. Alhoewel de geboden oplossing natuurlijk volledig moet zijn zal gezien de beschikbare tijd de meeste aandacht uitgaan naar dit deel van de waterkering. Het uit te werken deeltraject zal een alternatief moeten bieden voor de Voorstraat.

6 Beperkingen

Inleiding

In dit hoofdstuk worden de randvoorwaarden en uitgangspunten van het project bepaald. Onder een randvoorwaarde wordt verstaan, een beperking die van buitenaf aan het project wordt opgelegd. Zo'n beperking is hard en onveranderlijk. Dit in tegenstelling tot een uitgangspunt, dat een beperking is die door de ontwerper aan het project wordt gesteld. Het programma van eisen is de getalsmatige uitwerking van de gestelde beperkingen.

6.1 Randvoorwaarden

1. Ontwerp-richtlijnen zoals opgesteld in:

- Deltawet
- Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken "deel 2 - benedenrivierengebied" (TAW [19])
- Basisrapport waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies (TAW [23])

Een belangrijke ontwerp randvoorwaarde uit de leidraden is de bepaling van de aanleghoogte van de dijk of waterkerend kunstwerk, deze wordt bepaald door sommatie van:

- Ontwerppeil: dit is het MHW aangepast aan de planperiode, hierin is de hoogwaterstijging verdisconteerd
 - Waakhoogte, opgebouwd uit:
 - golfoploop
 - bui oscillaties en buistoten
 - opwaaiing
 - Kruindaling:
 - zetting ondergrond
 - klink dijklichaam
2. Lengteprofiel huidige tracé, meting 19 september 1992 (Heidemij [2])
3. Maaiveldhoogten projectgebied, uitgezonderd het huidige tracé (Rijkswaterstaat [12])
4. Grondopbouw volgens metingen Grondmechanica Delft, 1985
5. De minimale vaarbreedte van de rivier mag niet worden verminderd
6. De bergende breedte van de rivier mag niet worden verminderd, mits dit op andere plaatsen gecompenseerd wordt

6.2 Uitgangspunten

1. De historische hoofdstructuur van de stad moet zo min mogelijk worden aangetast door de waterkering
2. De door Monumentenzorg aangewezen panden mogen slechts dan in hun waarde worden aangetast, als het voor het grotere geheel, de hoofdstructuur van de stad, noodzakelijk is
3. Binnendijkse verleggingen van het tracé worden niet in overweging genomen
4. Vijf handleidingen Technische Adviescommissie Waterkeringen (TAW [20])
5. Niet uitgegaan wordt van het door de minister vastgestelde *maatgevend hoogwater*, maar van de waterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1/2000 jaar, zoals berekend in (den Heyer [4]). Bij de bepaling van deze waterstand is uitgegaan van een zeespiegelrijzing van 0,20 m per 50 jaar, gebaseerd op een steeds versnellende stijging van de zeespiegel tot 0,60 m over 100 jaar.
6. De doorwerking van de zeespiegelrijzing bij Dordrecht bedraagt de helft van de totale stijging van de zeespiegel. Deze aanname is gebaseerd op berekeningen uit de literatuur, waaruit bleek dat de doorwerking respectievelijk was: 0,06 m bij een z.s.r. van 0,10 m (den Heyer [4]), en 0,12 m bij een z.s.r. van 0,25 m (Jorissen [6]).
7. Het hoogste ontwerppeil is maatgevend voor het gehele tracé (en wordt dus niet opgesplitst in kilometerraaien)
8. Waar dit van toepassing is, wordt uitgegaan van de minimale waakhoogte uit de Deltawet
9. De planperiode wordt gesteld op 100 jaar

10. Het laagwater ontwerppeil, dat een rol kan spelen bij de zichtbaarheid van de kering, is het peil dat gemiddeld 5 keer per jaar voorkomt (overgenomen uit de ontwerpen van Ingenieursbureau stadswerken, Gemeente Dordrecht)
11. Naar aanleiding van bevindingen van Grondmechanica Delft wordt aangenomen dat de huidige waterkering stabiel is
12. Gemiddelde grondwaterstand wordt aangenomen op NAP + 1,00 m

Het maatgevend hoogwater

Bij het bepalen van het maatgevend hoogwater voor het benedenrivierengebied wordt rekening gehouden met tijdafhankelijke effecten. Het MHW is dan ook altijd representatief voor een bepaald jaar. Om de veiligheid van de waterkeringen te garanderen wordt een randvoorwaardenboek (Rijkswaterstaat [16]) opgesteld aan de hand waarvan een toetsing van de veiligheid kan worden uitgevoerd. Hiervoor wordt een toetspeil bepaald dat representatief is voor een vijfjaarlijkse periode. De nu lopende periode is 1995-2000 en de toetspeilen zijn representatief voor het jaar 2000. Het peil wordt toetspeil 2000.0 genoemd.

Bij het ontwerp van waterkeringen is het als principe geaccepteerd dat de zeespiegelrijzing, die tijdens de levensduur van de kering verwacht kan worden, als tijdafhankelijk effect meegenomen wordt. Uit onderzoek is gebleken dat de gemiddelde hoogwaterstanden op zee veelal sneller zijn gestegen dan de gemiddelde zeestanden. Omdat dit eerste voor de veiligheid het belangrijkste is, wordt niet de relatieve zeespiegelrijzing maar de relatieve stijging van de gemiddelde hoogwaterstanden in het ontwerp meegenomen. Dit wordt de hoogwaterstijging genoemd. De hoogwaterstijging werkt niet volledig door in het benedenrivierengebied. Deze doorwerking verschilt per locatie en wordt in het randvoorwaardenboek voor verschillende perioden bepaald.

Relatie toetspeil - MHW (= toets - ontwerp)

Het MHW wordt gebruikt bij het ontwerpen van rivierdijken. Het ontwerppeil vermeerderd met de waakhoogte vormt de dijktafelhoogte van de dijk. Als hierbij de verwachte zetting en klink wordt opgeteld levert dit de aanleghoogte van de dijk. De hoogwaterstijging voor een planperiode van 50 jaar is in het MHW verwerkt. Het basisjaar is 1985 en het representatieve jaar dientengevolge 2035. Bij het ontwerpen van dijken in het benedenrivierengebied moet dan de volgende procedure worden aangehouden:

1. in het randvoorwaardenboek (Rijkswaterstaat [16]) worden de toetspeilen 2000.0 gegeven. Hier moet eerst de bijdrage van de hoogwaterstijging van de periode 1985-2000 van worden afgetrokken om het ontwerppeil 1985.0 te verkrijgen.
2. afhankelijk van de planperiode van een ontwerp kan het ontwerppeil gevonden worden door lineair te extrapoleren uit de hoogwaterstijging van de periode 1985-2035 en deze stijging op te tellen bij het ontwerppeil 1985.0 (afronden op 0,05 m).

Als in dit geval het einde van de planperiode het jaar 2035 is, valt het ontwerppeil samen met het MHW. Als dit niet het geval is krijg je een aangepast MHW als ontwerppeil. Het MHW is het toetspeil 2000.0 vermeerderd met 35 jaar hoogwaterstijging. Ondanks dat het formeel niet hetzelfde is wordt het toetspeil, dat om de 5 jaar wordt vastgesteld, in de praktijk vaak het MHW genoemd. Deze terminologie is en wordt in de verdere rapportage dan ook aangehouden.

tabel 6.1: MHW bepaling

kilometerraai en plaatsaanduiding	toetspeil 2000.0 (in m +NAP)	hoogwaterstijging (in m)		peil 1985.0 (in m +NAP)	MHW (2035) (in m +NAP)
		1985-2035	1985-2000		
km 976: Riedijk tot Nieuwbrug	3,00	0,06	0,02	2,98	3,05
km 977-978: Nieuwbrug tot Sluisweg	2,95	0,06	0,02	2,93	3,00

6.3 Programma van eisen

1. Ontwerp overschrijdingsfrequentie van 1:2000 per jaar
2. Ontwerppeil 2035, behorende bij een overschrijdingsfrequentie van 1:2000 per jaar voor het hele tracé NAP +3,20 m (den Heyer [4]). Hierin is reeds een doorwerking van de zeespiegelrijzing opgenomen van 0,10 m, gebaseerd op een totale rijzing van 0,20 m per 50 jaar.
3. Zeespiegelrijzing 0,60 m per 100 jaar (de Ruig [17])
4. Doorwerking van 0,60 m z.s.r. bij Dordrecht bedraagt 0,30 m
5. Ontwerppeil 2085, behorende bij een overschrijdingsfrequentie van 1:2000 per jaar, voor het hele tracé NAP +3,40 m
6. Minimale waakhogte 0,50 m
7. Minimale vaarbreedte 250 m op laagwaterlijn
8. Laagwater (5 x per jaar) NAP -0,40 m
9. Toelaatbaar overslagdebiet is 1 l/m/s

7 Ontwikkelen alternatieven

Inleiding

In dit hoofdstuk worden de alternatieven ontwikkeld voor de waterkering van Dordrecht. Het eerste wat voor een alternatief bepaald moet worden is het verloop van het tracé en dit wordt gedaan in paragraaf 7.1. Daarvoor worden in paragraaf 7.1.1 alle tracés die bij studies in het verleden zijn opgesteld geïnventariseerd en worden enkele nieuwe tracés opgesteld. Als alternatieve tracés terugkomen in latere studies worden ze niet opnieuw genoemd. Op basis van conclusies uit eerdere rapporten en enkele belangrijke criteria worden hieruit in paragraaf 7.1.2 na een globale afweging vijf tracés gekozen die worden meegenomen in de verdere studie.

Vervolgens moet bepaald worden wat voor constructies worden toegepast op de deeltrajecten, waarin de verschillende tracés zijn ingedeeld. Dat gebeurt in paragraaf 7.2. Om het probleem fundamenteel aan te pakken worden in paragraaf 7.2.1 de eisen genoemd waaraan een waterkering moet voldoen. Om dezelfde reden worden in de volgende paragraaf principe-oplossingen geschetst die gebruikt worden voor de aanpassing van dijken. De in voorgaande studies bedachte oplossingen voor waterkeren in stedelijk gebied worden in paragraaf 7.2.3 geïnventariseerd. Vervolgens worden in paragraaf 7.2.4 voor elk deeltraject de constructie geselecteerd die daarvoor geschikt is. In paragraaf 7.3 worden uit deze deeltrajecten de alternatieven samengesteld en vervolgens beoordeeld. Uit de vergelijking van die beoordelingen wordt in paragraaf 7.4 bepaald welk alternatief het meest geschikt is voor de waterkering van Dordrecht.

7.1 Tracés

7.1.1 Inventarisatie

Omdat er een voortdurende wisselwerking is tussen tracéverloop en de toegepaste constructie kunnen tracé en constructie eigenlijk niet los van elkaar worden gezien. Een tracé kan niet volledig worden beoordeeld als nog niet bekend is wat voor constructie er wordt toegepast. Anderzijds kan een constructieve oplossing voor een deeltraject goed passen op dat stuk, maar kan inpassing van de rest van het tracé voor veel problemen zorgen. Het gaat in deze fase echter slechts over welke tracés nader worden bekeken. Een weergave en beoordeling van voorgestelde constructies op de deeltrajecten van alle in het verleden ontwikkelde tracés zou bovendien zeer uitgebreid worden. Om deze redenen worden de tracés, in deze fase, alleen beoordeeld op de ligging ervan.

In bijlage A.2 zijn alle tracés, die in het verleden door verschillende instanties zijn opgesteld, opgesomd. In deze studie zijn daarnaast nog vijf tracés opgesteld, die te vinden zijn in bijlage A.3. Een tracé volgt de loop van de oude stadswal. De andere tracés lopen tevens gedeeltelijk langs belangrijke structuren van de stad, zoals de grenzen tussen de schillen die in hoofdstuk 2 zijn beschreven.

7.1.2 Keuze tracés

Uit elk van de hoofdaspecten wordt, mits in deze fase relevant, een criterium afgeleid waarop de tracés worden beoordeeld. Deze criteria zijn:

- Stedebouwkundig: relatie stad - rivier
- Cultuur-historisch: historische structuur van de stad
- Sociaal-economisch: beschikbare ruimte, sloop van panden
- Beheer / onderhoud: niet relevant voor tracéverloop
- Kosten: van onteigenen
- Veiligheid: niet relevant voor tracéverloop
- Uitvoering: zonder constructieve oplossingen niks over te zeggen

Aan de hand van deze criteria en conclusies uit eerdere rapporten worden de alternatieven beoordeeld.

De werkgroep was destijds unaniem in haar besluit in het verwerpen van de binnendijkse tracés. Het bezwaar dat met deze tracés een groot deel van de binnenstad buitendijks werd gebracht was zwaarwegend genoeg om te concluderen dat de aandacht moest worden gevestigd op het huidige of buitendijkse tracés. Deze conclusie is als uitgangspunt overgenomen in het project.

Van de tracés bedacht door de werkgroep in 1982 werden twee tracés (3 en 5 uit bijlage A.2) vrijwel direct afgewezen. Tracé 3 was vooral onaanvaardbaar door het verstoren van de relatie stad - rivier en de niet toelaatbare vermindering van de normaalbreedte van de rivier. Hierbij dient te worden opgemerkt dat er blijkaar werd uitgegaan van een constructie in de rivier, die niet beweegbaar was. Een beweegbare constructie op de grens van land en water zou bovenstaande bezwaren kunnen verwerpen. De totale afsluiting van de stad van de rivier, door de op vier plaatsen noodzakelijke keersluizen of afdammingen is echter een groot nadeel van dit tracé. Samen met de geringe hoogte van de kade en de daardoor grote benodigde kerende hoogte zijn lijkt dit genoeg reden dit tracé niet mee te nemen in de verdere studie. Tracé 5 levert een soortgelijke situatie op als in de Voorstraat en biedt geen voordelen ten opzichte van het aanpakken van het huidige tracé, maar zelfs een nadeel door de lagere maaiveldhoogte van het tracé. Door de begin jaren tachtig functionerende projectgroep Grote Kerksbuurt werd geconcludeerd dat een waterkering in dit gelijknamige gedeelte van de stad ongewenst is. De tracés door dit gebied (4 en 6 uit bijlage A.2) werden daarom destijds afgewezen. Beide tracés steken vanaf de Voorstraat, bij de Pelsbrug door naar een tracé buitendijks. Er is op dit stuk zeer weinig ruimte beschikbaar en het tracé volgt hier geen enkele structuur. Het idee om in tracé 6 door het gebied tussen de Groen- en Varkensmarkt te gaan is waarschijnlijk gebaseerd op het feit dat alle monumentale bebouwing zich aan de straten bevindt en niet in het binnengebied. Ondanks dat de bebouwing niet monumentaal is heeft dit tracé het bezwaar van de sloop van veel panden. Bovendien zijn in de laatste jaren de gebieden rond de Grote Markt en het R.K. ziekenhuis uitgebreid gesaneerd. Sloop hiervan lijkt nu geen haalbare optie meer. Tracés 4 en 6 lijken daarom niet voldoende kwaliteiten te bezitten om verder mee te nemen in de studie. Over tracé 7 werd gezegd dat indien zeer dwingende redenen aanwezig waren om tot verlegging van het tracé over te gaan dit het meest in aanmerking zou komen. Dit tracé wordt dan ook meegenomen in het onderzoek.

Voordeel van het huidige tracé is dat het hoger ligt dan de meeste andere tracés. Hierdoor zullen getroffen voorzieningen op het eerste gezicht minder problemen opleveren. Andere aspecten, zoals ruimtegebrek, compliceren het probleem echter aanzienlijk. Toch wordt besloten het huidige tracé als nulmogelijkheid te bekijken. Dit geldt ook voor het tracé in de havens achter de huidige kering, aangezien dit in het verleden de meest veelbelovende optie leek te bieden.

De tracés (10, 11, 12, 13, bijlage A.2) die door de derde schil lopen zorgen ervoor dat de Nieuwe Haven binnendijks komt te liggen en voor twee tracés (11 en 13) geldt dit ook voor Wolwevershaven. Dit heeft een negatief effect op de relatie van de stad met de rivier. Bovendien moeten hiervoor een lastige kruisingen worden gemaakt met de Engelenburgerbrug, de Roobrug en de Damiatebrug.

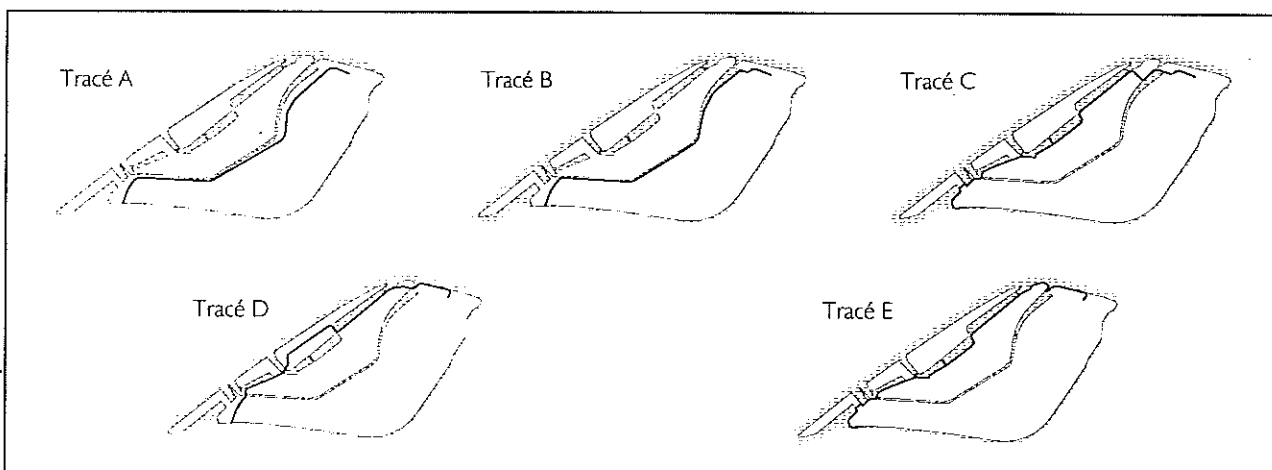
Van de stadswal zijn slechts enkele fundamenten over en daarvan kan zeker geen gebruik worden gemaakt bij het construeren van een waterkering. Het verloop van de muur is met de uitbreidingen van de stad naar de rivier door de eeuwen heen vaak veranderd. Het voordeel van het herstellen van een oude stadsstructuur is zwaarwegend, maar door een aantal verleggingen in het verleden is niet duidelijk welke structuur zou moeten worden gevolgd. Voor het tracé is gekozen voor de wal zoals die globaal in de 16^e eeuw liep. Dit tracé (12) wordt, met als belangrijkste argument dat het een historische structuur volgt, meegenomen in de verdere studie. De tracés 10, 11 en 13 zullen door hun verstoring van de relatie met de rivier niet verder bestudeerd worden.

Tracé 14 volgt, grotendeels lopend langs de buitenkant van de tweede schil, een duidelijke hoofdstructuur van de stad draagt bij aan het behoud van de unieke schillenstructuur van de stad. Het is daarom een goede optie om mee te nemen in de verdere studie. Tracés 15 en 16 zijn combinaties van eerdere tracés en opgesteld voor de volledigheid. Om de keuze helder te maken is het goed de alternatieven verschillend te houden en deze daarom niet mee te nemen.

Conclusie

De tracés die in de studie worden meegenomen zijn:

- A. door Prinsenstraat, Voorstraat en Riedijk (8, huidige tracé)
- B. door Prinsenstraat, Voorstraatshaven, Wijnhaven, Boomstraat en Riedijk (9)
- C. op de grens van land en water vanaf de Zuidersluisdam in de Kalkhaven, langs de Bomhaven, Maartensgat, Knolhaven en Kuipershaven, na passage van de Damiatebrug via een doorsteek op de Mattenkade terechtkomend en hierlangs naar de Boomstraat en de Riedijk (7)
- D. langs een oude stadswal: door de Prinsenstraat, Lange Gelderse kade, Binnen Walevest, Kuipershaven, Palingstraat, langs het Bolwerk over de Merwekade (12)
- E. op de grens van land en water vanaf de Zuidersluisdam in de Kalkhaven, langs de Bomhaven, Maartensgat, Knolhaven en Kuipershaven, langs het Groothoofd, Boombrug en verder langs de Merwekade (14)



figuur 7.1: tracés

De gekozen tracés worden vervolgens ingedeeld in deeltrajecten. Deze indeling is voornamelijk gebaseerd op overeenkomsten in het dwarsprofiel op de verschillende delen van een tracé en vindt plaats in bijlage A.4.

7.2 Constructies

7.2.1 Eisen aan een waterkerende constructie

De primaire eis aan een waterkering is dat de constructie zodanig ontworpen en onderhouden moet worden dat gedurende een vastgestelde planperiode de waterkerende functie met voldoende betrouwbaarheid zal worden vervuld. Dit is vastgelegd in de eis dat de waterkering berekend moet zijn op een bepaalde overschrijdingsfrequentie van de hoogwaterstand. Om meer inzicht te krijgen in de werking van een waterkering is het noodzakelijk te weten waaraan een waterkering nog meer moet voldoen teneinde zijn waterkerende functie te kunnen vervullen. Falen treedt op als niet aan deze eisen wordt voldaan. Omdat er oneindig veel verschillende (combinaties van) constructies zijn, zijn er ook veel faalmechanismen. Daarom worden hier alleen de eisen genoemd waaraan een waterkering moet voldoen om zijn functie te vervullen en volstaat te vermelden dat een faalmechanisme optreedt als hieraan niet wordt voldaan.

De eisen die gesteld worden aan een waterkering zijn eisen ten aanzien van:

- Overlopen
- Overslag
- Stabiliteit
- Sterkte
- Doorlatendheid
- Betrouwbaarheid afsluitmiddelen

Vaak komen op of langs de waterkering elementen voor, zoals wegen, nutsleidingen en bebouwing, die de waterkerende functie kunnen schaden, en tot falen kunnen leiden door vermindering van stabiliteit en/of sterkte. In Dordrecht verdient dit natuurlijk extra aandacht, omdat deze elementen daar over de volle lengte van het bestaande tracé voorkomen. De redenen dat deze elementen tot falen kunnen leiden zijn:

- Wegen:
 - wegfundament is meestal een waterdoorlatende laag
- Nutsleidingen:
 - langs leidingen kan lekkage optreden
 - graafwerk veroorzaakt lossere pakking dijkmetaal
 - gevaar voor water in de dijk door lekken leidingen
- Bebouwing:
 - panden zijn vaak niet waterdicht door zettingen
 - ontstaan van spleet onder bebouwing (indien onderheid) door zettingen dijklichaam
 - veiligheid tegen afschuiven wordt nadelig beïnvloed

7.2.2 Principe-oplossingen

Onder een principe-oplossing wordt verstaan, een ingreep die een bijdrage levert aan de waterkerende functie van een waterkering. Om geen mogelijkheden over het hoofd te zien is een uitgebreide inventarisatie gemaakt van principe-oplossingen, die kunnen worden toegepast bij de aanpassing en/of verzwaring van dijken. Er is geprobeerd hierin zo volledig mogelijk te zijn. Vanuit deze principe-oplossingen kunnen dan oplossingen voor een specifiek probleem worden ontwikkeld, die, inspeland op de lokale omstandigheden, voldoen aan alle eisen die aan een waterkering worden gesteld. De principe-oplossingen zijn:

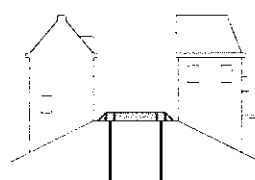
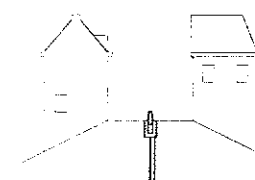
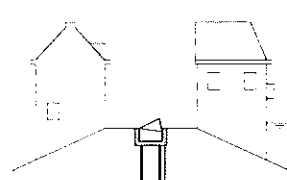
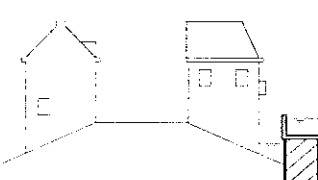
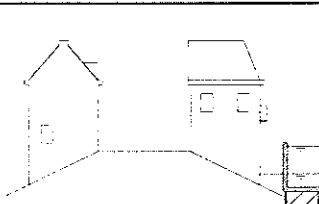
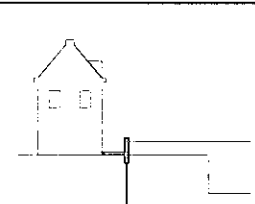
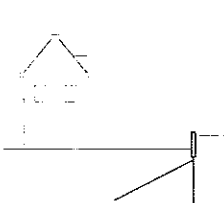
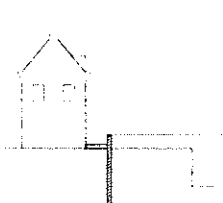
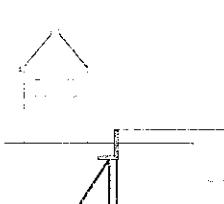
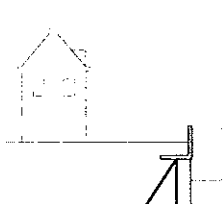
- Bestaand dijkmateriaal vervangen
- Bij verbreding en/ of verhoging ander materiaal kiezen
- Bestaand dijkmateriaal verbeteren
- Sterkte eigenschappen ondergrond verbeteren
- Grondwaterpotentiaal beïnvloeden
- Erosiebescherming
- Constructieve elementen:
 - Vast:
 - damwand
 - kistdam
 - keermuur, vaak in de vorm van een L-muur
 - diepwand
 - gewapende grond
 - gabions
 - Beweegbaar:
 - aanvoer van buitenaf
 - op de plek aanwezig

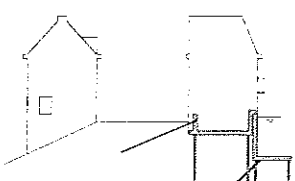
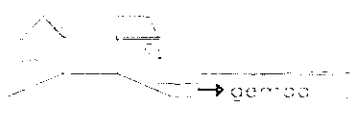
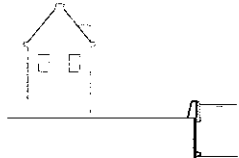
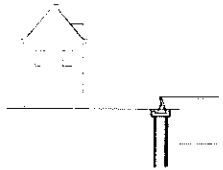
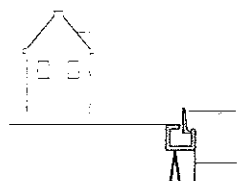
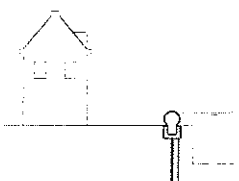
De waterkering in Dordrecht voldoet niet aan de hoogte-eis, terwijl de beschikbare ruimte voor verzwaring of verlegging zeer beperkt is. Aangezien de overige oplossingen meestal gepaard gaan met verbreding van het profiel en/of de kerende hoogte niet verhogen, moet de oplossing voor zowel het aanpassen van de huidige kering als het aanleggen van een nieuwe worden gezocht in constructieve elementen. Om een beter idee te geven van deze elementen en hun werking, worden de belangrijkste elementen in bijlage A.5 nog eens genoemd en wordt uitgelegd wat hun bijdrage kan zijn aan de waterkerende functie.

7.2.3 Inventarisatie

In deze paragraaf worden alle constructies uit eerdere studies naar de waterkering van Dordrecht, en uit studies van vergelijkbare problemen, geïnventariseerd. Als alternatieve constructies terugkomen in latere studies worden ze niet opnieuw genoemd. Bij al deze constructies is in het ontwerp rekening gehouden met de eisen die aan een waterkering gesteld worden en de elementen, die in Dordrecht langs de beschouwde tracés voorkomen. Ook zijn ze allemaal terug te voeren op (combinaties van) de in de vorige paragraaf genoemde constructieve principe-oplossingen. De alternatieven zijn ontwikkeld voor de geschetste dwarsprofielen. Vaak kunnen constructies echter ook op andere dwarsprofielen toegepast worden.

tabel 7.1: inventarisatie

Waterschap De Grootte Waard, 1983			
grondophoging (uitgevoerd als kistdam)		(verticale) schuif	
segmentschuif		kistdam met L-wand boven gemiddeld havenniveau	
kistdam met L-wand onder gemiddeld havenniveau		onverankerde damwand	
verankerde damwand		diepwand	
L-wand gefundeerd op palen		verhoging kademuur	

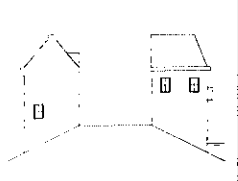
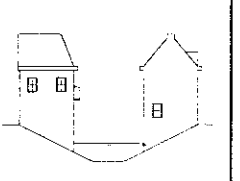
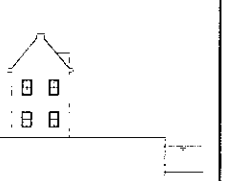


Heidemij adviesbureau, 1984		Rijkswaterstaat, Bouwdienst, 1991	
keerwand, geïntegreerd in de panden		hoog voorland	
Rijkswaterstaat, Bouwdienst, 1996 (studies waterkering Kampen)			
zelfoprijvende schuif		klepkering	
steigerklep		balgkering	

7.2.4 Keuze van constructies op deeltrajecten

In principe zijn er op de gekozen tracés 5 situaties te onderscheiden. Deze situaties onderscheiden zich door de verschillende dwarsdoorsneden die op de tracés voorkomen. De indeling van de deeltrajecten is ook voornamelijk gebaseerd op deze overeenkomstige kenmerken in het dwarsprofiel en elk deeltraject kan worden ingedeeld bij een van deze 5 gevallen. Voor elk karakteristiek dwarsprofiel c.q. deeltraject wordt in deze paragraaf de constructie gepresenteerd die gekozen is uit de geïnventariseerde constructies. In bijlage A.6 staat een korte beschrijving van de constructies die na een eerste selectie geschikt lijken voor een profiel. In de daaropvolgende bijlage A.7 vindt de beoordeling van de alternatieven plaats en wordt per profiel een constructie gekozen.

De 5 dwarsprofielen zijn gegeven in tabel 7.2, met daarbij genoemd de constructieve oplossingen uit de inventarisatie die op ieder profiel van toepassing zijn.

tabel 7.2: dwarsprofielen

Profiel I: tweezijdige bebouwing	Profiel II: bebouwing aan water	Profiel III: bebouwing aan kaden	Profiel IV: kruising bebouwing	Profiel V: kruising bruggen / wegen
				
van toepassing:				
<ul style="list-style-type: none"> • grondophoging (kistdam) • verticale schuif • segmentschuif • damwand (al dan niet verankerd) • diepwand • L-wand • klepkering • balgkering 	<ul style="list-style-type: none"> • kistdam met L-wand • keermuur geïntegreerd in de panden • verticale schuif • segmentschuif • klepkering • balgkering 	<ul style="list-style-type: none"> • grondophoging (kistdam) • verticale schuif • segmentschuif • damwand (al dan niet verankerd) • diepwand • L-wand • verhoging kademuur • zelfoprijvende schuif • klepkering • steigerklep • balgkering 	<ul style="list-style-type: none"> • grondophoging (kistdam) • verticale schuif • segmentschuif • damwand (al dan niet verankerd) • diepwand • L-wand • klepkering • balgkering 	<ul style="list-style-type: none"> • grondophoging (over vaste kering heen) • verticale schuif • segmentschuif • klepkering • balgkering • schotbalken

Kruisingen met waterwegen

Een bijkomende complicatie op de tracés C, D en E ontstaat als de kering waterlopen kruist en havens binnendijks worden gebracht. Bij tracé C en E gebeurt dit met de Voorstraatshaven, bij de Leuvebrug, en met de Wijnhaven, bij de Boombrug. Tracé D brengt, naast voornoemde havens, ook de Nieuwe Haven binnendijks en kruist het water bij de Engelenburgerbrug en de Roobrug. Als men de havens toegankelijk wil houden voor scheepvaart, moeten er ter plaatse van de kruisingen keersluizen komen. Men kan zich afvragen hoe belangrijk het is de Voorstraatshaven open te houden voor schepen. De vaak geringe diepte en de lage overkluizingen maken de haven op dit moment niet toegankelijk en aantrekkelijk voor schepen. Een spuisluis of het afdammen van de haven zijn dan de opties.

Hoofdaspecten

Voor het beoordelen van de oplossingen en het daaruit maken van een keuze, wordt gebruik gemaakt van criteria, afgeleid van de in hoofdstuk 5 beschreven hoofdaspecten. De hoofdaspecten en de daaruit afgeleide criteria zijn:

- Stedebouwkundig:
 - Inpassing in stadsbeeld
 - Relatie stad - rivier
 - Verkeer
- Cultuur-historisch:
 - Inpassing in beschermd stadsgezicht
 - Inpassing in historische stadsstructuur
 - Verlies monumenten / gezichtsbepalende panden
- Sociaal-economisch:
 - Detailhandel
 - Woontevredenheid
 - Verlies van functies
 - Recreatie
- Beheer en onderhoud:
 - Toekomstige verhoging
 - Mate van onderhoud
 - Complexiteit van onderhoud
- Kosten:
 - Verhouding tussen alternatieven
- Veiligheid
- Uitvoering:
 - Veiligheid tijdens uitvoering
 - Omgevingshinder
 - Bouwduur
 - Techniek

Profiel I: Straten met tweezijdige bebouwing

Het probleem bij deze deeltrajecten is in hoofdzaak tweeledig. Het straatbeeld heeft een cultuurhistorische waarde en het profiel van de straten is aan de smalle kant. Het eerste zorgt ervoor dat het moeilijk is een oplossing in te passen zonder het straatbeeld te verstoren. Het tweede uit zich vooral in een ruimteprobleem waardoor het moeilijk is bepaalde oplossingen toe te passen zonder dat bijvoorbeeld de toegang naar de huizen verslechtert. Het cultuurhistorische beeld wordt voornamelijk bepaald door de monumentale bebouwing en de bestrating en indeling van de straten. Aan de Prinsenstraat staat, op enkele uitzonderingen na, elk pand op de monumentenlijst. Op de andere deeltrajecten is dit steeds meer dan de helft van de panden, verspreid over het traject. Een concentratie van monumenten bevindt zich nog bij de bocht in de Voorstraat ter hoogte van de Steegoversloot. De bestrating bestaat, behalve op de Boomstraat, uit historisch aandoende klinkers.

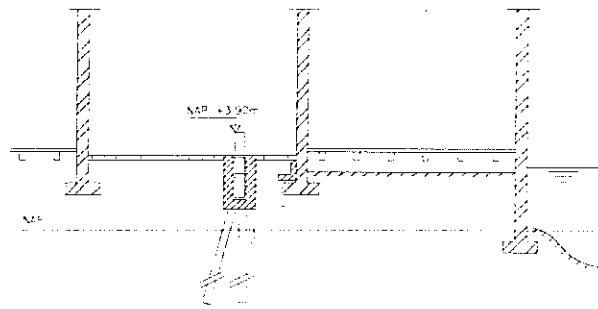
Van de hier beschouwde straten hebben de Prinsenstraat, het gedeelte van de Voorstraat vanaf de Steegoversloot, de Binnen Walevest, de Boomstraat en de Riedijk, een breder profiel. De straat heeft op deze plekken zelfs aan beide kanten een trottoir en vaak aan een zijde parkeerhavens. Behalve op de Voorstraat en de Riedijk hebben de deeltrajecten verhoogde trottoirs met 'moderne' tegels. De trottoirs op de Voorstraat en de Riedijk zijn gescheiden van de rijbaan door paaltjes; de klinkers van de rijbaan zijn doorgezet. In de drukke straten vormt een smalle vaste kering een te grote barrière voor de diverse verkeersstromen. Ook verstoort zo'n keermuur het historische beeld van de straten aanzienlijk. Een kering die deze bezwaren onder dagelijkse omstandigheden niet kent is een beweegbare kering. Een beweegbare kering vergt echter veel aandacht op het aspect beheer en onderhoud en is in aanleg en gebruik een kostbaar alternatief. Als er genoeg ruimte beschikbaar is komt een grondophoging, door de relatief eenvoudige uitvoering en de lage kosten, over het algemeen als eerste in aanmerking voor verzwaring van een dijk. Door de bredere opzet van de genoemde straten is een grondophoging tussen de trottoirs, met behoud van de historische bestrating, hier in principe mogelijk, zonder de historische aanblik van de straten al te veel aan te tasten. De grondophoging moet worden uitgevoerd als kistdam. Voor de brede dwarsprofielen wordt dit als oplossing voorgesteld.



Profiel I.a: Breed

figuur 7.2: grondophoging uitgevoerd als kistdam

De Palingstraat en het andere gedeelte van de Voorstraat zijn veel smaller. De Palingstraat is eigenlijk maar een steegje. De monumentale Groothoofdspoot komt uit op de Palingstraat. Verder grenzen hieraan de achtergevels van alle panden aan het Groothoofd. Een grondophoging is in deze straten door het ruimtegebrek vrijwel onmogelijk. Een vaste kering is door de genoemde barrièrewerking en verstoring van het historische beeld, vooral in deze straten, onaanvaardbaar. In dit geval is een smalle beweegbare kering wel een optie. Hoe smaller de kering, hoe minder verstoring van het straatoppervlak de kering veroorzaakt en hoe beter de kering in te passen is in het krappe historische profiel. Van de geïnventariseerde beweegbare keringen lijken de verticale schuifkering en de balgkering hiervoor het meest geschikt, aangezien deze weinig ruimte innemen en in niet kerende toestand vrijwel onzichtbaar zijn. In bijlage A.6 staat een beschrijving van deze twee keringen. Uit de beoordeling en keuze van de twee alternatieven in bijlage A.7, volgt dat de verticale schuifkering beter ingepast kan worden in het historische stadsbeeld en omgeving. Deze aspecten krijgen binnen het project een hogere prioriteit dan bijvoorbeeld kosten en dit is de reden dat de schuifkering als oplossing wordt verkozen boven de balgkering.

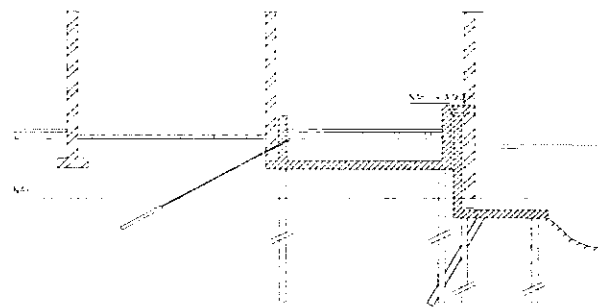


Profiel I.b: Smal

figuur 7.3: verticale schuifkering

Profiel II: Havens met bebouwing direct aan het water

De bebouwing die aan twee kanten vrijwel ononderbroken uit het water van de Voorstraatshaven rijst en de geslotenheid van de haven zijn belangrijke kenmerken van het gebied. Een vaste kering in de haven los van de gevels zou deze kwaliteiten ernstig kunnen verstoren. Ook al zijn de achtergevels architectonisch gezien minder interessant, een kering voor deze gevels, zoals de L-wand op een kistdam, zou het ononderbroken karakter van de bebouwing en de beslotenheid van de havens ernstig verstoren. Een oplossing waarbij de waterkering niet of nauwelijks te zien zou zijn, is een beweegbare kering in de haven. Deze zou, om niet zichtbaar aanwezig te zijn, in gesloten toestand niet boven het laagste havenpeil mogen komen en zou, aangezien het havenpeil regelmatig rond NAP ligt, erg diep moeten liggen. De kerende hoogte wordt dan bijna 4 meter, wat bij de meeste beweegbare keringen tot een grote constructiediepte leidt. Een klepkering heeft bij een dergelijke kerende hoogte de minst grote constructiediepte, maar heeft als nadeel een grote breedte, die op de smalste delen vrijwel de hele haven beslaat. Een beweegbare constructie levert bovendien erg veel complicaties op bij de kruisingen van de haven met bruggen en vooral overkluizingen. De kering kan niet door de overkluizingen heen en zal moeten aansluiten op keermuren geïntegreerd in de huizen of het tracé zal, via een andere constructie, om de bebouwing heen moeten worden geleid. Een betere, maar ook erg kostbare, oplossing lijkt de kering over de totale lengten van de deeltrajecten te integreren in de panden. Bij deze oplossing zijn er geen constructies aanwezig in de haven en wordt het ononderbroken karakter van de gevels niet verstoord. De kering kan tevens in de bebouwing, die over de haven heen is gebouwd, worden geïntegreerd. Deze constructie werd in de jaren tachtig als meest aanvaardbare oplossing gezien voor een haventracé en wordt ook hier op deze dwarsprofielen toegepast.

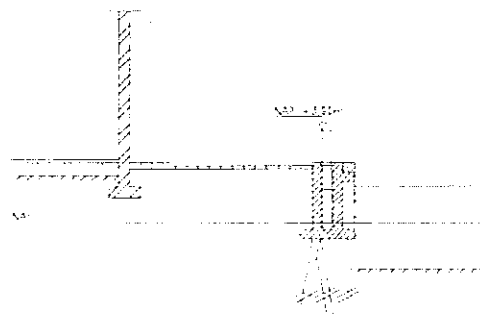


Profiel II

figuur 7.4: keermuur geïntegreerd in buitendijkse huizen

Profiel III: Havens met bebouwing gescheiden van het water door kaden

De gemiddelde hoogte van de kaden ligt rond NAP +2,30 m. Om aan de kerende hoogte te voldoen moet daar ruim anderhalve meter bovenop, waardoor een vaste kering al snel een obstakel op de kade is. Bij een smalle vaste kering, zoals een L-muur of damwand, zijn veel coupures en/of passages nodig voor de kruisingen met allerlei verkeer. Zulke vaste keringen zouden bovendien de relatie van de stad met de rivier ernstig verstoren. Het zicht op het water wordt belemmerd en de directe interactie van activiteiten op de kade met activiteiten op het water vervaagt. Ook de monumentale bebouwing aan de kaden staat een keermuur van ca 1,5 m hoog in de straat niet toe. De huidige maaiveldhoogte van de kade en de daarmee samenhangende drempelhoogte van de panden zijn ook de redenen dat een grondophoging op deze deeltrajecten niet haalbaar is. Bij een ophoging over de totale breedte van de kaden wordt het hoogteverschil met de toegangen naar de huizen te groot. Bij een ophoging over een deel van de kade spelen dezelfde overwegingen een rol als bij de smalle vaste keringen. Een kering op de grens van water en land die "met het water mee beweegt" zorgt ervoor dat in een niet kerende situatie die interactie niet of nauwelijks in gevaar komt. Van een beweegbare kering is een aantal voorbeelden gegeven bij de principeoplossingen. Aangezien op veel plaatsen de breedte van de kaden gering is, verdient een smalle kering de voorkeur. Ook al zijn de keringen onder alledaagse omstandigheden niet in gebruik, gaat de ruimte grotendeels toch verloren omdat ze vrij gehouden moeten worden van obstakels. De bovenkant van de kering is bovendien vaak wel zichtbaar aanwezig. De klepkering en de segmentschuif worden in dit geval beschouwd als brede keringen en worden niet verder bekeken. Omdat ook de kaden zelf vaak een historische waarde bezitten, of in ieder geval een historisch uiterlijk hebben, en de kade bij de steigerklep zou verdwijnen, wordt deze oplossing niet meegenomen. De balgkering, de verticale schuifkering en de zelfoprijvende schuif aan de kade, zijn constructies die op grond van een eerste grove selectie geschikt lijken. Bijlage A.6 gaat nader in op deze constructies. Uit het smalle straatprofiel bleek al dat van de balgkering en de schuifkering, de schuif het beste ingepast kon worden in het historische stadsbeeld. Ook is in bijlage A.7 nagegaan, wat de beste positionering van de kering op de kade is. Een kering in de straat voor de huizen lijkt om uitvoeringstechnische redenen niet haalbaar. Uit de beoordeling blijkt verder dat door de permanent aanwezige onderdelen van een schuif voor de kade, een schuif op de kade een betere beoordeling krijgt op de belangrijkste criteria.



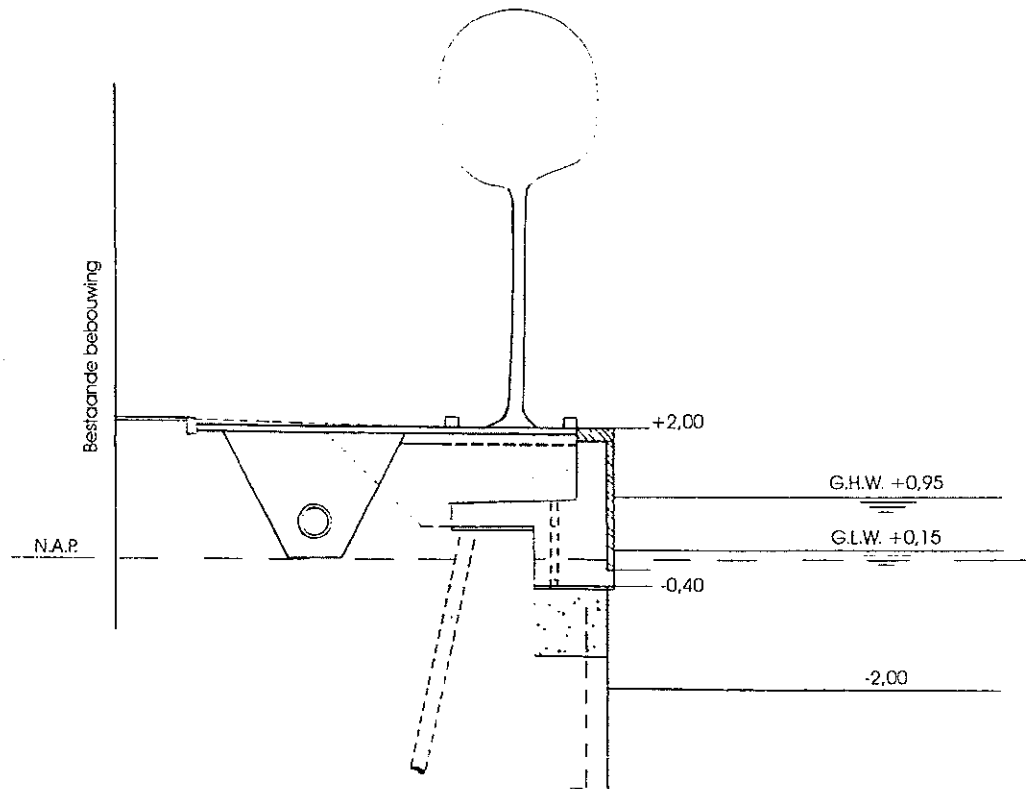
Profiel III

figuur 7.5: verticale schuif kering op de kade

Kademuren langs het tracé

Vroeger bestonden bijna alle kademuren in Dordrecht uit gemetselde gewichtsmuren. Hoe en hoe diep de muren werden gefundeerd is onduidelijk. De Lange Gelderse Kade is de enige kade waar dit type muur nu nog als kade dienst doet. De meeste van de gewichtsmuren zijn enkele tientallen jaren geleden vervangen. Het type dat vanaf de oorlog tot enkele jaren geleden het meest als vervanging werd gebruikt is de L-wand op palen. De oude muur werd hiervoor tot een bepaalde hoogte gesloopt en de nieuwe L-wand werd voor of op de muur gebouwd. Omdat de kaden regelmatig overstromen moet er een goede drainage achter de kademuur aanwezig zijn om overdruk naar de haven toe te voorkomen. Om waterbeweging de andere kant op te voorkomen wordt soms een terugslagklep gebruikt. De 'traditionele' L-muren bevinden zich op volgende delen van de tracés: Taankade, Mattenkade, Groothoofd en Kuipershaven. Op andere

delen van de tracés zijn de kaden meer recent vervangen. Hierbij is niet zonder meer de L-muur als vervanging gebruikt. De oplossingen zijn echter, ondanks de verschillen, vaak wel afgeleid van de L-muur. In de meeste gevallen is er een muur op de oude gewichtsmuur gestort of gemetseld. Omdat de fundering van de gewichtsmuur onbekend is moet een constructie meestal wel onderheid worden. Dit soort constructies is toegepast op de kaden langs de: Aardappelmarkt, Knolhaven en Houttuinen (vanaf Engelenburgerbrug tot aan de bebouwing). De kaden langs de bebouwing aan de Nieuwe Haven tot aan de Lange IJzeren brug staan niet onder toezicht van de gemeente, maar van de bewoners van de panden. Over de opbouw en staat van deze kaden is niks bekend. De kaden direct aan de rivier, zoals de Merwekade, Kalkhaven, Bomhaven en Leuvehaven, bestaan uit verankerde damwanden.

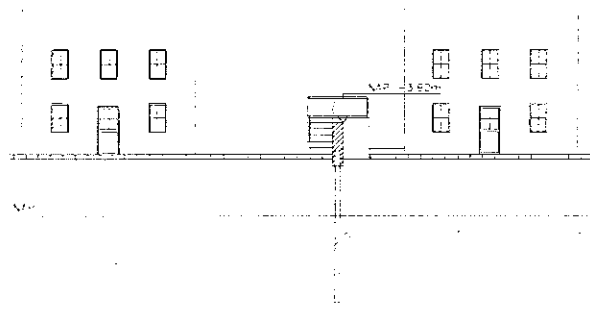


figuur 7.6: kade bij Knolhaven

Profiel IV: Kruisingen met bebouwing

De kering loopt op deze trajecten door een gebied met bebouwing. De kruisingen zijn zo gekozen dat deze geen monumenten of gezichtsbepalende gebouwen kruisen. Omdat integratie van de kering in de panden erg kostbaar is en sloop hier niet gepaard gaat met het verlies van monumenten of door de gemeente als gezichtsbepalend geclassificeerde gebouwen, is sloop van enkele panden een optie. De kering gaat niet langs (monumentale) voorgevels, maar langs zijgevels die voorheen niet in het zicht stonden. Daarom lijken er weinig redenen te zijn om hier omwille van een betere inpassing in het stadsgezicht een dure beweegbare kering toe te passen. Van de vaste keringen zijn de smalle keringen, de L-muur, damwand en diepwand, goedkoper dan de kistdam. Een smalle vaste kering lijkt in dit geval de meest gewenste constructie. Een diepwand is van de drie de duurste oplossing. De L-muur moet en onderheid worden en er moet een kwel- en erosiescherm voor de waterdichtheid worden aangebracht. Bij de damwand (met opgestorte betonmuur) kunnen fundering en waterdichtheid gecombineerd worden en is er minder betonwerk. Alhoewel de kosten niet veel zullen verschillen, zal de damwand daardoor goedkoper zijn en wordt voor deze constructie gekozen. Het ontstane open gebied kan worden ingericht op een optimale inpassing van de keermuur. De opengebrooken gebieden zullen niet toegankelijk zijn voor

ander verkeer dan voetgangers, maar waar verkeerswegen de kering kruisen, moeten coupures worden toegestaan.

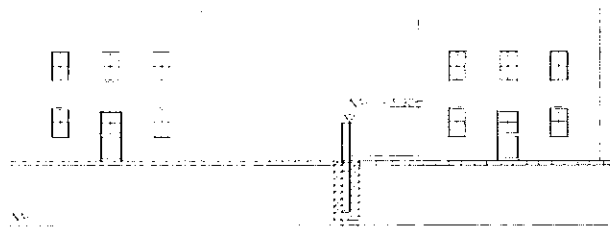


Profiel IV

figuur 7.7: damwand

Profiel V: Kruisingen met bruggen / wegen

Bij de kruisingen met bruggen en wegen moet verkeer de kering in niet werkende toestand kunnen passeren. Deze kruisingen zijn zo verschillend dat niet voor elke kruising dezelfde oplossing gebruikt kan worden. De oplossing hangt voornamelijk af van de constructie waar het op aansluit. In principe zijn er twee oplossingen aan te geven: een coupure die moet worden gedicht met schotbalken, of een beweegbare kering. Schotbalken zijn uit oogpunt van veiligheid en beheer minder gewenst, omdat de balken altijd van elders moeten worden aangevoerd en dit kan leiden tot het niet (op tijd) beschikbaar zijn van de balken. Als al een beweegbare kering wordt toegepast kan die doorgezet worden. Daar waar een grondophoging is toegepast kan dit ook worden doorgezet en kunnen meestal taluds worden aangebracht. Als dit niet mogelijk is zorgt een schuifkering voor de eenvoudigste aansluitingen. Dit geldt ook voor coupures in een keermuur en de verticale schuif is daarmee de beste, algemeen toepasbare, oplossing bij kruisingen.



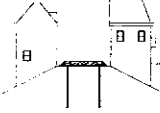

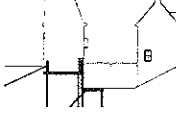
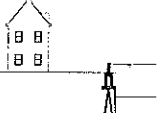


Profiel V

figuur 7.8: coupure, verticale schuif

Conclusie

Voor in de volgende paragraaf de deeltrajecten worden samengesteld tot tracés, wordt in de volgende tabel herhaald welke constructies na voorafgaande beoordeling zijn gekozen om te worden toegepast op de verschillende dwarsprofielen.

tabel 7.3: keuze constructie op dwarsprofielen

Profiel Ia: breed profiel	Profiel Ib: smal profiel	Profiel II: bebouwing aan water	Profiel III: bebouwing aan kaden	Profiel IV: kruising bebouwing	Profiel V: kruising wegen / bruggen
					
keuze:					
grondophoging	verticale schuif	keermuur geïntegreerd in de panden	verticale schuif op de kade	damwand	verticale schuif

Uit de beoordeling in bijlage A.7 blijkt dat de keermuur geïntegreerd in de panden en de schuifkering geïntegreerd in de kademuur ten opzichte van de andere constructies vooral op de eerste drie criteria goed scoren. Door de goede inpassing in het historische stadsbeeld komen deze constructies met name op de aspecten stedenbouwkunde en cultuurhistorie gunstig naar voren. Door de goede inpassing veroorzaken beide constructies voor de bewoners en gebruikers van het gebied weinig overlast en scoren ze ook op sociaal-economisch gebied goed. De gunstige beoordelingen die de deeltrajecten op die aspecten krijgen wordt afgezwakt door de mindere beoordelingen op de aspecten kosten en uitvoering. Door de technisch lastige en omvangrijke ingrepen zijn de kosten van de alternatieven hoog en is de hinder tijdens de uitvoering groot. Voor de grondophogingen en de keermuur bij de doorbraken geldt in de beoordeling het tegengestelde. Deze constructies scoren slecht op de eerste drie hoofdaspecten, doordat ze zeer nadrukkelijk en storend aanwezig zijn in het stadsbeeld. Het voordeel bij deze oplossingen is echter dat de kosten laag zijn en dat ze, door de betrekkelijke bekendheid en eenvoudigheid, ook op het aspect uitvoering goed scoren.

7.3 Samenstellen en beoordeling van alternatieven

In de vorige paragraaf zijn de deeltrajecten vastgesteld. In deze paragraaf worden de tracés als geheel beoordeeld. In de tabellen op de linkerpagina zijn per tracé de beoordelingen per deeltraject gegeven. Er wordt met 'zachte' criteria gewerkt, waardoor het niet toegestaan is op de kwalitatieve beoordelingen rekenkundige bewerkingen toe te passen. De tracés worden aan de hand van de tabellen 7.4 t/m 7.8 in de komende paragraaf beoordeeld.

Tracé A:

door Prinsenstraat, Voorstraat en Riedijk (huidige tracé)

Tracé A volgt het huidige verloop van de waterkering. Op de deeltrajecten met een breed profiel, bij elkaar bijna de helft van het tracé, wordt de dijk verzwwaard door een grondophoging uitgevoerd als kistdam. De grondophogingen zijn in vergelijking met de andere alternatieven redelijk eenvoudig en goedkoop uit te voeren. Daar staat tegenover dat de ophoging slecht past in het stadsbeeld en het historische karakter van de straten er ernstig door wordt verstoord. Ook de mobiliteit van het (voetgangers)verkeer en daarmee de woontevredenheid gaan door de ophoging van gemiddeld circa 0,6 m sterk achteruit. Dit heeft tevens een negatieve invloed op de detailhandel. Op de smallere deeltrajecten met de meeste winkels is een verticale schuifkering toegepast. Dit heeft veel minder negatieve effecten op de omgeving dan de grondophoging. Het smalle straatprofiel zorgt in dit geval wel voor een slechte bereikbaarheid voor inspectie. Het volgen van het huidige tracé heeft het voordeel dat het meestal hoger ligt en dat geen nieuwe lastige kruisingen met waterwegen hoeven te worden gemaakt. Het aantal verschillende deeltrajecten is klein en dientengevolge het aantal overgangen. Dit zijn de voornaamste redenen dat dit tracé het goedkoopst is. Een grove schatting van de kosten is fl. 38 miljoen.

Tracé B:

door Prinsenstraat, Voorstraatshaven, Wijnhaven, Boomstraat en Riedijk:

Tracé B onderscheidt zich van A door het over een minder lange afstand toepassen van een kistdam. In plaats daarvan wordt het tracé verlegd naar de havens en wordt een verticale schuifkering op de kaden aan de Wijnhaven en een geïntegreerde keermuur in de panden aan de Voorstraatshaven toegepast. De Prinsenstraat en de Riedijk worden ook bij dit alternatief als kistdam uitgevoerd. Dit levert dus dezelfde negatieve effecten op als bij tracé A, maar over een minder lange afstand. De geïntegreerde keermuur is een oplossing die de bijzondere waarden van de smalle Oude Haven grotendeels intact laat en het stadsbeeld nauwelijks verstoort. In relatie tot de ingrijpende inpandige wijzigingen verandert er, zeker aan de kant van de Voorstraat, weinig aan de monumentale panden. De integratie heeft als nadeel de grote overlast tijdens aanleg door de tijdelijke verhuizing van de bewoners en de hoge kosten die dit, naast de al zeer hoge aanlegkosten, met zich meebrengt. In totaal zouden over 760 m ca. 130 panden moeten worden aangepakt. Op het beschouwde stuk bevindt zich bovendien de meeste detailhandel van het hele tracé en die zou voor lange tijd niet in bedrijf kunnen zijn. Een groot probleem vormen de kruisingen van de kering met de overkluizingen. B is door het over grote afstand toepassen van de geïntegreerde keermuur, de duurste van de beschouwde alternatieven. De kosten dit alternatief komen ongeveer op fl. 121,5 miljoen.

tabel 7.4: beoordeling tracé A
waardering in :- / - / 0 / + / ++, met onderlinge vergelijking

Tracé A			
1500 m	A.1: Prinsenstraat 150 m grondophoging	A.2: Voorstraat (Steegoversloot) 800 m schuifkering	A.3: Voorstraat, Riedijk 550 m grondophoging
constructie			
Stedebouwkundig:			
inpassing in stadsbeeld	--	-	--
relatie stad - rivier	0	0	0
verkeer	--	0	--
Cultuur-historisch:			
inpassing in beschermd stadsgezicht	--	-	--
inpassing in hist. stadsstructuur	+	+	+
verlies monumenten	geen	geen	geen
Sociaal-economisch:			
detailhandel / winkelgebied	-	0	-
woontevredenheid	--	0	--
verlies van functies	-	0	-
recreatie	0	0	0
Beheer/onderhoud:			
toekomstige verhoging	+	-	+
mate van onderhoud	-	-	-
complexiteit van onderhoud	+	-	+
Kosten (x1. miljoen)	3	24	11
Veiligheid	0	0	0
Uitvoering:			
veiligheid tijdens uitvoering	-	-	-
omgevingshinder	-	-	-
bouwduur	+	0	+
techniek	0	-	0
Innovativiteit:	0	+	0

tabel 7.5: beoordeling tracé B
waardering in :- / - / 0 / + / ++, met onderlinge vergelijking

Tracé B				
1550 m	B.1: Prinsenstraat 150 m grondophoging	B.2: Voorstraats-haven 760 m geint. keermuur	B.3: Wijnhaven 460 m schuifkering	B.4: Boomstraat, Riedijk 180 m grondophoging
constructie				
Stedebouwkundig:				
inpassing in stadsbeeld	--	+	0	--
relatie stad - rivier	0	0	0	0
verkeer	--	0	0	--
Cultuur-historisch:				
inpassing in beschermd stadsgezicht	--	+	0	--
inpassing in hist. stadsstructuur	+	+	+	+
verlies monumenten	geen	geen	geen	geen
Sociaal-economisch:				
detailhandel / winkelgebied	-	0	0	-
woontevredenheid	--	-	0	--
verlies van functies	-	0	0	-
recreatie	0	0	0	0
Beheer/onderhoud:				
toekomstige verhoging	+	--	-	+
mate van onderhoud	-	++	-	-
complexiteit van onderhoud	+	0	0	+
Kosten (x1. miljoen)	3	98,8	16,1	3,6
Veiligheid	0	0	0	0
Uitvoering:				
veiligheid tijdens uitvoering	-	-	0	-
omgevingshinder	-	--	-	-
bouwduur	+	-	0	+
techniek	0	--	-	0
Innovativiteit:	0	++	+	0

Tracé C:

op de grens van land en water vanaf de Zuidersluisdam in de Kalkhaven, langs de Bomhaven, Maartensgat, Knolhaven en Kuipershaven, na passage van de Damiatebrug via een doorsteek op de Mattenkade terechtkomend en hierlangs naar de Boomstraat en de Riedijk:

Tracé C volgt het tracé dat destijds door de gemeente werd aangewezen als het tracé dat het meest in aanmerking zou komen, als tracéverlegging nodig zou blijken. Tracé C omzeilt de Prinsenstraat door over de grens van land en water van de Kalkhaven te gaan. Dit biedt een betere oplossing dan een grondophoging in de Prinsenstraat. De benodigde doorsteek vermindert dit voordeel licht, maar kan stedenbouwkundig wel goed opgelost worden door een totale nieuwe inrichting van het ontstane gebied. Bovendien is het maar over een korte afstand. Na passage van de Bom- en Leuvehaven kruist het tracé de Leuvebrug en brengt daarmee de Oude Haven binnendijks. Hiervoor moet bij deze kruising van de kering met de haven een kunstwerk worden aangebracht. Omdat de recreatieve waarde van de Voorstraathaven klein is, kan bij de Leuvebrug een afdamming of eventueel een spuisluis als kunstwerk in de waterkering dienst doen. Na kruising van de Leuvebrug wordt het tracé tot aan de Damiatebrug uitgevoerd als verticale schuifkering. De inpassing van dit deel is goed en gaat gepaard met weinig verlies van functies en woontevredenheid. De doorbraak bij de Damiatebrug is abrupt en bedacht om het Groothoofd af te snijden, maar volgt geen enkele stedenbouwkundige structuur en lijkt daardoor onlogisch. Ditmaal is de doorbraak ook langer en kruist een belangrijke straat, de Wijnstraat, waar dus een coupure moet komen. Dit heeft een groter negatief effect op de eindbeoordeling dan de eerste doorbraak. Van de Kuipershaven tot de Mattenkade, volgt nog een schuifconstructie over de Mattenkade, met aan het eind, bij de Boombrug, een keersluis. De recreatieve waarde van de Wijnhaven is aanmerkelijk groter en het is hier dan ook wenselijk de haven toegankelijk te houden voor de scheepvaart. Een keersluis is ongunstig voor de recreatie omdat dit wachttijden met zich meebrengt en de toegankelijkheid van de havens verslechterd. De kosten van een dubbelkerende sluis bij de Boombrug is volgens Rijkswaterstaat [15] fl. 7 miljoen en een spuisluis circa fl. 2,5 miljoen. Tenslotte sluit ook C weer, via de Boomstraat, aan op de Riedijk. De grondophoging op dit deel beïnvloedt de beoordeling van het tracé negatief. Op het alternatief worden veel verschillende constructieve oplossingen gebruikt en dat leidt tot extra kosten en uitvoeringsproblemen door de vele aansluitingen.

Een grove schatting van de totale aanlegkosten van alternatief C is fl. 73 miljoen.

tabel 7.6: beoordeling tracé C
 waardering in :- / - / 0 / + / ++, met onderlinge vergelijking


Tracé C										
1770 m	C.1: Kalkhaven	C.2: Keizershof	C.3: Doorsteek	C.4: Bom- en Leuvehaven	C.5: Lange Gelderse Kade	C.6: Nieuwe Haven	C.7: Knol- en Kuipershaven	C.8: Doorsteek	C.9: Mattenkade	C.10: Boom- straat, Riedijk
	100 m	60 m	70 m	100 m	170 m	220 m	570 m	120 m	130 m	230 m
constructie	geïnt. keermuur	schuifkering	keermuur	schuifkering	schuifkering	schuifkering	schuifkering	keermuur	schuifkering	grondophoging
Stedebouwkundig:										
inpassing in stadsbeeld	+	0	--	0	0	0	0	--	0	--
relatie stad - rivier	0	0	--	0	-	0	0	0	-	0
verkeer	0	0	-	0	0	0	0	--	0	--
Cultuur-historisch:										
inpassing in beschermd stadsgezicht	+	0	--	0	0	0	0	--	0	--
inpassing in hist. stadsstructuur	0	0	--	0	+	+	+	--	+	+
verlies monumenten	geen	geen	geen	geen	geen	geen	geen	geen	geen	geen
Sociaal-economisch:										
detailhandel / winkelgebied	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
woontevredenheid	-	0	--	0	0	-	0	--	0	--
verlies van functies	0	0	--	0	0	-	0	--	0	-
recreatie	0	0	0	0	-	0	0	0	-	0
Beheer/onderhoud:										
toekomstige verhoging	--	-	+	-	-	-	-	+	-	+
mate van onderhoud	++	-	+	-	-	-	-	+	-	-
complexiteit van onderhoud	0	0	+	0	0	0	0	+	0	+
Kosten:(X t): miljoen)	13	2,1	0,7	3,5	8,5	7,7	20	1,2	11,6	4,6
Veiligheid:	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Uitvoering:										
veiligheid tijdens uitvoering	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
omgevingshinder	--	-	-	-	-	-	-	-	-	-
bouwduur	-	0	+	0	0	0	0	+	0	+
techniek	--	-	+	-	-	-	-	+	-	0
Innovativiteit:	++	+	0	+	+	+	+	0	+	0

Tracé D:

langs een oude stadswal: door de Prinsenstraat, Lange Gelderse kade, Binnen Walevest, Kuipershaven, Palingstraat, langs het Bolwerk over de Merwekade:

Dit alternatief volgt een verloop van de stadsmuur die de stad vroeger beschermde. Het tracé begint net als A en B met een grondophoging in de Prinsenstraat. Daarna gaat het als C verder met een spuisluis of dam bij de Leuvebrug, en een verticale schuifkering langs de Lange Gelderse Kade. Het tracé gaat na kruising met de Engelenburgerbrug verder naar de Binnen Walevest waar de kering wordt uitgevoerd als grondophoging. Bij elkaar heeft het tracé dan over bijna 600 m een grondophoging en dat geeft het een negatieve beoordeling. Een ander nadeel van het tracé is dat de kering nog verder buitendijks wordt geplaatst en daarmee de Nieuwe Haven binnendijks brengt. Dit noodzaakt tot bijzondere aanpassingen bij de Engelenburgerbrug en de Roobrug. De Roobrug is te laag om de meeste boten ongehinderd te laten passeren en hier zou een dam of een spuisluis kunnen komen. De enige toegang van de Nieuwe Haven met de rivier is dus de Engelenburgerbrug en door de recreatieve waarde van de Nieuwe Haven moet hier een keersluis komen. De keersluis heeft een nadelig effect op het recreatieve aspect van de haven en de relatie van de stad met de rivier. De verticale schuifkering aan de Kuipershaven is evenals bij tracé C goed inpasbaar en brengt weinig negatieve gevolgen met zich mee. In de Palingstraat geeft dit, door het smallere profiel, meer problemen. De keersluis bij de Boombrug is inbegrepen in het laatste deeltraject, waar verder een verticale schuif langs de Merwekade wordt toegepast. Door de minder historische aanblik van deze kade past de kering hier beter dan op de kaden aan de binnenstedelijke havens. De overgangen tussen verschillende constructie typen vallen samen met de kruisingen met watergangen. Hiervan zijn er drie op het tracé te vinden en er moeten dus zes aansluitingen met een kunstwerk worden gerealiseerd. Dit is ongunstig voor aspecten als uitvoeringstechniek en kosten. De voornaamste reden dat D is meegenomen is dat het een voormalig verloop van de stadsmuur volgt. De meerwaarde van het volgen van een oude stadsstructuur wordt echter voor een deel teniet gedaan door het ontbreken van zichtbare overblijfselen van de muur en een duidelijk zichtbare lijn in het verloop ervan. De kosten het alternatief bedragen ongeveer fl. 65,7 miljoen.

tabel 7.7: beoordeling tracé D
 waardering in : - / - / 0 / + / ++, met onderlinge vergelijking

		Tracé D					
1490 m		D.1: Prinsen- straat	D.2: Lange Gelderse Kade	D.3: Binnen Walevest	D.4: Kuipers- haven	D.5: Palingstraat	D.6: Merwekade
constructie		150 m	220 m	450 m	420 m	110 m	240 m
		grondophoging	schuifkering	grondophoging	schuifkering	schuifkering	schuifkering
Stedebouwkundig:		--	0	--	0	-	+
inpassing in stadsbeeld		0	-	--	0	0	-
relatie stad - rivier		--	0	--	0	0	0
verkeer							
Cultuur-historisch:							
inpassing in beschermd stadsgezicht		--	0	--	0	-	+
inpassing in hist. stadsstructuur		+	+	+	+	+	+
verifies monumenten		geen	geen	geen	geen	geen	geen
Sociaal-éconómisch:							
detailhandel / winkelgebied		-	0	0	0	0	0
woontevredenheid		--	0	--	0	0	0
verlies van functies		-	0	-	0	0	0
recreatie		0	-	-	0	0	-
Beheer/onderhoud:							
toekomstige verhoging		+	-	+	-	-	-
mate van onderhoud		-	-	-	-	-	-
complexiteit van onderhoud		+	0	+	0	0	0
Kosten (x fl. 1 miljoen)		3	10,2	18,5	14,7	3,9	15,4
Veiligheid:		0	0	0	0	0	0
Uitvoering:							
veiligheid tijdens uitvoering		-	0	0	0	0	0
omgevingshinder		-	-	-	-	-	-
bouwduur		+	0	+	0	0	0
techniek		0	-	0	-	-	-
Innovativiteit:		0	+	0	+	+	+

Tracé E:

Op de grens van land en water vanaf de Zuiderluisdam in de Kalkhaven, langs de Bomhaven, Maartensgat, Knolhaven en Kuipershaven, om het Groothoofd langs de Boombrug en verder langs de Merwekade:

Tracé E is tot na de passage van de Damiatebrug gelijk aan tracé C. Daar blijft E echter de kade van de Wolwevershaven volgen en gaat om het Groothoofd heen tot de keersluis bij de Boombrug. Uitgevoerd als beweegbare schuifkering gaat dit niet ten koste van de bijzondere kwaliteiten van het Groothoofd. Ook daarna blijft het tracé op de grens van land en water lopen als de verticale schuif over de Merwekade wordt voortgezet. Hiermee wordt de Riedijk vermeden en heeft E een voordeel ten opzichte van C. Dit betekent ook dat het alternatief minder overgangen heeft tussen verschillende constructies dan C. Lastige aansluitingen blijven aanwezig in het westelijke deel van het alternatief en bij de kruisingen met waterwegen. Tracé E volgt, op de grens van de tweede schil met de derde, een herkenbare structuur van de binnenstad en vertoont een grote consistentie in zowel tracéverloop als toegepaste constructie. Daarmee scoort E als geheel goed op de aspecten stedenbouw en cultuurhistorie.

Dit alternatief kost ongeveer fl. 74,3 miljoen.

tabel 7.8: beoordeling tracé E

waardering in: -- / - / 0 / + / ++, met onderlinge vergelijking

Tracé E								
1700 m	E.1: Kalkhaven	E.2: Keizershof	E.3: Doorsteek	E.4: Bom- en Leuehaven	E.5: Lange Gelderse Kade	E.6: Nieuwe Haven	E.7: Knolhaven tot Groot hoofd	E.8: Merwekade
constructie	geïnt. keermuur	schuifkering	keermuur	schuifkering	schuifkering	schuifkering	schuifkering	schuifkering
Stedebouwkundig:								
inpassing in stadsbeeld	+	0	--	0	0	0	0	+
relatie stad - rivier	0	0	--	0	-	0	0	-
verkeer	0	0	-	0	0	0	0	0
Cultuur-historisch:								
inpassing in beschermd stadsgezicht	+	0	--	0	0	0	0	0
inpassing in hist. stadsstructuur	0	0	--	0	+	+	+	+
verlies monumenten	geen	geen	geen	geen	geen	geen	geen	geen
Sociaal-economisch:								
detailhandel / winkelgebied	0	0	0	0	0	0	0	0
woontevredenheid	-	0	--	0	0	-	0	0
verlies van functies	0	0	--	0	0	-	0	0
recreatie	0	0	0	0	-	0	0	-
Beheer/onderhoud:								
toekomstige verhoging	--	-	+	-	-	-	-	-
mate van onderhoud	++	-	+	-	-	-	-	-
complexiteit van onderhoud	0	0	+	0	0	0	0	0
Kosten (x fl. 1 miljoen)	10,4	3,2	0,25	3,2	8,5	7	26,3	15,4
Veiligheid:	0	0	0	0	0	0	0	0
Uitvoering:								
veiligheid tijdens uitvoering	0	0	0	0	0	0	0	0
omgevingshinder	--	-	-	-	-	-	-	-
bouwduur	-	0	+	0	0	0	0	0
techniek	--	-	+	-	-	-	-	-
Innovativiteit:	++	+	0	+	+	+	+	+

7.4 Vergelijking van alternatieven

Tracés A en D lijken door de negatieve beoordelingen van de deeltrajecten met grondophogingen als eerste af te vallen. Bij tracé A bestaat bijna de helft van het totale tracé uit grondophogingen. De slechte inpassing van deze constructie in het stadsbeeld en de overlast die dit voor de bewoners en het verkeer met zich meebrengt zijn de voornaamste redenen voor de slechte beoordeling. Bij tracé D speelt daar nog mee het binnendijks brengen van de Nieuwe Haven, wat de belangrijke relatie van de stad met de rivier negatief beïnvloedt. De niet aanwezige overblijfselen van de structuur waarop dit tracé is gebaseerd, maken het zeer moeilijk de gewenste meerwaarde aan dit tracé te geven. Van de twee best beoordeelde constructies wordt de geïntegreerde keermuur op de eerste drie hoofdaspecten iets positiever beoordeeld dan de schuifkering. De keermuur wordt over een grote lengte toegepast op tracé B, gevolgd door een schuifkering geïntegreerd in de kaden. Op grond hiervan wordt B gunstig beoordeeld. De slecht gewaardeerde grondophogingen worden slechts over relatief korte afstanden toegepast. Ook bij tracé C wordt een grondophoging in de Boomstraat en de Riedijk toegepast en bovendien kruist het tracé op twee plaatsen bebouwing. Vooral de doorbraak van de Kuipershaven naar de Mattenkade is stedenbouwkundig ongunstig door zijn lengte en de kruising met de Wijnstraat. C heeft de meeste verschillende constructies van alle alternatieven en daardoor ook de meeste lastige overgangen tussen constructies. Tracé E, dat tot de Mattenkade hetzelfde is als C, kruist daar niet de bebouwing maar blijft de kade volgen met een verticale schuifkering tot het eind van het tracé. Het tracé heeft daardoor minder aansluitingen tussen verschillende constructies en loopt, op de grens van land en water, om de bebouwing heen en kent daarom veel minder inpassingsproblemen.

Wanneer wordt teruggekoppeld naar de doelstellingen van dit project, komt daarin vooral naar voren dat de oplossing rekening moet houden met de cultuurhistorische waarden die de stad bezit. In stedelijk gebied vraagt de inpassing van de waterkering en de overlast, die dit met zich meebrengt, extra aandacht. De drie eerstgenoemde hoofdaspecten krijgen in dit project een hogere prioriteit. De deeltrajecten met de geïntegreerde keermuur en de schuifkering krijgen daardoor een betere totale beoordeling. Innovativiteit is een ander belangrijk aspect van de ontwerp-strategie waarop beide constructies hoog scoren. De prijs van een oplossing die rekening houdt met de bijzondere kwaliteiten van de stad Dordrecht en in gebruik weinig overlast veroorzaakt voor de bewoners is duidelijk. Door de omvangrijke ingrepen die nodig zijn om een constructie vrijwel onzichtbaar aanwezig te laten zijn en goed te laten voldoen aan de belangrijkste criteria, wordt de oplossing kostbaar en zorgt de uitvoer ervan juist voor redelijk veel overlast.

Tracés B en E krijgen in de afweging de beste beoordelingen, waarbij E iets positiever beoordeeld wordt dan B. Dat komt omdat op B nog steeds over ruim 300 m grondophogingen worden toegepast. Veel mensen ondervinden last van de grondophogingen. Kan een alternatief hoog worden gewaardeerd omdat een goede oplossing over een groot stuk wordt toegepast, terwijl dat met zich meebrengt dat een minder goede oplossing over een kleiner deel (toch nog ruim 300 m) wordt toegepast. Dit probleem kan worden opgelost door de grondophogingen in tracé B te vervangen door de deeltrajecten zoals die in bijvoorbeeld tracé E worden gevolgd. Het tracé gaat dan door de Kalkhaven en Bomhaven in plaats van door de Prinsenstraat, en langs de Merwekade in plaats van door de Boomstraat en Riedijk. Het binnendijkse gebied wordt slechts minimaal vergroot en er zijn geen extra kunstwerken nodig omdat er geen waterwegen worden gekruist. Maar een ander groot nadeel van tracé B, dat de bewoners en winkeliers ergens anders onderdak moeten zoeken tijdens de aanleg van de kering, blijft onveranderd. Omdat het stuk een druk winkelgebied is zorgt dit, naast de al hoge bouwkosten, voor een forse verhoging van de totale kosten door inkomstenderving en schadevergoeding. Deze kosten zijn niet in de genoemde prijs meegerekend en aanzien B al de duurste van alle alternatieven is, is ook dit een reden om niet over zulke grote afstanden een geïntegreerde keermuur toe te passen.

7.5 Conclusie

Tracé E komt uit bovenstaande beoordeling als het meest wenselijke tracé naar voren. De beoordeling blijft echter, naast het feit dat andere uitgangspunten tot andere conclusies kunnen leiden, altijd subjectief en is niet door een individu te maken. Geprobeerd is de uitgangspunten zo goed mogelijk te verklaren, zodat een duidelijk beeld wordt verkregen over de gemaakte keuzen. Om objectiviteit te verkrijgen zouden meerdere partijen moeten worden geraadpleegd en zou van het begin af aan een bredere discussie moeten plaatsvinden over wensen en prioriteiten van betrokkenen. Wat de meningen van betrokken partijen betreft is het binnen dit project onmogelijk deze daadwerkelijk in de beoordeling te betrekken. Wel is geprobeerd uit eerdere discussies en reacties een beeld te vormen van de wensen van betrokken partijen en is geprobeerd deze zo goed mogelijk in de beoordeling mee te nemen.

Het is daarom niet verstandig te beweren dat het tracé het beste alternatief is als oplossing voor de waterkering van Dordrecht. De vraag is of er überhaupt een 'beste' alternatief bestaat. Een alternatief dat ingepast kan worden in de stad, zonder het historische beeld te verstoren of op andere aspecten in gebruiksfase overlast te veroorzaken, is al snel een zeer kostbaar alternatief. De verantwoordelijke beleidsvoerders moeten zich de vraag stellen of men bereid is de prijs hiervoor te betalen. Met andere woorden, wegen de maatschappelijke voordelen op tegen de kosten.

Duidelijk is dat in ieder geval twee constructies vanuit stedenbouwkundig, cultuurhistorisch en sociaal-economisch oogpunt een goede oplossing lijken te bieden voor waterkeren in stedelijk gebied. Dit zijn de keermuur geïntegreerd in de panden en de verticale schuif geïntegreerd in de kademuur. Beide oplossingen combineren een waterkerende functie met een andere functie. Daardoor wordt, in stedelijk gebied, schaarse ruimte bespaard. Bovendien zijn beide oplossingen goed inpasbaar in de omgeving, omdat ze onder dagelijkse omstandigheden nauwelijks zichtbaar aanwezig zijn. Beide constructies worden in het meest wenselijke tracé E toegepast. De keermuur echter slechts over een korte afstand, wat gezien de hoge kosten en de grote overlast tijdens de bouw niet ongunstig is. Van de keermuur geïntegreerd in de panden is, rond 1986, een voorontwerp gemaakt door Heidemij adviesbureau, evenals van enkele varianten van de verticale schuif door verschillende instanties. Een verticale schuif geïntegreerd in de kademuur is echter nog niet uitgewerkt en heeft daarmee een voorkeur om verder uit te werken. Ook interessant zijn de kruisingen van de kering met waterwegen, maar gezien de beperkte tijd vallen die buiten het bereik van dit project.

8 Bepaling hoogteprofiel

Inleiding

Voordat begonnen wordt met het ontwerp van de verticale schuifkering, moet eerst bepaald worden wat de aanleghoogte van de kering moet zijn. De aanleghoogte van een waterkering wordt bepaald door de sommatie van het ontwerppeil, de waakhoopte en de kruindaling. Tot nu toe is op elk tracé uitgegaan van een ontwerphoogte van de kering die gelijk is aan het ontwerppeil vermeerderd met de minimale waakhoopte. De waakhoopte wordt echter bepaald door de geometrie van het gebied en kan per tracé en zelfs deeltraject verschillen. In dit hoofdstuk wordt de waakhoopte op de verschillende delen van het tracé bepaald.

8.1 Waakhoopte

De waakhoopte is in het benedenrivierengebied opgebouwd uit drie factoren:

$$\text{waakhoopte} = \text{lokale opwaaiing} + \text{buistoten en bui-oscillaties} + \text{golfoploop en golfoverslag}$$

8.1.1 Lokale opwaaiing

Als wind over een wateroppervlak strijkt ontstaat er een positief verhang in de windrichting, resulterend in een waterstandsverhoging aan de benedenwindse kant. Als het wateroppervlak het voorland van een waterkering is, wordt de waterstandsverhoging bij de waterkering de lokale opwaaiing genoemd.

Gezien de geometrie van het gebied is het niet reëel ervan uit te gaan dat opwaaiing in de havens zelf plaatsvindt. De bebouwing rond de havens staat de wind niet toe een lange periode over een grote lengte over het water te strijken. Op de rivier is deze beperking er echter niet en kan wel een verhang ontstaan. Een redelijke aanname lijkt dat deze opwaaiing volledig doorwerkt in de binnenstedelijke havens, die allen direct zijn verbonden met de rivier. De bepaling van de strijklengte en de opwaaiing is te vinden in bijlage B.2.

tabel 8.1: opwaaiing (in m)

	Oude Maas	Splitsing
Opwaaiing	0,01	0,03

8.1.2 Buistoten en bui-oscillaties

Buistoten zijn eenmalige opslingeringen van de zeespiegel bij storm. Bui-oscillaties zijn schommelingen van de zeespiegel door turbulenties in de atmosfeer bij een storm. Beide effecten zijn niet verrekend in het ontwerppeil en moeten dus bij dit peil worden opgeteld. Voor een gebied meer dan 20 km landinwaarts is de waterstandsverhoging door buistoten en bui-oscillaties echter nauwelijks merkbaar en dientengevolge hoeft dit effect niet in de waakhoopte bij Dordrecht meegenomen te worden.

8.1.3 Golfoploop en golfoverslag

De term golfoploop geldt voor de oploop van golven tegen een talud. Aangezien de kering op het tracé nergens een talud heeft, geldt voor het hele tracé dat alleen de overslag tengevolge van golven van toepassing is.

Golfklimaat

Om de golfoverslag te berekenen is het noodzakelijk te weten wat het golfklimaat is. De benodigde gegevens zijn de significante golfhoopte en golfperiode, H_s en T_s . De methode die hiervoor het meest wordt gebruikt is die van Bretschneider. Ook nu geldt de beperking dat in de havens door wind nauwelijks golven worden opgewekt en de benadering van Bretschneider kan daar niet worden toegepast. De formule levert wel redelijke schattingen op voor de golven op de rivier. De golven in de havens worden

verkregen door de golven op de rivier te vermenigvuldigen met een reductiefactor. In bijlage B.2 zijn de schattingen voor de golfhoogten op de rivier en in de havens bepaald met de methode van Bretschneider.

tabel 8.2: golfhoogte (in m) en golfperiode (in s)

	Oude Maas	Havens Oude Maas	Splitsing	Havens splitsing
Golfhoogte	0,53	0,16	0,70	0,35
Golfperiode	2,30	2,30	2,76	2,76

Golfoverslag

De formule voor het bepalen van de waakhoogte voor golfoverslag gaat uit van een maximaal toelaatbaar overslagdebiet. De eis aan het toelaatbare overslagdebiet bij rivierdijken is 1-10 l/s/m is. In de studie naar de waterkering van Kampen is, bij vergelijkbare bijzondere constructies, zelfs uitgegaan van een maximaal overslagdebiet van 0,1 l/s/m, om het gevoel van veiligheid bij de bevolking niet in gevaar te brengen. Dit leidt echter tot aanzienlijke waakhoogten en lijkt daardoor geen redelijke eis te zijn. In deze studie is als uitgangspunt gesteld dat het toelaatbare overslagdebiet 1 l/s is.

De waakhoogte, die nodig is om de golfoverslag te beperken langs de verschillende delen van het tracé, is gegeven in tabel 8.3.

tabel 8.3: waakhoogten voor golfoverslag (in m)

	Oude Maas	Havens Oude Maas	Splitsing	Havens splitsing
Waakhoogte B	0,74	0,16	1,06	0,46

Conclusie

Over het algemeen wordt bij de bepaling van de waakhoogte van rivierdijken een minimale waarde van 0,50 m aangehouden. Dat wil zeggen dat als de berekende waarde hieronder ligt, toch een waarde van 0,50 m wordt aangehouden. Dit gebeurt om een veiligheid in te bouwen die de onzekerheden in de berekeningsmethoden van bijvoorbeeld de waterstanden, golven en golfloop meeneemt. Aangezien deze onzekerheden ook hier een rol spelen, lijkt het verstandig deze veiligheid hier ook toe te passen. Dat de mate van veiligheid verschilt over de delen van het tracé wordt geaccepteerd, omdat dat ook in de huidige praktijk de gangbare procedure is. De waakhoogte wordt afgerond op 0,05 m.

Samengevat wordt de waakhoogte voor de verschillende gebieden dan:

tabel 8.4: waakhoogte

	opwaaiing(m)	overslag(m)	waakhoogte(m)
a. Oude Maas	0.01	0.73	0.75
b. Havens Oude Maas	0.01	0.15	0.50
c. Splitsing	0.03	1.03	1.05
d. Haven splitsing	0.03	0.43	0.50

In bijlage B.2 is het hoogteprofiel over de lengte van het tracé gegeven, met daarbij de benodigde kerende hoogte.

9 Ontwerp verticale schuifkering

Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een ontwerp gepresenteerd van een deeltraject van het gekozen tracé. Als representatief deel van het tracé is gekozen voor de Knolhaven. Op dit traject komen alle aspecten aan bod die een rol hebben gespeeld bij het tot stand komen van de keuze voor het tracé. Slechts de belangrijkste ontwerpbeslissingen zijn in dit hoofdstuk weergegeven. De aanpak die bij het ontwerp is gevolgd staat in bijlage B.1 en in de daaropvolgende bijlagen wordt de technische uitwerking van deze aanpak beschreven.

De opbouw van dit hoofdstuk is als volgt: In de eerste paragraaf van dit hoofdstuk worden de belangrijkste keuzen in het ontwerp van de bovenbouw toegelicht. Deze keuzen zijn het bewegingsmechanisme in 9.1.1, de manier van afsluiten in 9.1.2 en de krachtenafdracht van de schuif naar de betonconstructie in 9.1.3. In paragraaf 9.2 komen het beheer en onderhoud van de kering kort aan bod. In paragraaf 9.3 worden de belangrijkste uitvoeringsaspecten en hun invloed op het ontwerp aangestipt. Een uitgebreide beschrijving van de uitvoering en de invloed ervan op het ontwerp is te vinden in bijlage B.14. Tenslotte is in paragraaf 9.4 een indicatie gegeven van de kosten van het deeltraject.

9.1 Ontwerp bovenbouw

9.1.1 Keuze bewegingsmechanisme

Voor de keuze van het bewegingsmechanisme van de schuif zijn globaal twee typen aan te geven. Een mechanische aandrijving of aandrijving door de opdrijvende kracht van het water. Een veel gebruikte mechanische aandrijving is door middel van hydraulische vijzels.

De opdrijvende schuif is een constructie die nog niet eerder is uitgevoerd en zich nooit eerder in de praktijk heeft kunnen bewijzen. Aan de veiligheid ervan wordt daarom vaak getwijfeld. Voor een schets van de kering wordt verwezen naar bijlage A.8. Een vaak genoemd bezwaar tegen dit systeem is dat de toevoer van water naar de bak gemakkelijk verstopt raakt door allerlei vuil uit het water. Een filter voor de vulpijpen en regelmatig doorspoelen van de vulpijpen kan dit gevaar verminderen. Voor onderhoud is een extra aansluiting op een pomp of waterleiding nodig om de schuif te kunnen openen als er geen hoogwater is. Bij verstopping van de vulpijpen kan dit systeem in geval van hoogwater tevens als back up fungeren. Het grootste bezwaar tegen een opdrijvend systeem is echter het gevaar voor vastlopen van de schuif. Een scheefstand door een verschil in snelheid van vollopen is onvermijdelijk. Zo'n scheefstand leidt gemakkelijk tot het vastlopen van de schuif en de opdrijvende kracht van het water is dan vaak te klein om de schuif te kunnen bewegen.

In eerdere studies naar alternatieve waterkeringen in Dordrecht en Kampen is bij een dergelijke verticale schuifkering steeds uitgegaan van een aandrijving met behulp van hydraulische vijzels. Hierbij wordt de schuif met behulp van een aantal vijzels (meestal twee) omhoog gebracht. Het gevaar voor vastlopen is zeer gering, omdat de schuiven gelijkmatig omhoog bewogen kunnen worden en de kracht van de vijzels groter is dan de opdrijvende kracht van het water. Om falen van het systeem te voorkomen zal de installatie goed onderhouden en regelmatig getest moeten worden.

Het valt buiten het kader van deze studie een uitgebreide afweging te maken tussen deze twee aandrijvingsmechanismen. In vergelijkbare studies steeds is gekozen voor een hydraulische aandrijving en omdat er gerede twijfels bestaan over de veiligheid van de opdrijvende schuif, is besloten om zonder verdere studie te kiezen voor een aandrijving met behulp van hydraulische vijzels.

9.1.2 Keuze afsluitingsmechanisme

Afsluiting schuif-betonconstructie

Uit onderhoudsoogpunt is het gunstig als de waterafdichting aan de havenkant van de bak geschiedt. Zo blijven de bak en de vijzels vrij van water. Globaal is gekeken naar een afsluitmiddel dat gebruik maakt van de beweging van de schuif. De afsluiting kan dan bestaan uit een indrukbaar rubber profiel, waar de schuif tegen aan wordt gedrukt. De schuif maakt in het gebruik twee bewegingen: een beweging verticaal omhoog en een beweging in horizontale richting naar de landzijde toe door de druk van het water. Een afsluitmiddel dat gebruik maakt van de horizontale beweging door de waterdruk heeft het nadeel dat al een waterdruk tegen de schuif moet staan voordat de waterafdichting is verzekerd. De kering zou dan niet vanaf het begin van sluiten waterdicht zijn en om de waterafdichting te verkrijgen zou de horizontale beweging kunstmatig moeten plaatsvinden. Bovendien is de waterdruk zo gericht dat de schuif richting de kade beweegt en de waterafdichting dus altijd aan de landzijde van de kering geplaatst moet worden.



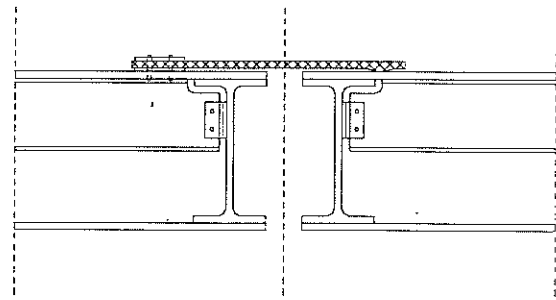
figuur 9.1: afsluitingsprincipes

De verticale beweging van de schuif kan ook gebruikt worden om de kering waterdicht te maken. Zo'n afdichting vergt altijd een uitstulpsel naar de zijkant (zie figuur 9.1). Dit is een groot nadeel voor het gemakkelijk plaatsen en verwijderen van de schuiven. De schuif moet na het gereedkomen van de betonconstructie in de bak geplaatst kunnen worden en voor onderhoud moet een schuif volledig uit de bak kunnen worden verwijderd. Een deel van de constructie zou demontabel moeten zijn om dit mogelijk te maken. Bij een waterafdichting aan de havenzijde zou dit een deel van de voorste wand moeten zijn. Dit vergt extra maatregelen voor de waterafdichting tussen de demontabele delen. Het is bovendien lastig om dan het oorspronkelijke uiterlijk van de kademuur te behouden.

Om toch de waterafdichting aan de waterkant te kunnen plaatsen en geen extra maatregelen te hoeven nemen om de schuiven gemakkelijk te kunnen verwijderen is een tube-afdichting toegepast. Een tube-afdichting is een rubberen slang, bevestigd aan de betonconstructie, die door middel van een vloeistof of gas tegen de schuif aan opgeblazen wordt en zo voldoende druk levert om de waterafdichting te verzekeren. Een beweging van de schuif is hierbij niet nodig. Bij gebruik van gas is het lastig om eventuele gaten in de tube op te sporen en daarom is het verstandiger een vloeistof te gebruiken. Om de tube onder alle weersomstandigheden operationeel te houden moet een vloeistof worden gekozen die bij Nederlandse temperaturen niet bevriest. Olie zou hiervoor een geschikte optie zijn, eventueel kan dit nog verwarmd worden om bevroering verder uit te stellen.

Afsluiting schuif-schuif

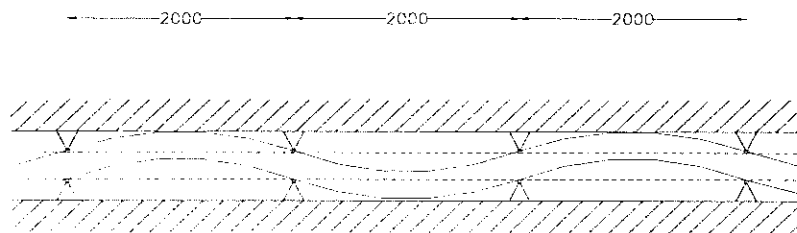
Om vrij te kunnen bewegen moet tussen de schuiven enige speling aanwezig zijn, die waterdicht afgesloten moet kunnen worden. In de lengterichting van de schuiven kan geen druk worden geleverd om waterdichtheid te bewerkstelligen, maar loodrecht op de doorsnede kan het water druk leveren om een waterdichte afsluiting te maken. Aan de waterzijde is aan een schuif een waterdichte flexibele slab bevestigd worden. Deze slab overlapt de kier en wordt door de waterdruk tegen de aansluitende schuif aangedrukt. De slab moet stijf genoeg zijn om niet te veel te vervormen.



figuur 9.2: afsluiting schuif-schuif

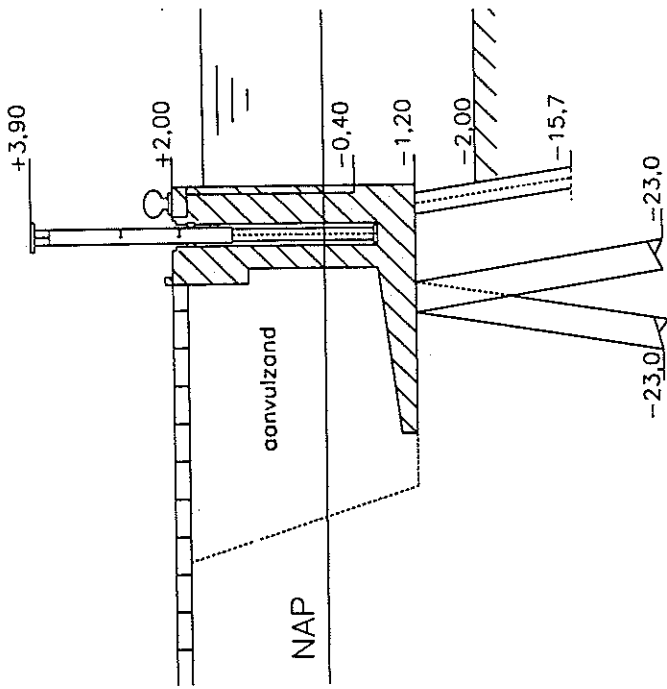
9.1.3 Belastingafdracht schuif

De schuiven van 20 m lang worden met behulp van twee vijzels in kerende stand gebracht. In dagelijkse omstandigheden rust de schuif op verticale stijlen die om de twee meter aanwezig zijn. De horizontale krachten op de schuif worden in geval van hoogwater om de twee meter door de stijlen naar oplegpunten aan de betonconstructie overgedragen. Om ervoor te zorgen dat de schuif ook echt om de twee meter wordt opgelegd, is geen speling ter plaatse van de opleggingen aanwezig. De speling tussen de oplegpunten is zo groot, dat de schuif tussen twee opleggingen enige vervorming kan ondergaan zonder een extra oplegging te creëren. In figuur 9.3 is het model van de schuif weergegeven. Om onderstaand model te verkrijgen is het noodzakelijk dat de schuif in de lengterichting niet te stijf wordt gemaakt.

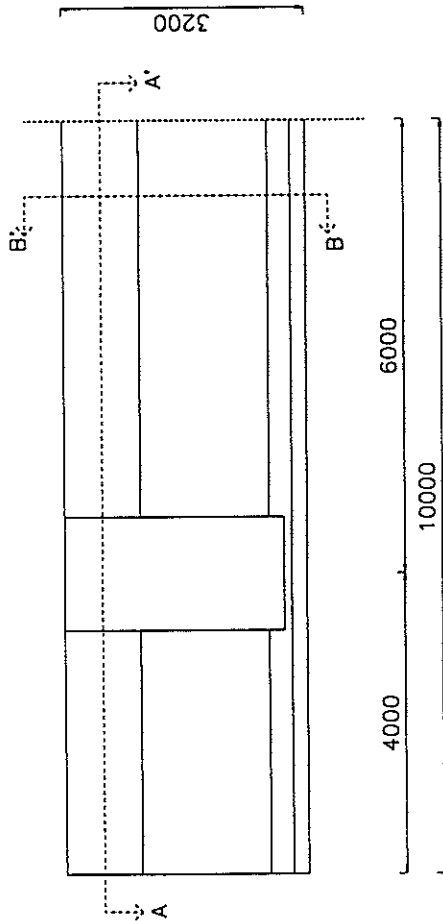


figuur 9.3: maximale vervorming schuif

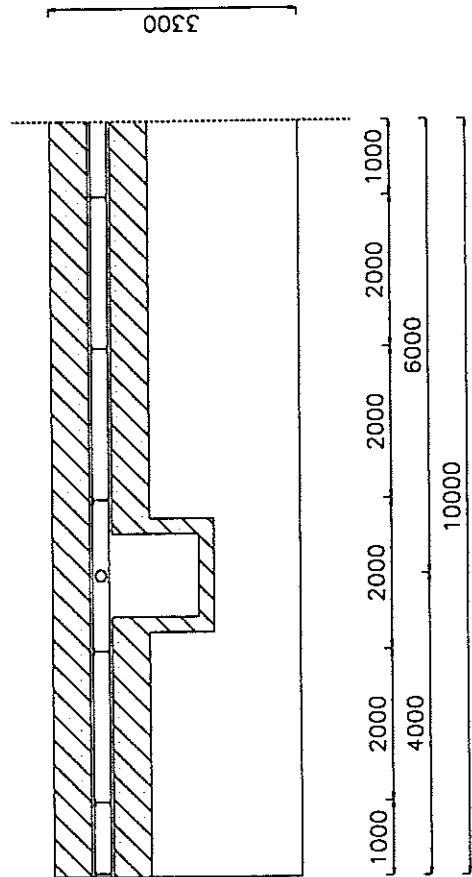
Het ontwerp van de verticale schuifkering op het deeltraject Knolhaven is te zien op de pagina hiernaast.



DOORSNEDE BB'



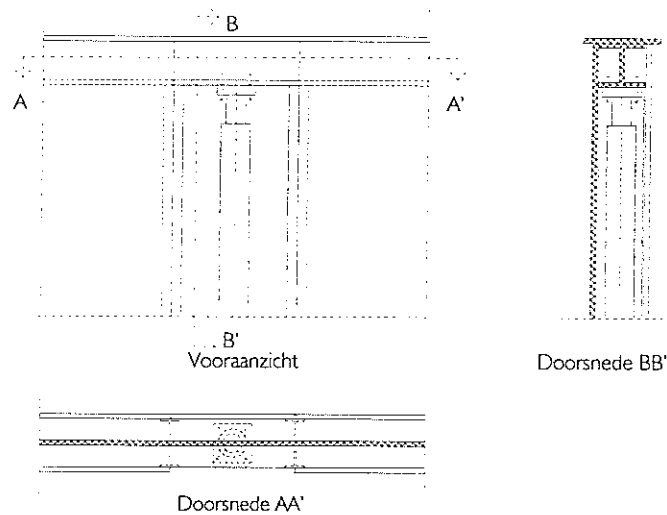
VOORAAZICHT



DOORSNEDE AA'

9.2 Onderhoud- en beheersaspecten

Ter plaatse van de vijzels komen putten om de vijzels te kunnen onderhouden zonder de hele schuif te demonteren. De put biedt ruimte aan een persoon om werkzaamheden te verrichten. Het ontwerp van de schuif is aangepast aan een eenvoudige demontage van de schuif. Via de put kan de dekplaat van de schuif verwijderd worden. De verbinding tussen de schuif en de vijzel kan dan makkelijk gedemonteerd worden.



figuur 9.4: detail aansluiting vijzel - ligger

De schuif moet na demontage met een kraan verwijderd kunnen worden voor inspectie. De hijspunten bevinden zich ter plaatse van de bevestigingspunten van de vijzels. De minimaal beschikbare ruimte aan de Knolhaven is 7 m. Bij schuiven van 20 m lang kan ter plaatse een mobiele kraan worden ingezet om de schuiven te verwijderen.

9.3 Uitvoeringsaspecten

9.3.1 Sectielengte

De twee belangrijkste onderdelen van de bovenbouw, de schuif en de betonbak, bepalen de lengte van de secties. De lengte van deze onderdelen wordt beperkt door de uitvoeringswijze.

Betonsectie

Gekozen is de vloer te storten in secties van 20 m. Na het uitharden van de vloer worden de beide wanden gestort in secties van 10 m. Aangenomen wordt dat bij wandsecties van 10 m en de gegeven wanddikte geen speciale maatregelen nodig zijn om scheuren in de wanden tengevoelge van krimp te voorkomen. De voeg tussen de wanden moet waterdicht worden uitgevoerd. Om van secties van 20 m een constructief geheel te maken, wordt de voeg uitgevoerd als een tandvoeg, waardoor de dwarskracht kan worden overgedragen. De waterdichtheid wordt verzorgd door het instorten van een in ge vulcaniseerd rubber ingelegde stalen plaat. Een voorbeeld van een dergelijke voeg is gegeven in figuur 9.5. De secties zijn gefundeerd op palen en constructief een geheel. De voeg tussen de secties van 20 m hoeft geen krachten over te brengen en wordt alleen waterdicht uitgevoerd.



figuur 9.5: detail voegen tussen wanden en tussen secties

Schuiflengte

Om zo min mogelijk last te hebben van maatafwijkingen, belangrijk voor de waterafdichting en een vrij beweging van de schuif, zijn de lengten van de schuif en de betonbak gelijk gekozen. In paragraaf 9.2 is gesteld dat de schuiven voor onderhoud met een kraan vanaf de Knolhaven kunnen worden verwijderd. Tijdens uitvoering is deze ruimte niet beschikbaar. In bijlage B.14 is beschreven dat de uitvoering volledig vanaf pontons in de havens plaatsvindt. Vanaf deze pontons kunnen kranen de schuiven van 20 m plaatsen.

9.4 Kosten

In deze studie is slechts een deeltraject van het gekozen tracé uitgewerkt. Het is daarom niet gelukt een schatting te maken van de kosten van het gehele tracé. In paragraaf 7.3 zijn per tracé globaal de kosten geschat. Dit bedrag is gebaseerd op gegevens uit eerdere studies naar de waterkering. In dit bedrag zijn de kosten van de constructies op de overgangen tussen de deeltrajecten niet meegenomen. Deze overgangen nemen een belangrijk deel in van de totale kosten. Als vergelijking voor de tracés onderling kunnen deze bedragen wel gebruikt worden. Om op basis van deze gegevens echter een uitspraak te doen over de totale kosten van het tracé is niet verstandig. Daarvoor moeten ook de andere deeltrajecten worden uitgewerkt.

De kostenberekening van de verticale schuifkering op het deeltraject Knolhaven is gepresenteerd in bijlage B.16. De kosten zijn gebaseerd op gegevens uit uitgaven van Misset [8]. De kosten van de kering op dit deeltraject bedragen circa fl. 28.000,-/m. De afmetingen van de kering varieert over het tracé en de kosten kunnen niet zonder meer worden overgenomen voor schuifkering op andere delen van het tracé. Ze geven hiervoor echter wel een indicatie.

10 Conclusies en aanbevelingen

10.1 Conclusies

- De hoofdwaterkering van Dordrecht kan niet versterkt worden zonder vergaande ingrepen. Een goede inpassing van de kering in het historische stadsbeeld leidt tot kostbare alternatieven.
- Het huidige tracé van de hoofdwaterkering van de binnenstad van Dordrecht biedt te weinig mogelijkheden voor versterking. Als alternatief wordt een tracéverlegging voorgesteld. Het nieuwe tracé voert grotendeels langs de kaden van de binnenhavens.
- Oplossingen die het meest geschikt zijn als waterkering in stedelijk gebied zijn constructies die hun waterkerende functie integreren met een bestaande functie. De constructies die op het nieuwe tracé worden toegepast zijn een vaste keermuur, geïntegreerd in bestaande panden en een schuifkering, geïntegreerd in de kaden van de havens. De bijzondere kenmerken van de historische binnenstad worden door het nieuwe tracé nauwelijks aangetast. Dit is bereikt door veel aandacht te besteden aan de integratie en de omgeving.
- Het tracé biedt door de voorgestelde planperiode van 100 jaar een duurzame oplossing voor de toekomst. De kerende hoogte van het tracé is ontworpen op een waterstand die hoger is dan het maatgevend hoogwater. Hiermee biedt de oplossing ruimte voor veranderingen in de officiële randvoorwaarden.

10.2 Aanbevelingen

Algemeen

Een van de conclusies van het rapport is dat waterkeringen die hun waterkerende functie integreren met een andere functie de beste oplossing bieden voor het keren van water in stedelijk gebied. Integratie is kostbaar als de bestaande functie voldoet aan de eisen die eraan gesteld worden. Een gemiste kans in het verleden is geweest dat bij saneringen die hebben plaatsgevonden nooit gedacht is aan een integrale aanpak. Mochten in de toekomst plannen ontstaan voor sanering van delen van de binnenstad, moet bekeken worden of de nieuwe plannen wellicht geïntegreerd kunnen worden met een waterkerende functie.

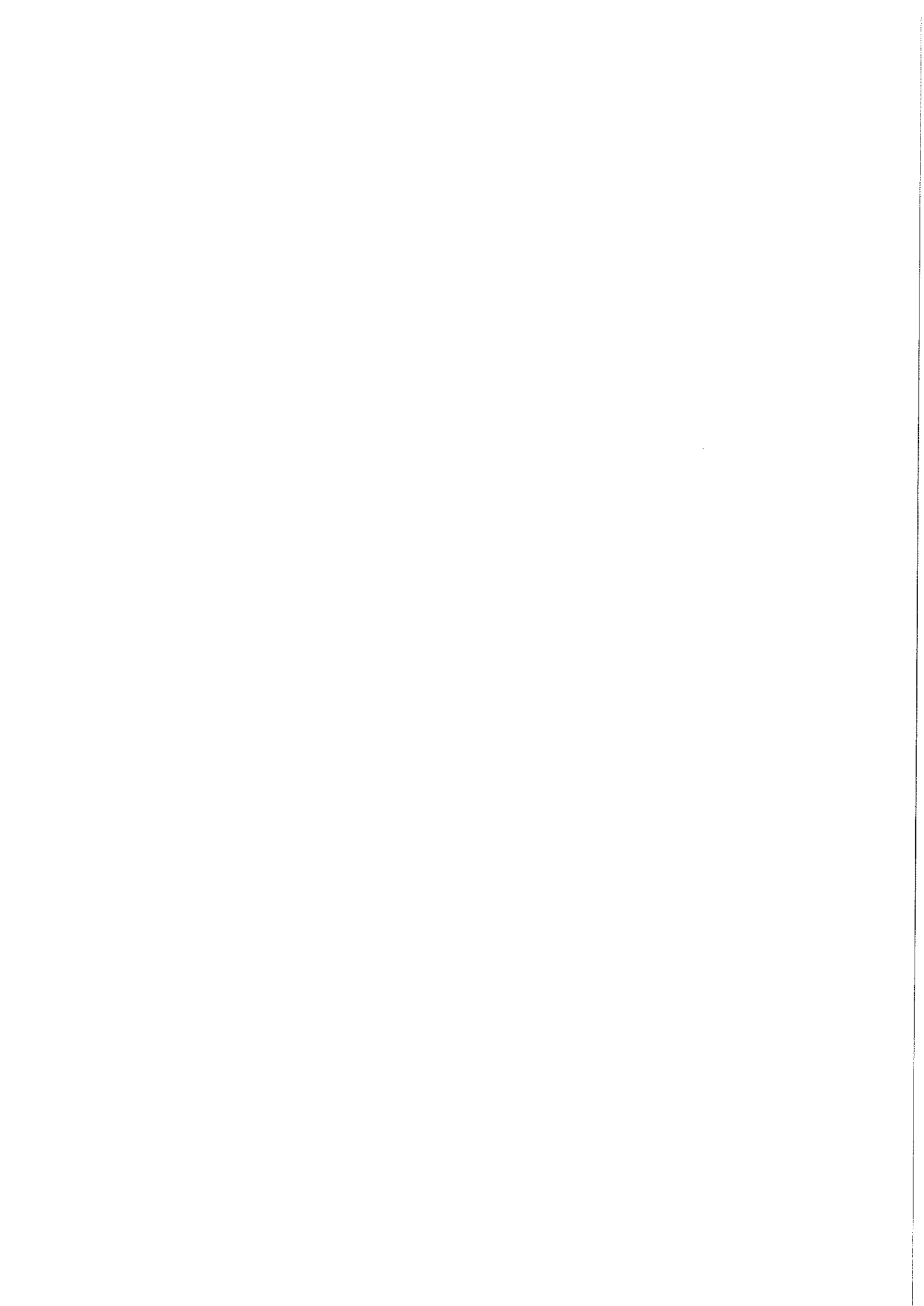
Ten aanzien van het gekozen tracé

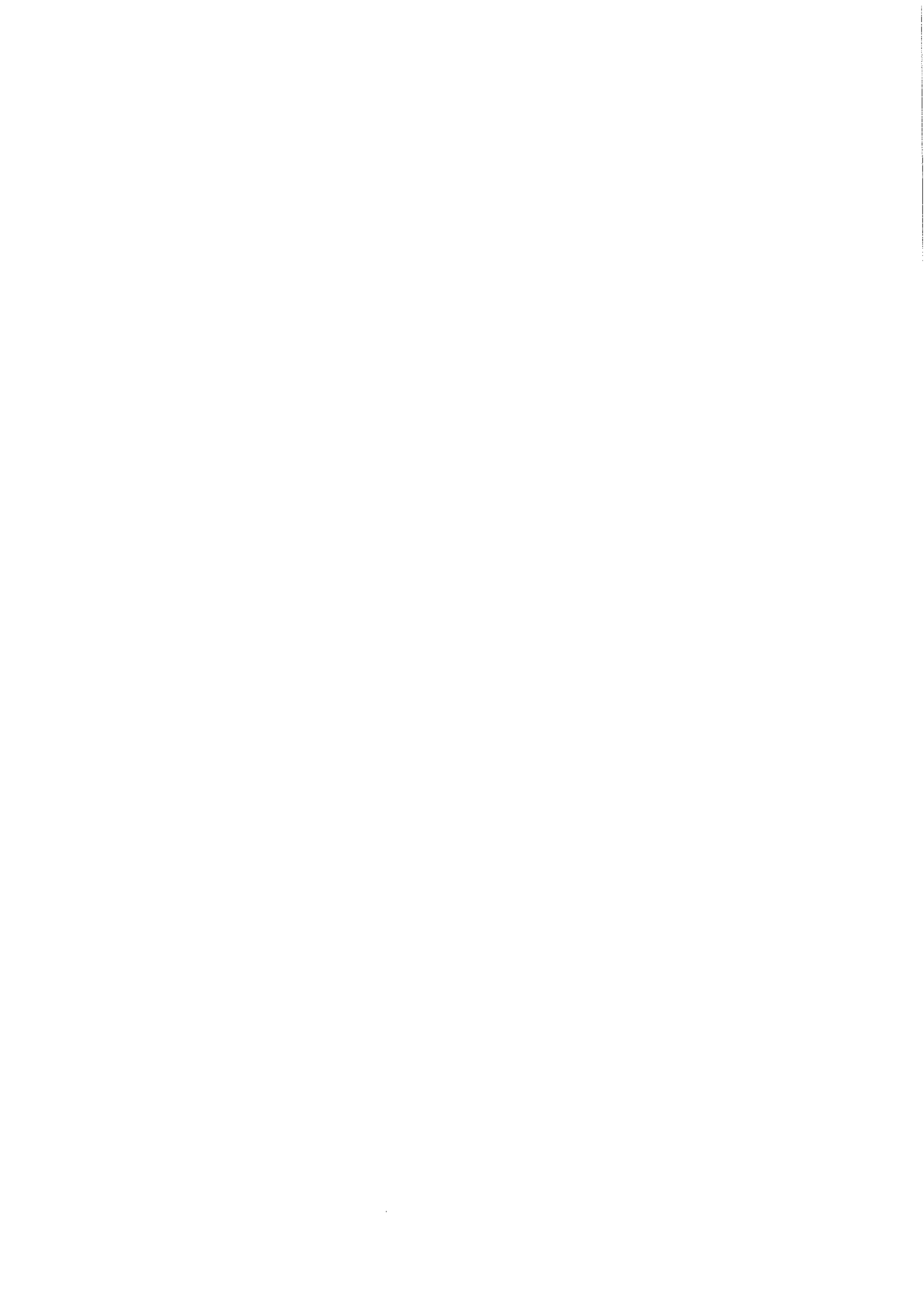
Van het gekozen tracé is slechts een deeltraject uitgewerkt. Om een beter oordeel te kunnen geven over het tracé is tevens uitwerking nodig van de rest van het tracé. Speciale aandacht moet daarbij geschonken worden aan de overgangen tussen deeltrajecten en de kruisingen met bruggen en waterwegen. De overgangen en kruisingen zijn van grote invloed op de kosten.

Referenties

- [1]. Heidemij Adviesbureau: *Versterking van de hoofdwaterkering Voorstraat c.a. Dordrecht, Voorontwerp bijzondere constructies*"; juni 1984
- [2]. Heidemij Adviesbureau: *Startnotitie*; januari 1994
- [3]. Heidemij Adviesbureau: *Bepaling van de kerende hoogte voor kunstwerken in waterkeringen*; november 1994
- [4]. den Heyer F.: *Vloedschottensysteem Dordrecht*; Dienst Weg- en Waterbouwkunde Rijkswaterstaat, W-DW-95.335, september 1995
- [5]. van den Hoek K.A., Sterk W.H.W.: *Deelnota technische uitwerking waterkeringsalternatieven voor Kampen-midden*; Projectbureau waterkering Kampen, Bouwdienst, Rijkswaterstaat; april 1996
- [6]. Jorissen R.E.: *Rapportage van de ZWENDL-berekeningen ten behoeven van de hydraulische randvoorwaarden SVKW*; Bouwdienst Rijkswaterstaat, Notitie SVKW-TOC-92.049; september 1992
- [7]. van de Made J.W.: *Maatgevende standen en grenspeilen langs Waal en Merwede na afsluiting Haringvliet*; september 1970
- [8]. Misset: *GWW Kosten: Bemalingen, grondwerken, drainage / Funderingstechnieken, betonwerk / Kust- en oeverwerken, werk algemene aard*; 1997
- [9]. Polderman W.J.L.: *Evaluatierapport inzake studies naar alternatieve buitendijks en binnendijks gelegen dijktracés in de binnenstad van Dordrecht*, Waterschap de Grootte Waard; november 1984
- [10]. Rijksdienst voor de Monumentenzorg: *Stadsgezicht Dordrecht, "ex. artikel 20 Monumentenwet"*; november 1985
- [11]. Rijkswaterstaat, Dienst binnenwateren / RIZA: *De maatgevende hoogwaterstanden in het noordelijk deltagebied*, Nota nr.: 9.0-246; september 1985
- [12]. Rijkswaterstaat, Meetkundige dienst: *Rivierkaart 722, gedeelte Noord-Oude Maas*; maart 1985
- [13]. Rijkswaterstaat - Directie Sluizen & Stuwen: *Eindrapportage projectgroep proefproject Sliedrecht*, Notitie SSWB-R-86038; 16 juni 1986
- [14]. Rijkswaterstaat - Directie Sluizen & Stuwen: *Eindrapportage projectgroep beleidsanalyse dijkversterking Sliedrecht*, Notitie SSWB-R-87010; 15 april 1987
- [15]. Rijkswaterstaat, Bouwdienst: *Project waterkering Dordrecht, "Haalbaarheidsstudie waterkeringsalternatieven"*; oktober 1991
- [16]. Rijkswaterstaat, RIKZ, RIZA, DWW: *Hydraulische randvoorwaarden voor primaire waterkeringen*, Dienst Weg- en Waterbouwkunde Rijkswaterstaat, Delft, ISBN-90-3693-718-3; september 1996
- [17]. de Ruij J.: *Basisrapport "De kust in breder perspectief"*, Rijkswaterstaat, RIKZ, Nota 95.005; februari 1995
- [18]. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, Deel 1 - bovenrivierengebied*, Staatsuitgeverij, 's Gravenhage, ISBN 90-12-05169-X; september 1985
- [19]. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, Deel 2 - benedenrivierengebied*, Uitgeverij Waltman, 's Gravenhage, ISBN 90-212-3168-9; september 1989
- [20]. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: *Handreiking Visie-ontwikkeling / Handreiking inventarisatie en waardering LNC-aspecten / Handreiking beleidsanalyse / Handreiking constructief ontwerpen / Handreiking ruimtelijk ontwerpen*; april 1994
- [21]. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: *Druk op de dijken 1995, "de toestand van de rivierdijken tijdens het hoogwater van januari-februari 1995"*, Delft; augustus 1995
- [22]. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: *Leidraad waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies*; juni 1997

- [23]. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: *Basisrapport Waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies*; juni 1997
- [24]. van Urk A., Janssen J.P.F.M.: *Uitgangspunten MHW-bepaling in situatie met SVKW*, Dienst binnenwateren / RIZA, Memo nr. AvU 88.10; september 1988
- [25]. van Urk A.: *Maatgevende hoogwaterstanden in het benedenrivierengebied in de situatie met een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg*, Dienst binnenwateren / RIZA, Nota 89.018; november 1989
- [26]. Vereniging Grootbedrijf Bouwnijverheid: *Kostennormen voor aannemersmaterieel*, Uitgeverij Waltman; Delft, ISBN 90-212-3174-3; 1989
- [27]. Waterloopkundig Laboratorium: *Overslag en golfkrachten op verticale waterkeringsconstructies*; augustus 1995
- [28]. Waterschap de Groote Waard: *Bijzondere constructies in de Voorstraatshaven en Wijnhaven*; augustus 1983
- [29]. Waterschap de Groote Waard: *Bijzondere constructies in de Prinsenstraat, Voorstraat en Riedijk*; oktober 1983
- [30]. Waterschap de Groote Waard: *Principeplan dijkversterking Voorstraat c.a. te Dordrecht*; augustus 1994
- [31]. van Weerden J.J., Janssen J.P.F.M., Vrijling J.K.: *Effekt variatie opzettingen op de hoogwaterstanden in het noordelijk deltabekken*, Dienst binnenwateren / RIZA, Nota 87.054; november 1987



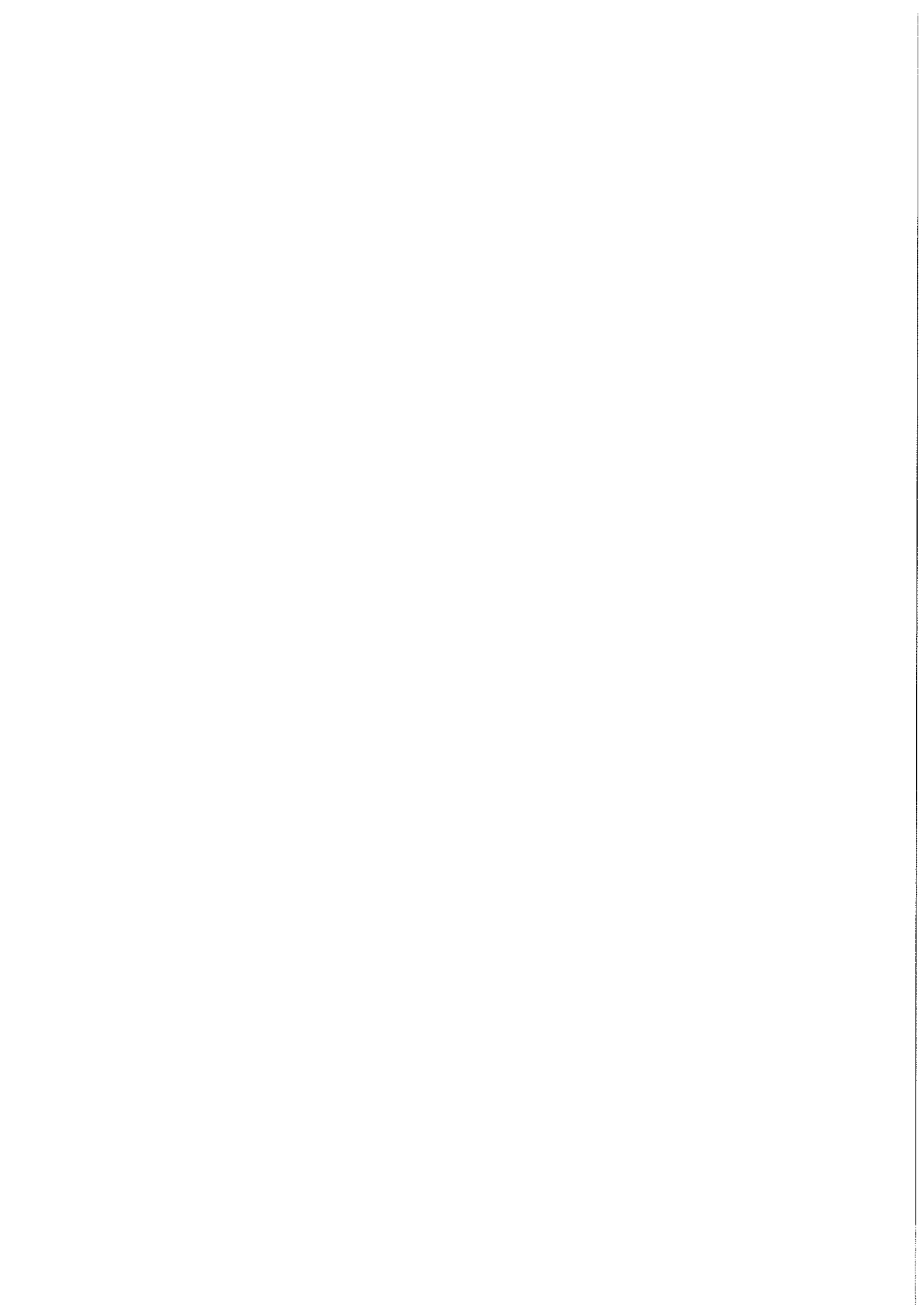


Waterkering Dordrecht

Bijlage A: Analysefase

Afstudeercommissie:
Prof. drs. ir. J.K. Vrijling
ir. K.G. Bezuyen
ir. P.J. Visser
ir. S. Nurmohamed

Sjaak van't Verlaat
Faculteit der Civiele Techniek
TU Delft
Juni 1998



Inhoudsopgave

Bijlage A: Analysefase

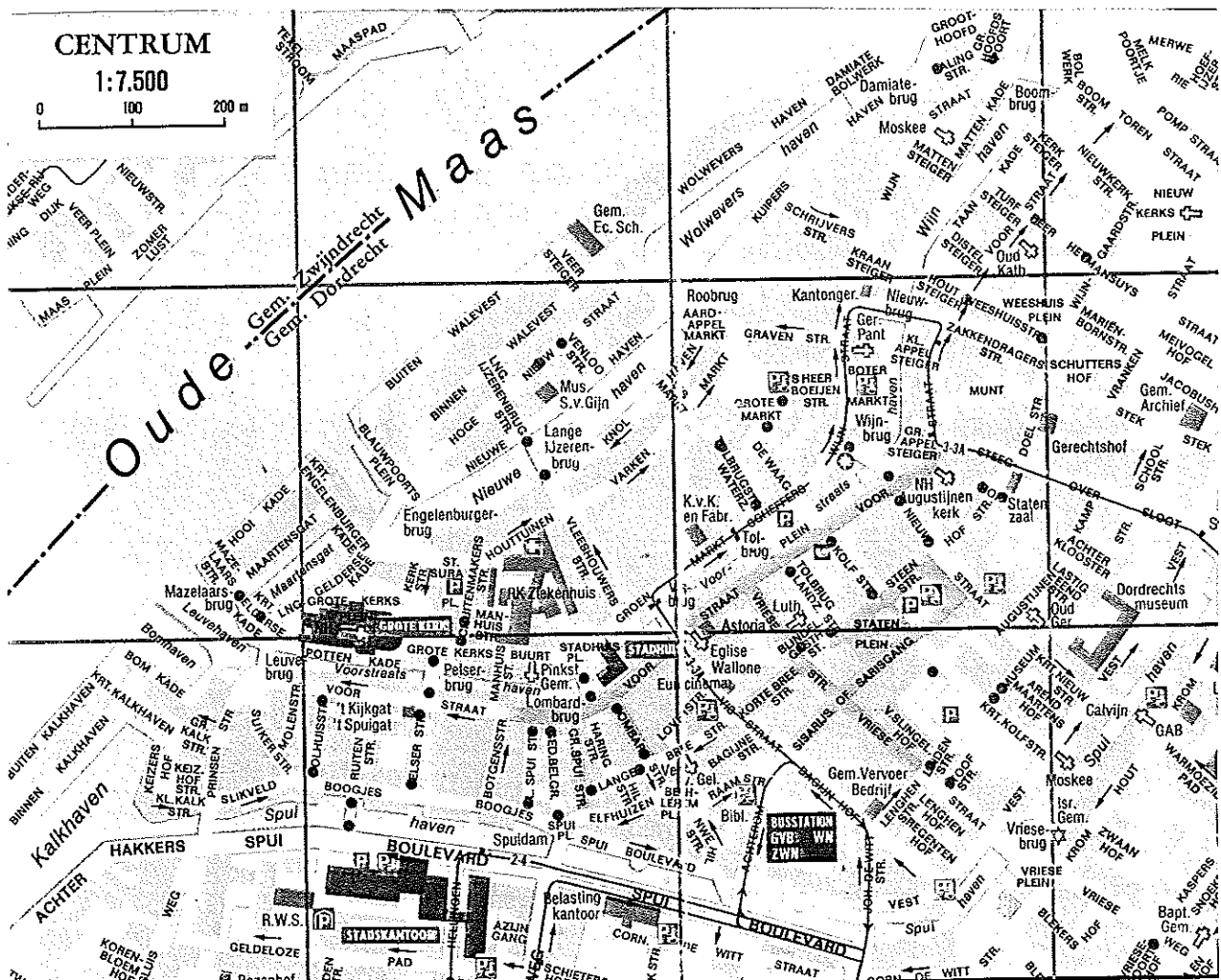
A.1 Inventarisatie	1
A.2 Historisch overzicht	17
A.3 Opgestelde tracés	21
A.4 Indeling in deeltrajecten	23
A.5 Constructieve elementen	25
A.6 Beschrijving constructie	27
A.7 Beoordeling en keuze constructies	33
A.8 Zelfoprijvende waterkering	45

Bijlage A.1: Inventarisatie

Stedebouwkundig

De dijk in het grotere geheel

De bebouwing in de regio concentreert zich rond de overgang van de Beneden Merwede in de Noord en de Oude Maas. Behalve Dordrecht zijn daar de dorpen Papendrecht en Zwijndrecht te vinden. De oude binnenstad van Dordrecht grenst vrijwel in zijn geheel aan de rivier de Oude Maas. Dordrecht is de meest zuidelijke rand van de verstedelijking rond Rotterdam. Ten zuiden van Dordrecht bevindt zich het natuurgebied de Biesbosch.



figuur A.1.1: gedetailleerde kaart gebied

De dijk in zijn directe omgeving

Kenmerkend voor de Dordtse binnenstad is de schillenstructuur. De binnenstad wordt ingesloten door de oude stadsgrachten, de Spui- en Riedijkshaven, en de rivier. De eerste schil is de breedste en wordt ingesloten door de eerder genoemde stadsgrachten en de Voorstraats- en Wijnhaven. In deze schil is de laatste jaren veel veranderd. Drie grote gebieden zijn ingrijpend gesaneerd. Het gaat hier om de driehoek ingesloten door de Vest - Bagijnhof - Raamstraat, het gebied Statenplein - Drievriendenhof en de Bleyenhoek. Alleen bij de sanering van het gebied Bleyenhoek is geprobeerd de historische structuur zoveel mogelijk te behouden door het oorspronkelijke stratenpatroon gedeeltelijk aan te houden. Voor de nieuwbouw van de panden in alle gebieden geldt dat deze, door de schaalvergroting en de vormgeving, een zwakke relatie met de historische bebouwingsschaal heeft. Bovendien heeft alleen het gebied Bleyenhoek zijn oorspronkelijke woonfunctie behouden. De andere twee gebieden hebben voornamelijk een detailhandelfunctie gekregen. Het gebied rond het Statenplein en de Voorstraat is het belangrijkste winkelgebied van de binnenstad en vervult hierin een regionale sociaal-economische functie. In het bestemmingsplan heeft dit gebied op de begane grond dan ook de bestemming detailhandel. Op de verdiepingen wordt gewoond. Dit geldt ook voor het verdere deel van de binnenstad, waar de begane grond echter een gemengde functie heeft.

De schillen zijn visueel van elkaar gescheiden door de gesloten bebouwingsstroken. De eerste schil is op acht plaatsen met de tweede verbonden door bruggen. Deze bruggen bieden, door de afwisselende bebouwing en het besloten karakter van de haven, vaak boeiende perspectieven op de Voorstraathaven. Absoluut uniek zijn namelijk de hoge, vrijwel ononderbroken gevelwanden, die aan weerszijden van de Voorstraathaven, en op sommige plekken in de Wijnhaven, uit het water rijzen. Twee duidelijke onderbrekingen in de bebouwingsstroken worden gevormd door het stadhuis en het Scheffersplein, waar de bebouwingsstroken aan beide zijden van het water met elkaar verbonden worden door overkluizingen.



Voorstraathaven, vanaf Pelsersbrug; besloten karakter van de Voorstraathaven



Voorstraatshaven, vanaf Wijnbrug: *binnenstedelijk karakter*



Wijnhaven, vanaf Taankade: *binnenstedelijk karakter havens (rechts de Boombrug)*



Stadhuis; over Voorstraatshaven heengeboud



Voorstraatshaven, zicht op overkluizing Tolbrug vanaf Visbrug; besloten karakter

De tweede schil heeft als noordelijke grens de Nieuwe en Wolwevershaven en is op veel plaatsen smaller dan de eerste schil. In de tweede schil bevinden zich de ruimtelijk dominante Grote Kerk aan de westkant van de hoofd- en het Groothoofd, met de prachtige Groothoofdspoort, aan de oostkant. Het gebied rond de Grote Markt is het vierde terrein in de binnenstad dat ingrijpend is veranderd. Hier is een voormalig door bebouwing ontsloten binnenterrein omgebouwd tot een marktplein, dat verbonden is met het winkelgebied in de eerste schil via een doorsteek naar het Scheffersplein. Het Scheffersplein vormt hiermee een belangrijke schakel tussen het binnendijkse en het buitendijkse gedeelte. Wat de schaal betreft past de sanering beter in het stadsgezicht, maar ze is verre van ideaal. De markt heeft op de begane grond grotendeels een detailhandelfunctie. Ook op het voormalige terrein van het R.K.-ziekenhuis is recent veel gebouwd. De nieuwbouw bestaat voornamelijk uit woningen en appartementen. Aan de Groenmarkt krijgen enkele panden binnenkort na renovatie een gecombineerde bedrijven- en woonfunctie.

De havens die de tweede schil scheiden van de derde zijn breder van opzet. De bebouwing is hier vrijwel overal van het water gescheiden door kaden. De bruggen aan de oost- en westkant van de havens zorgen ervoor dat de havens ondanks deze schaalvergroting toch een binnenstedelijk karakter hebben en duidelijk gescheiden zijn van de rivier. Dit uit zich ook in de schaal van de schepen die van de havens gebruik maken. In de meeste havens zijn dit kleinschalige plezierboten. De Wolwevershaven vormt hierop de uitzondering. Door de meer open relatie met de rivier liggen hier ook grotere schepen en de historisch belangrijke bruine vloot. Dit geldt uiteraard ook voor de kaden direct grenzend aan de rivier. De kaden hebben overigens vrijwel alleen een functie als ligplaats en niet als losplaats.



Grote Kerk: een dominant ruimtelijk gegeven



Groothoofdspoort



Scheffersplein: op de achtergrond de bebouwing op de Tolbrug, de tweede overkluizing

De dijk als element

De lengte van de dijk van de Prinsenstraat tot de Riedijk is 1,5 km. De bebouwing over het gehele traject is overwegend monumentaal. Aan de Prinsenstraat en de Voorstraat rond de kruising met de Steegoversloot bestaat de bebouwing vrijwel alleen uit monumenten en gezichtsbepalende panden. Opvallend is het afwisselende karakter van het bebouwingsbeeld. Zowel in breedte en hoogte als in voorkomen zijn veel verschillen te zien. Alle gebouwen vertonen echter een sterke verticale geleding in traveeën met verticaal geplaatste openingen. Het smalle bochtige verloop en de flauwe hellingen zorgen ervoor dat de straat zich niet manifesteert als een dijk. Alleen de doorsteken naar de havens en de bruggen geven enige aanwijzingen hiervoor. Het buitentalud wordt bepaald door de diepte van de huizen. In het algemeen bestaat de bebouwing uit twee of drie verdiepingen. De hoogteverschillen worden veroorzaakt door de verschillen in de verdiepingshoogten. De huizen aan de Voorstraathaven hebben vaak een souterrain of lage parterre, met allerlei erkervormige uitbouwen aan de havenzijde. Verder kan opgemerkt worden dat de vormgeving van de achtergevels aanmerkelijk eenvoudiger is dan die van de meer in het zicht staande voorgevels. Na de verwijding van de haven bij de Nieuwbrug verandert het besloten karakter. De huizen hebben op sommige stukken een achtertuin en staan niet direct aan het water, of worden van het water gescheiden door de Taan- en Mattenkade.



Voorstraat: afwisselende monumentale bebouwing



Zijstraat van Voorstraat: flauwe hellingen zorgen ervoor dat straat zich niet manifesteert als dijk



Wijnhaven, vanaf Nieuwbrug: verwijding profiel, bebouwing van water gescheiden door kade

Het huidige traject is globaal in drie deeltrajecten op te splitsen. Het eerste deel is de Prinsenstraat. De dijk heeft hier een flauw buitentalud; de huizen staan niet direct aan het water. Verder is de straat iets breder dan het eerste deel van de Voorstraat en toegankelijk voor auto's. Het tweede deel is het deel van de Voorstraat vanaf de Prinsenstraat tot de Steegoversloot. Dit deel kenmerkt zich door de bebouwing die direct aan het water grenst en de zeer smalle haven. Door dat eerste is het buitentalud op dit deel moeilijk te beoordelen en steiler dan op de andere stukken. Dit deeltraject is het grootste gedeelte van de tijd gesloten voor verkeer. Daar waar het tracé weer permanent toegankelijk wordt voor verkeer begint het derde deeltraject: van de Steegoversloot tot de Riedijk. Het haven- en straatprofiel verbreedt zich hier. De buitendijkse bebouwing aan de Voorstraat grenst vanaf de Nieuwbrug niet direct meer aan het water.



Prinsenstraat: deeltraject I



Voorstraat: deeltraject II



Riedijk, vanuit Voorstraat: deeltraject III

Cultuurhistorisch

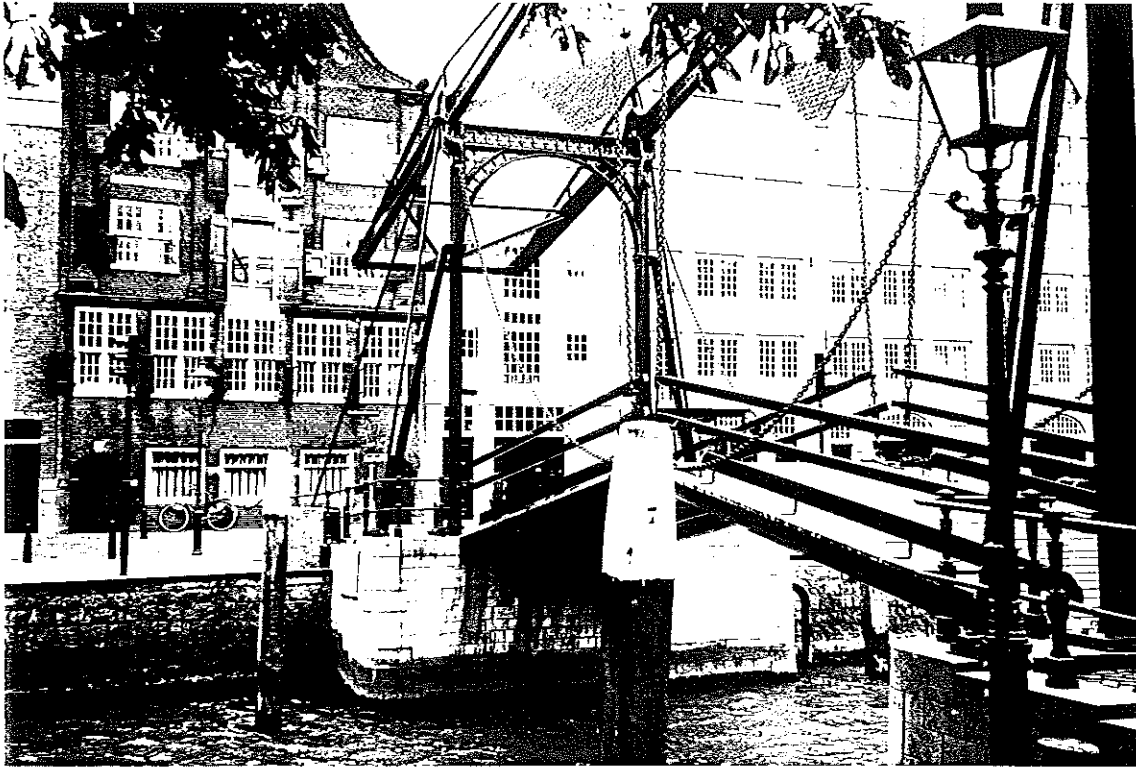
De dijk in het grotere geheel

Een van de hoofdaspecten die Dordrecht zo bijzonder maken is de historische hoofdstructuur van de stad. Hierdoor valt het cultuurhistorische aspect grotendeels samen met het reeds beschreven stedenbouwkundige en kan het kort behandeld worden.

Dordrecht is ontstaan in de 11^e eeuw en is daarmee de oudste stad van Holland. Gedurende de latere Middeleeuwen heeft het zich, door zijn strategische ligging en talrijke privileges van de graven van Holland, kunnen ontwikkelen tot de belangrijkste handelsstad van het Graafschap Holland. Dit duurde ongeveer tot het einde van de 16^{de} eeuw, toen de stad wat handel betreft werd overvleugeld door Amsterdam en, later, door Rotterdam.

De dijk in zijn directe omgeving

Het gehele traject valt binnen het gebied dat is aangewezen als beschermd stadsgezicht. In het hele gebied zijn circa 750 panden als beschermde monumenten aan te merken. Deze staan verspreid over de hele binnenstad. Concentraties van monumenten bevinden zich aan de Prinsenstraat, Groenmarkt, Wijnstraat en het noordelijke deel van de Voorstraat. De Grote of Lieve Vrouwekerk is gebouwd in de 16^{de} eeuw en is door haar verschijning een dominant gebouw in de binnenstad. De kleine huizen die tegen de kerk zijn aangebouwd dateren uit de 18^{de} eeuw. De stadsgracht, de Spuihaven, dateert uit de 13^{de} eeuw en vormde de zuidoostelijke grens van de middeleeuwse stad. Door de rivierwaartse uitbreidingen van de stad is de muur die de stad beschermde enkele malen verlegd. De stadswal liep in de 16^e eeuw langs de Spuihaven, door het gebied rond de Prinsenstraat, langs de Lange Gelderse Kade, door de Binnen Walevest en langs de Kuipershaven. Van de stadswal resten slechts enkele fundamenten in de ondergrond, maar een aantal van de poorten is nog bewaard gebleven. De Groothoofdspoort is hier een voorbeeld van. De uitbreidingen aan de rivierzijde, door de aanleg van de Wolwevershaven, dateren uit de 17^{de} eeuw. Met deze uitbreidingen is ook de stadsmuur verlegd naar de kade langs de Oude Maas. Een kaart met alle panden die zijn aangewezen als beschermde monumenten door de Rijksdienst voor de monumentenzorg is opgenomen aan het einde van deze bijlage.



Damiatebrug met monumentale bebouwing aan Kuipershaven



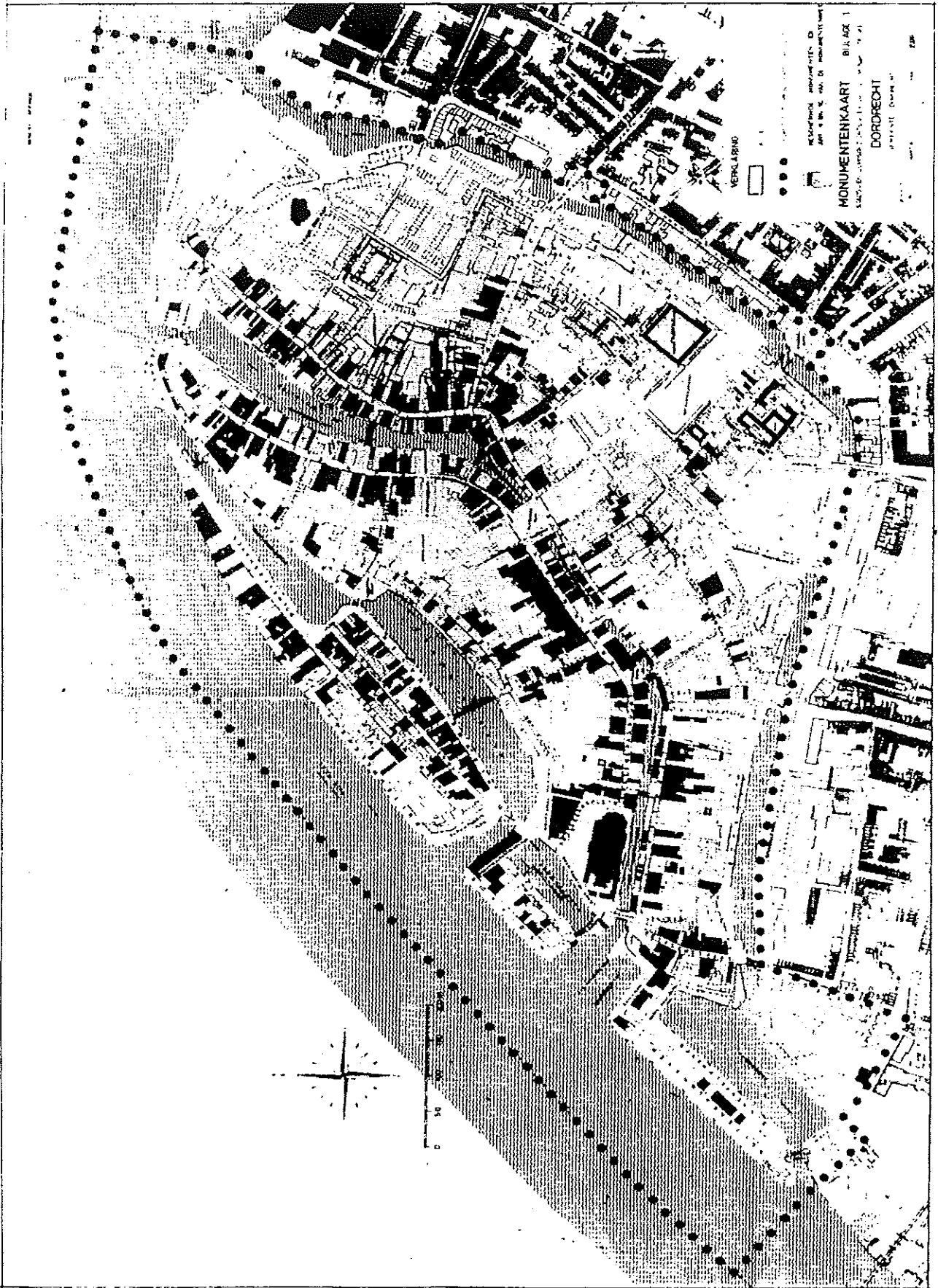
Korte Engelenburgerkade: monumentale bebouwing

De dijk als element

Langs de dijk zelf valt het stadhuis meteen op. Deze voormalige 14^{de} eeuwse koopmanshal is in de 19^{de} eeuw grondig verbouwd en dankt daaraan zijn uitwendig neo-classicistische karakter. Niet duidelijk is te zien dat het gebouw los van de Lombardbrug over de haven is heen gebouwd. De andere overkluizing, bij het Scheffersplein, bestaat uit de bebouwing over de Tolbrug die dateert uit de Middeleeuwen. Het Scheffersplein zelf is pas veel later ontstaan, toen in de 19^{de} eeuw de Beurs werd afgebroken.



Stadhuis: neo-classicistisch uiterlijk



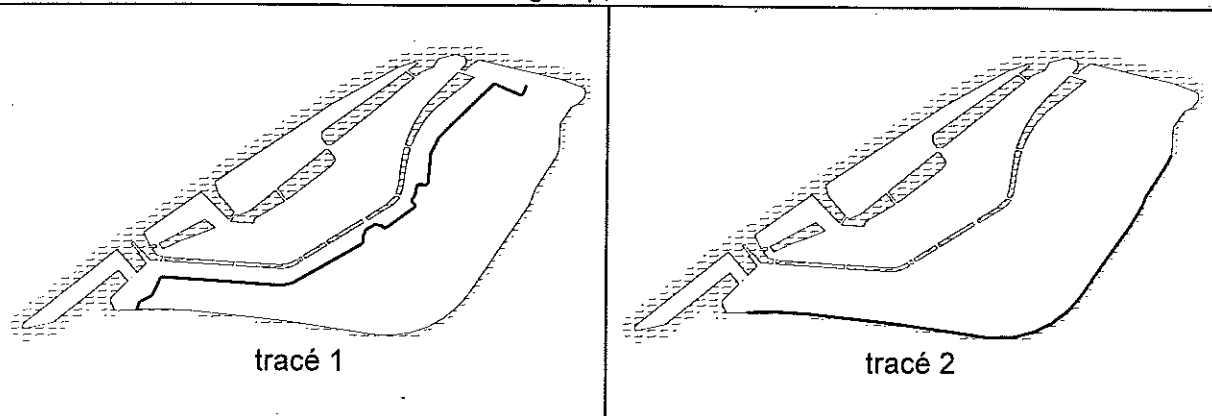
Bijlage A.2: Historisch overzicht

Werkgroep, 1981/1982

De door de werkgroep opgestelde binnendijkse tracés waren:

1. Langs de binnenzijde van de Voorstraat c.a.
2. Langs de oude stadsgracht, de Spuihaven, over het Kromhout of de Vest

Werkgroep, 1981/1982



Commentaar

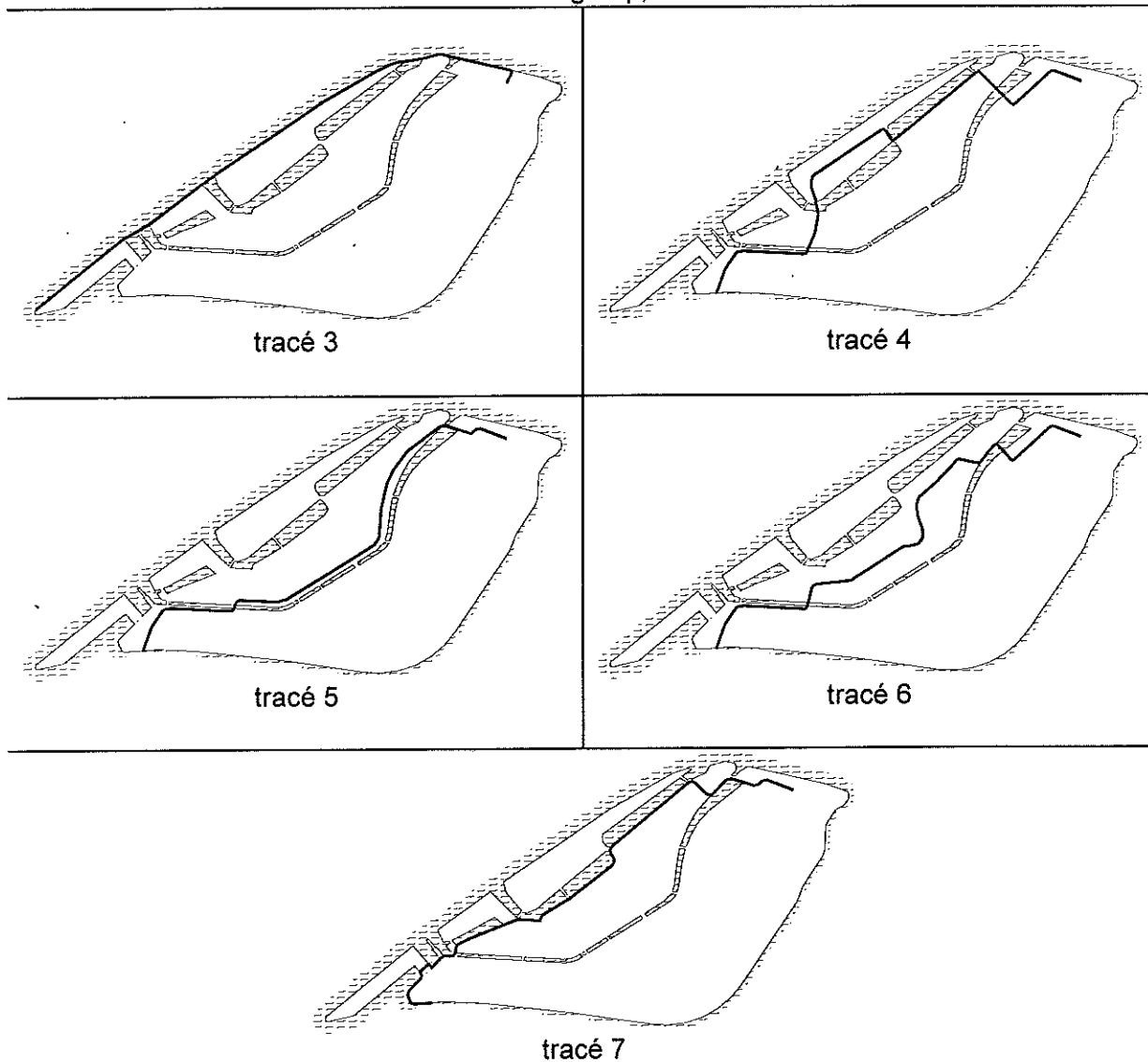
Het bezwaar, naast de technische moeilijkheden, dat een groter deel van de binnenstad buitendijks werd gebracht was zwaarwegend genoeg om te concluderen dat de aandacht moest worden gevestigd op de buitendijkse verleggingen van het tracé.

Sub-Werkgroep, 1982

In de sub-werkgroep werden daarna vijf buitendijkse tracés opgesteld en beoordeeld. Deze tracés zijn:

3. In de Oude Maas, langs de Buiten Kalkhaven, Hooikade en Buiten Walevest, tot aan de Hoefijzerstraat
4. Door de Prinsenstraat, door de Voorstraat, tot de Pelserbrug, langs de Schuitenmakersstraat naar de Binnen Walevest, afbuigend langs de Kuipershaven tot de Damiatebrug, via een doorsteek op de Voorstraat terechtkomend en aansluitend op de Riedijk
5. Door de Prinsenstraat en de Voorstraat tot aan de doorbraak ter hoogte van de Schuitenmakersstraat, naar de Grote Kerksbuurt, Groenmarkt, Wijnstraat, via het gebied tussen de Mattenkade en Wijnstraat, naar de Boomstraat tot de kruising Hoefijzerstraat - Riedijk
6. Door de Prinsenstraat, via de Voorstraat tot de Pelserbrug, langs de Schuitenmakersstraat, halverwege afbuigend en lopend door het binnengebied tussen de Groenmarkt – Wijnstraat en Houttuinen – Varkensmarkt – Kuipershaven, bij de Schrijverstraat afbuigend naar de Voorstraat en aansluitend op de Riedijk tot aan de Hoefijzerstraat
7. Op de grens van land en water vanaf de Zuidersluisdam in de Kalkhaven, langs de Bomhaven, Maartensgat, Knolhaven en Kuipershaven, na de passage van de Damiatebrug via een doorsteek op de Mattenkade terechtkomend en hierlangs naar de Boomstraat en de Riedijk

Sub-Werkgroep, 1982



Commentaar

Tracés 3 en 5 vielen af door de grote schade die zij aan het stadsbeeld en bebouwing aanrichtten als gevolg van uitgebreide amovering, functieverlies en/of de relatie van de stad met de rivier. Dit laatste gold vooral voor tracé 3. Alhoewel tracés 4, 6 en 7 civieltechnisch en waterstaatkundig gezien onder bepaalde voorwaarden acceptabel geacht werden, bleek na raadpleging van de gemeente dat de opgestelde buitendijkse alternatieven in haar optiek onaanvaardbaar geacht werden. Het commentaar hierop was dat: "Slechts wanneer zou blijken dat het handhaven van de waterkering Prinsenstraat - Voorstraat - Riedijk nog grotere schade aan de stedenbouwkundige en cultuurhistorische waarden van de stadskern zou aanbrengen, kan van heroverweging (van de alternatieven) sprake zijn. Indien zeer dwingende redenen aanwezig zouden blijken om toch het tracé te verleggen komt tracé 7 het meest in aanmerking om nader onderzocht te worden" (Polderman [9]).

Heidemij adviesbureau, 1984

In opdracht van de stuurgroep liet het Waterschap De Grootte Waard voorontwerpen maken (1984) voor het huidige tracé (8) en een tracé door de Voorstraats- en Wijnhaven (9), door Heidemij Adviesbureau. Vier constructies werden uitgewerkt en deze waren:

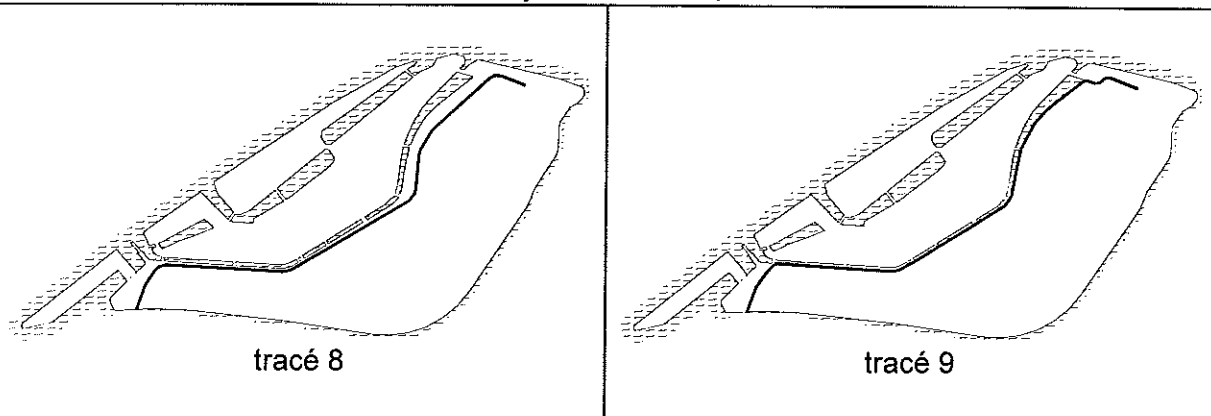
Haventracé

- Betonnen keerwand

Straattracé

- Schuifconstructie
- Betonnen muurtje
- Grondophoging

Heidemij adviesbureau, 1984

*Commentaar*

Geadviseerd werd te kiezen voor tracé 9 en de volgende constructies:

- een grondophoging in de Prinsenstraat, Boomstraat en Riedijk
- een keerwand in de Voorstraats- en Wijnhaven

Na een negatief oordeel van de bewoners, ondernemers en Monumentenzorg werd een andere oplossing ontwikkeld: Een betonnen keerwand geïntegreerd in de buitendijks gelegen huizen van de Voorstraat. Uiteindelijk werd deze oplossing het meest aanvaardbaar geacht. Het integratie alternatief zou alleen in de Voorstraatshaven worden toegepast. Voor het overige deel van het tracé bleef het oude advies gelden. Door de hoge kosten (een verdubbeling t.o.v. de vrijstaande keerwand) bleek het zeer moeilijk deze oplossing te realiseren. Ook waren bewoners en ondernemers onveranderd fel tegen deze oplossing.

Rijkswaterstaat, Bouwdienst, 1991

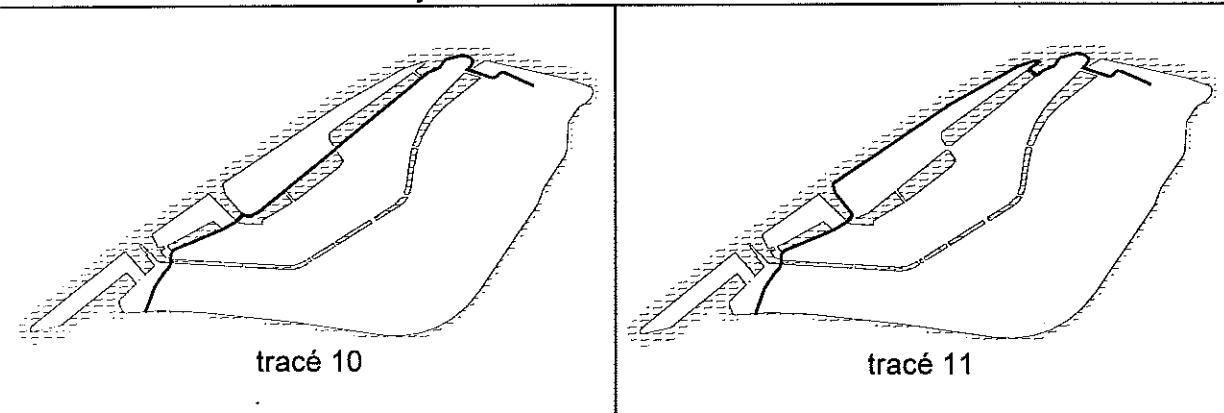
In een haalbaarheidsstudie van de Bouwdienst werden, naast het huidige tracé, weer twee buitendijkse tracés behandeld. Deze tracés waren:

- 10. Door de Prinsenstraat, langs de Lange Gelderse Kade, Nieuwe Haven (straat), Kuipershaven (straat), Boomstraat en Riedijk
- 11. Door de Prinsenstraat, langs de Lange Gelderse Kade, Buiten Walevest, langs het Groothoofd, Boomstraat en Riedijk

De volgende constructies werden bekeken:

- Grondconstructies
- Damwand
- Betonnen keermuur
- Beweegbare schuif
- Hoog voorland in combinatie met andere constructies

Rijkswaterstaat, Bouwdienst, 1991



Commentaar

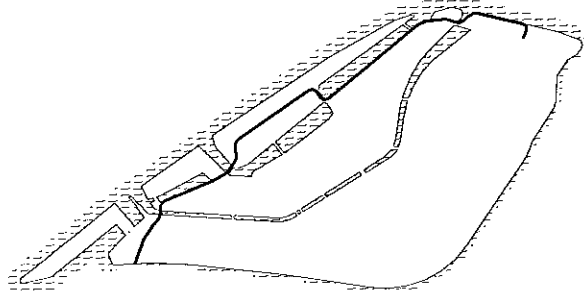
Het meest veelbelovende alternatief leek het handhaven van het huidige tracé en gebruik te maken van de vertragende werking van het voorland. Het water dat in de havens stroomt kan dan via gemalen geloosd worden om de waterstand in de havens onder een bepaald peil houden. Dit vereist dat enkele aanpassingen in het voorland worden gedaan, zoals het erosiebestendig maken ervan en het situeren van keersluizen met een gemaal ter plaatse van de haveningangen. In het rapport werd de voorkeur uitgesproken voor dit alternatief.

Bijlage A.3: Opgestelde tracés

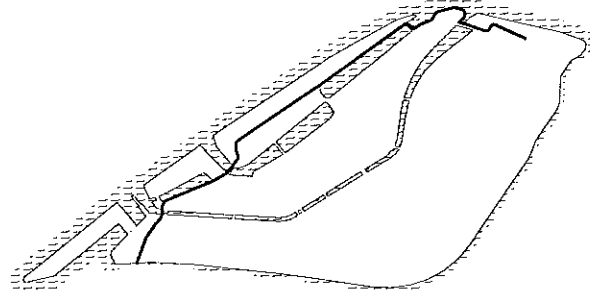
De tracés die in deze studie zijn opgesteld als alternatieven voor het verloop van de waterkering zijn:

12. Langs een oude stadswal: door de Prinsenstraat, Lange Gelderse Kade, Binnen Walevest, Kuipershaven, Palingstraat, langs het Bolwerk over de Merwekade
13. Door de Prinsenstraat, Lange Gelderse Kade, Binnen Walevest, Wolwevershaven (straat), langs het Groothoofd, Boombrug, door de Boomstraat en Riedijk
14. Op de grens van land en water vanaf de Zuidersluisdam in de Kalkhaven, langs de Bomhaven, Maartensgat, Knolhaven en Kuipershaven, langs het Groothoofd, Boombrug en verder langs de Merwekade
15. Door de Prinsenstraat langs de Leuvebrug, Maartensgat, Knolhaven, Kuipershaven, na passage van de Damiatebrug via een doorsteek op de Mattenkade terechtkomend en hierlangs naar de Boomstraat en de Riedijk
16. Door de Prinsenstraat langs de Leuvebrug, Maartensgat, Knolhaven, Kuipershaven, langs het Groothoofd, Boombrug, door de Boomstraat en Riedijk

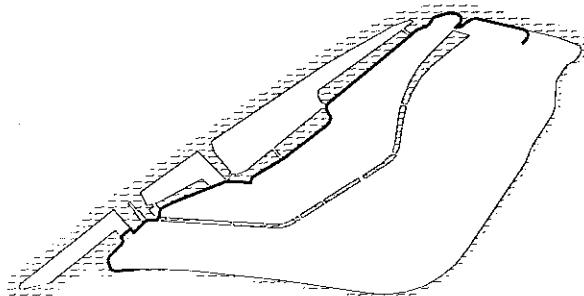
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1997/1998



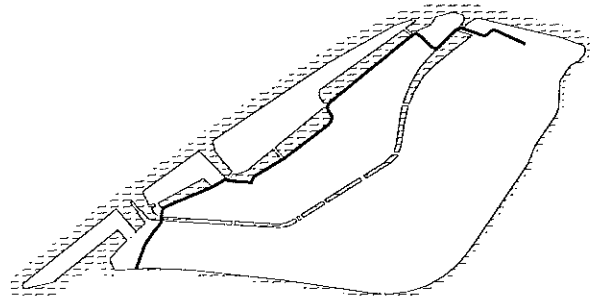
tracé 12



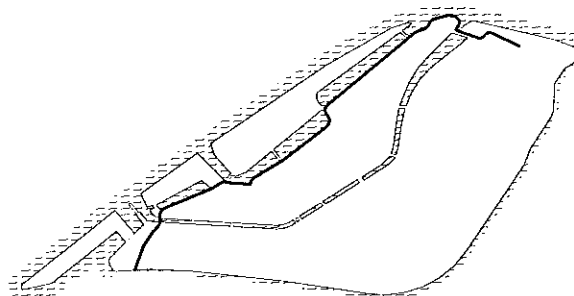
tracé 13



tracé 14

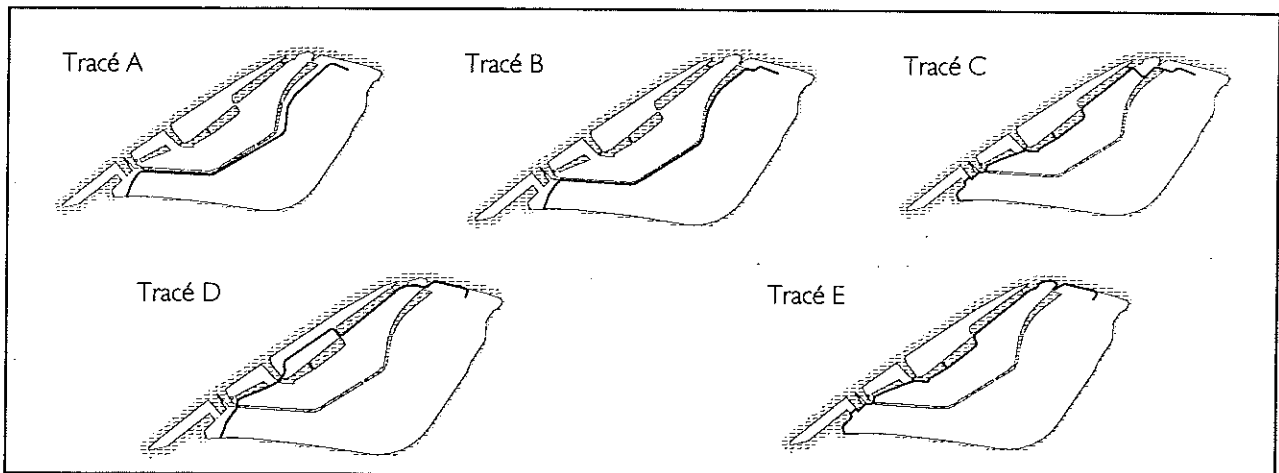


tracé 15



tracé 16

Bijlage A.4: Indeling in deeltrajecten



figuur A.4.1: tracés

De gekozen tracés worden vervolgens ingedeeld in deeltrajecten. Deze indeling is voornamelijk gebaseerd op overeenkomsten in het dwarsprofiel op de verschillende delen van een tracé.

- A. door Prinsenstraat, Voorstraat en Riedijk (huidige tracé):
 - A.1: Prinsenstraat
 - A.2: Voorstraat tot de Steegoversloot
 - A.3: Voorstraat vanaf de Steegoversloot tot de Riedijk
- B. door Prinsenstraat, Voorstraatshaven, Wijnhaven, Boomstraat en Riedijk:
 - B.1: Prinsenstraat
 - B.2: Voorstraatshaven tot de Nieuwbrug
 - B.3: Wijnhaven tot de Boombrug
 - B.4: Boomstraat tot Riedijk

Bijzondere delen zijn alle bruggen en overkluizingen.

- C. op de grens van land en water vanaf de Zuidersluisdam in de Kalkhaven, langs de Bomhaven, Maartensgat, Knolhaven en Kuipershaven, na passage van de Damiatebrug via een doorsteek op de Mattenkade terechtkomend en hierlangs naar de Boomstraat en de Riedijk:
 - C.1: Kalkhaven
 - C.2: Keizershof
 - C.3: Bebouwing tussen Kalkhaven en Bomhaven
 - C.4: Bomhaven, Leuvehaven
 - C.5: Maartensgat (Lange Gelderse Kade)
 - C.6: Nieuwe Haven tot aan Lange IJzeren brug
 - C.7: Knolhaven, Kuipershaven
 - C.8: Doorsteek Kuipershaven naar Mattenkade
 - C.9: Mattenkade
 - C.10: Boomstraat tot Riedijk

Bijzondere delen zijn kruisingen met bruggen en waterlopen

D. langs een oude stadswal: door de Prinsenstraat, Lange Gelderse kade, Binnen Walevest, Kuipershaven, Palingstraat, langs het Bolwerk over de Merwekade:

- D.1: Prinsenstraat
- D.2: Lange Gelderse Kade
- D.3: Binnen Walevest
- D.4: Kuipershaven
- D.5: Palingstraat
- D.6: Merwekade

Bijzondere delen zijn kruisingen met bruggen en waterlopen

A. op de grens van land en water vanaf de Zuidersluisdam in de Kalkhaven, langs de Bomhaven, Maartensgat, Knolhaven en Kuipershaven, langs het Groothoofd, Boombrug en verder langs de Merwekade (14)

- E.1: Kalkhaven
- E.2: Keizershof
- E.3: Bebouwing tussen Kalkhaven en Bomhaven
- E.4: Bomhaven, Leuehaven
- E.5: Maartensgat (Lange Gelderse Kade)
- E.6: Nieuwe Haven tot aan Lange IJzeren brug,
- E.7: Knolhaven, Kuipershaven, langs Groothoofd tot Boombrug
- E.8: Merwekade

Bijzondere delen zijn kruisingen met bruggen en waterlopen.

Bijlage A.5: Constructieve elementen:

Vast:

• *Damwand*

Een grond- en waterkerende stalen wand. Mogelijke bijdragen van een damwand aan de waterkerende functie kunnen zijn:

- macro-stabiliteit vergroten
- kerende hoogte vergroten, zonder verbreding
- grondwaterstroming verhinderen of beperken
- erosie voorkomen

• *Kistdam*

Een kistdam bestaat uit een tweetal evenwijdige damwanden die een tussenliggend grondmassief opsluiten. De wanden zijn onderling verbonden zodat een samenspel ontstaat tussen wanden en tussenliggende grond. De kistdam kan dezelfde bijdragen leveren als de damwand.

• *Keermuur*

Een grond- en waterkerende betonnen wand, vaak uitgevoerd in de vorm van een L-muur. Het principe van een keermuur is gelijk aan die van een damwand.

• *Diepwand*

Een diepwand is een ter plaatse in de grond gemaakte betonnen muur. De werking en mogelijke doeleinden van een diepwand zijn gelijk aan die van een damwand en keermuur.

• *Gewapende grond*

Een gewapende grondconstructie bestaat uit platen met daaraan strips bevestigd die door middel van wrijving met de achterliggende grond een verankering tot stand brengen. Het doel hiervan is een ophoging te maken en daarbij verbreding te voorkomen door het creëren van een steiler of zelfs verticaal talud.

• *Gabions*

Met stenen gevulde kunststof netten of gazen die op elkaar gestapeld een grondkerende muur kunnen vormen. Zo kan een verhoging tot stand gebracht worden zonder een verbreding van het lichaam.

Beweegbaar:

• *Aanvoer van buitenaf*

Een kering die alleen wordt aangebracht als de situatie daarom vraagt. Een goed voorbeeld hiervan is vloedschotten. Meestal is er tot de drempelhoogte van het frame waarin de schotten worden geplaatst een andere waterkering aanwezig. Het laatste stukje kerende hoogte wordt dan gevormd door de schotten, die worden aangevoerd van elders.

• *Op de plek aanwezig*

Hier zijn veel voorbeelden van te noemen. Een verdere indeling kan nog gemaakt worden in de mechanisch bewegende constructies en constructies die zich door de opdrijvende kracht van het te keren water in beweging zetten. Ook kan een indeling worden gemaakt in de manier van bewegen. Voorbeelden zijn: roterende (klep)constructies, schuifconstructies, flexibele opblaasconstructies.

Bijlage A.6: Beschrijving constructies

Profiel I.a: Breed profiel

Grondophoging, uitgevoerd als kistdam

De deeltrajecten waarop dit van toepassing is zijn:

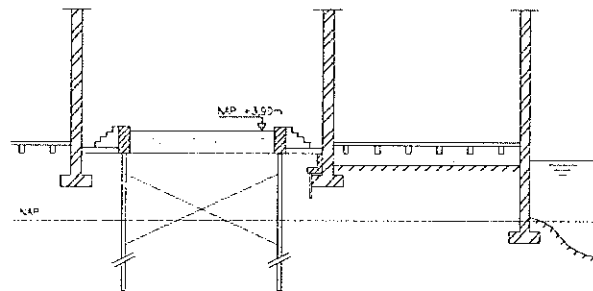
A.1 (=B.1=D.1): Prinsenstraat

A.3: Voorstraat vanaf de Steegoversloot tot de Riedijk

B.4 (=C.10): Boomstraat tot Riedijk

D.3: Binnen Walevest

Hierbij wordt de kruin met een bepaald materiaal op de vereiste hoogte gebracht. Dit kan met zand zijn, maar om zettingen te voorkomen, is het noodzakelijk dat het ophogingsmateriaal niet zwaarder is dan het verwijderde bodemmateriaal. Hiervoor wordt dan vaak 'Flugsand' of een ander licht materiaal gebruikt. Het hoogteverschil tussen de oude en de nieuwe kruin moet worden opgevangen door taluds of door op een aantal plekken opstappen te creëren. De ophoging wordt uitgevoerd als kistdam, waarbij een grondmassief is ingesloten tussen twee damwanden, onderling verbonden door middel van een anker. Daarbinnen worden geen leidingen toegestaan. De damwanden moeten voor de waterdichtheid reiken tot in de ondoorlatende laag. De damwanden zelf zijn voldoende waterdicht. Als de damwanden in het pleistoceen gefundeerd worden zullen deze geen zinking vertonen. Ondanks het 'Flugsand' zal het grondmassief dan altijd iets zakken ten opzichte van de damwanden. De rijbaan zal dus regelmatig opnieuw bestraat moeten worden. Er is hier gekozen om alleen de rijbaan op te hogen. De trottoirs krijgen dan een opstap naar de straat toe, die verminderd zou kunnen worden door de trottoirs iets op te hogen. Die ophoging moet worden aangepast aan de voordeuren van de panden. Om de 50 meter (bijvoorbeeld, later verder te bepalen) wordt een opstap gemaakt van het trottoir naar de rijbaan. Dit maakt het geheel minder toegankelijk voor mensen die slecht ter been zijn of rolstoelen en kinderwagens. Bij zijstraten moeten wel taluds worden toegepast om opritten te creëren voor het verkeer.



Profiel Ia

figuur A.6.1: grondophoging in de Prinsenstraat, Voorstraat, Binnen Walevest, Boomstraat en Riedijk

Profiel I.b: Smal profiel

Smalle beweegbare kering

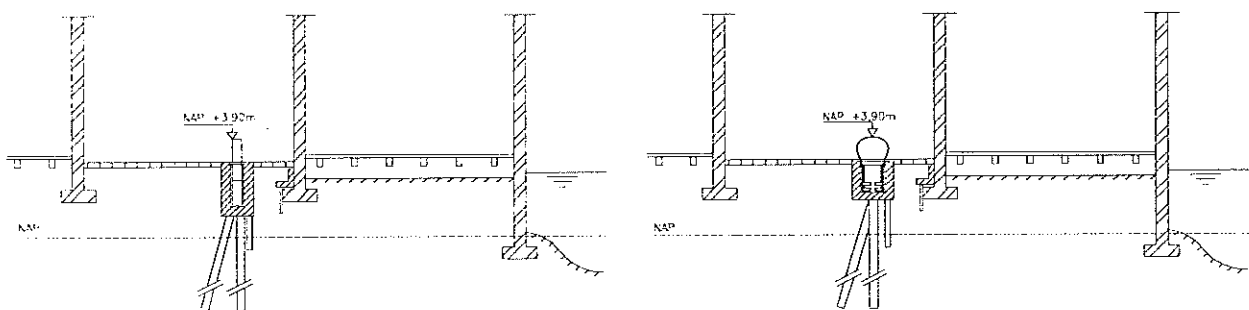
De deeltrajecten waarop dit van toepassing is zijn:

A.2: Voorstraat tot de Steegoversloot

D.5: Palingstraat

De schuifkering wordt geplaatst aan de kant van de buitendijkse huizen in de Voorstraat en aan de binnendijkse kant van de Palingstraat. Door de bovenkant van de kering in ingeschoven toestand boven het straatniveau uit te laten steken kan voorkomen worden dat er op de kering geparkeerd wordt. Omdat hoogwater bij Dordrecht zich over het algemeen een aantal dagen van tevoren laat voorspellen en er daardoor voldoende tijd is de kering vrij van obstakels te maken, kan een parkeerverbod alleen in alarmfasen gelden. In dagelijkse omstandigheden hoeven dan geen voorzieningen te worden getroffen. Aangezien de Palingstraat verboden is voor autoverkeer en dit deel van de Voorstraat het grootste gedeelte van de dag ook, is een verhoging van de kering ten opzichte van het straatniveau niet nodig. De schuif moet op palen gefundeerd worden en zal voorzien moeten worden van een damwand als kwel- en erosiescherm. Uit een rapport van Heidemij [1] bleek dat bij een op verticale palen gefundeerde schuif de constructie enkele millimeters opschuift richting buitendijkse panden en deze verplaatsing ontoelaatbare geveldrukken veroorzaakt op de panden. Door de palen schoor te heien kan dit probleem wellicht worden opgelost. Dit zal nader onderzocht moeten worden. De schuif kan op verschillende manieren worden bedient (bijv. electro-mechanisch of hydraulisch). De kering bestaat uit segmenten van circa 25 meter lang (nader exact te bepalen). De overgang tussen twee segmenten kan waterdicht gemaakt worden door bijvoorbeeld rubber profielen aan de zijkanten van een segment te plaatsen.

De plaatsing van de balg is gelijk aan die van de schuif. Funderingstechnisch gelden ook dezelfde overwegingen. De balg wordt vervaardigd uit kunststof en is bevestigd in een betonnen bak. Deze bak is afgedekt met kleppen die worden opgedrukt als de balg op kerende hoogte wordt gebracht door lucht in de balg te pompen met compressoren. Een balg kan 200 à 300 m lang zijn. De overgangen tussen de secties zijn lastig en verdient extra aandacht. Om het beeld zo min mogelijk te verstoren lijkt het logisch ook deze scheidingen in bewegende delen uit te voeren. Door de grote lengte van de secties zijn er weinig van deze overgangen nodig. Na het hoogwater moet de balg met de hand worden opgeborgen.



Profiel I.b

figuur A.6.2: verticale schuifkering en smalle balg in Voorstraat en Palingstraat

Profiel II: Havens met bebouwing direct aan het water

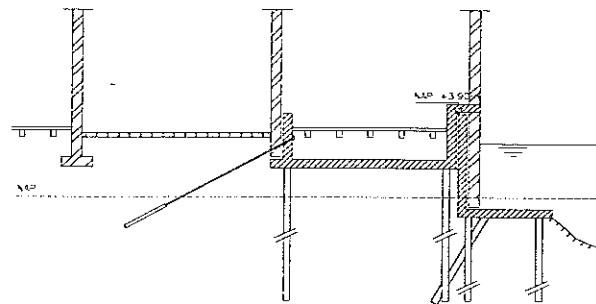
Geïntegreerde keermuur

De deeltrajecten waarop dit van toepassing is zijn:

B.2: Voorstraatshaven tot de Nieuwbrug

C.1(=E.1): Kalkhaven

Bij deze variant wordt een L-muur in de panden geïntegreerd. De L-muur moet op palen gefundeerd worden. De panden zelf zijn echter te slap om (een deel van de) belasting op te nemen en moeten dus ten alle tijde los van de kering staan. Hierom moeten de panden apart van de kering gefundeerd worden. Om dit te bewerkstelligen wordt onder elk pand een op palen gefundeerde kelder geconstrueerd, waarop het pand rust. De L-muur wordt voor deze kelder geplaatst. Tussen de kelder en de L-muur is ruimte gelaten om de keermuur bij hoogwater enigszins naar binnen te laten bewegen zonder dat het pand belast wordt. Een groutanker wordt aangebracht om te voorkomen dat de panden richting de haven bewegen. De huidige achtergevels zouden voor het zicht door moeten lopen voor de keermuur langs. Er zijn tot de kerende hoogte erg veel sparingen in de gevels voor ramen en uitbouwingen. Deze zullen voor een groot deel verdwijnen.



Profiel II

figuur A.6.3: keermuur geïntegreerd in buitendijkse huizen Voorstraat en Kalkhaven

Profiel III: Havens met bebouwing gescheiden van het water door kaden

Smalle beweegbare kering

De deeltrajecten waarop dit van toepassing is zijn:

B.3: Wijnhaven tot de Boombrug

C.2 (=E.2): Keizershof

C.4 (=E.4): Bomhaven, Leuvehaven

C.5 (=D.2=E.5): Maartensgat

C.6 (=E.6): Nieuwe Haven tot aan de Lange Ijzeren Brug

C.7 (=E.7): Knolhaven, Kuipershaven

C.9: Mattenkade

D.4: Kuipershaven

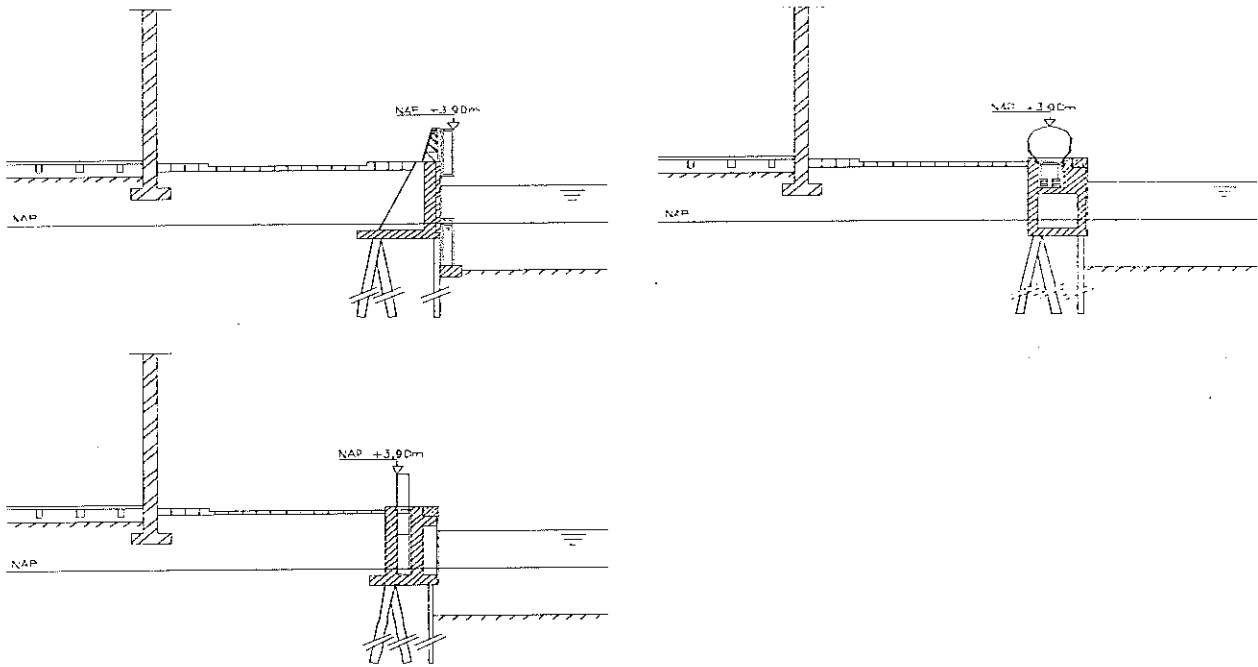
D.6(=E.8): Merwekade

De waterkering moet diep gefundeerd worden, en omdat de kering, bij plaatsing op de kade, uit ruimtegebrek bij voorkeur zo dicht mogelijk bij de haven wordt geplaatst, levert dit problemen op met de huidige kademuur. De huidige kademuren hebben een drainage systeem dat ervoor zorgt dat water bij overstroming van de kade terug kan lopen naar de haven. Dat betekent in de meeste gevallen dat er ook water de andere kant op kan. De kademuur kan daarom zonder ingrijpende aanpassingen niet als onderdeel van de waterkering fungeren. Deze overwegingen leiden er toe dat wordt besloten bij aanleg van een waterkering op de delen waar het tracé langs kaden gaat, de oude kademuur te vervangen en de waterkering te integreren met de kade.

Van de genoemde principe-oplossingen zijn er drie beweegbare keringen als smal aan te merken. Dat zijn de verticale schuif, de balg en de zelfopdrijvende schuif aan de kademuur.. De schuiven bij de laatste variant bestaan uit holle dozen van ongeveer 25 m lang. De zelfopdrijvende schuif zou in niet kerende toestand onder het havenniveau moeten liggen om niet storend aanwezig te zijn en de historische aanblik van de kaden zo min mogelijk te verstoren. De schuif rust dan op een nok en is gevuld met water. Door water weg te pompen drijft de schuif op en kan met het waterniveau meestijgen. Om de krachten over te brengen en tevens te zorgen voor de waterafdichting in verticale richting, zijn op de kade bij de overgangen tussen twee secties geleidestijlen nodig, die doorlopen tot aan de nokken. Voor de waterafdichting in horizontale richting is langs de kade een afdichtingsprofiel nodig.

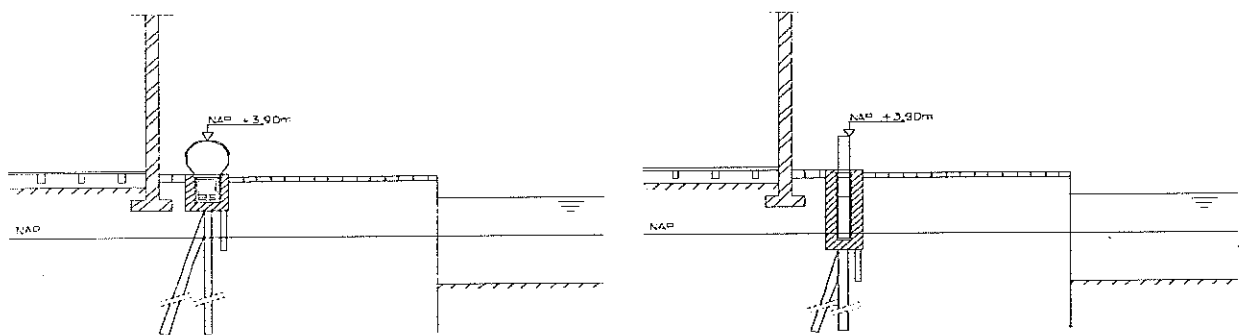
Op deze deeltrajecten wordt autoverkeer toegelaten. De ruimte tussen de straat en de kademuur wordt op veel stukken gebruikt om te parkeren. Omdat de ruimte beperkt is zou bij het niet toelaten van parkeren op de kering het straatprofiel versmallen of de kade richting de haven moeten opschuiven. De kering zou dan boven het straatniveau uit moeten steken zodat parkeren op de kering bemoeilijkt wordt. Er kan ook gedacht worden aan een parkeerverbod dat alleen geldt in perioden waarin hoogwater verwacht wordt, waarbij de bovenkant van de kering wel op straatniveau wordt gelegd.

Een beweegbare kering in de straat voor de panden heeft als voordeel dat een kostbare integratie van kade en kering vermeden wordt. Door het ruimtegebrek komen weer alleen de smalle keringen, de verticale schuif en de balg, in aanmerking. Of een kering zo dicht bij de huizen in kerende toestand geen ontoelaatbare drukken op de panden uitoefent, zal nader onderzocht moeten worden. Een kering in de straat kan samenvallen met de trottoirrand, dat dan wel iets breder zou worden ten koste van de rijbaan. Bij elk van de beweegbare keringen is een uitgangspunt in het ontwerp dat het uiterlijk van de huidige kademuur en straatprofiel zo veel mogelijk gehandhaafd wordt.



Profiel III

figuur A.6.4: beweegbare kering op de kade: verticale schuif, zelf-opdrijvende schuif, balgkering



Profiel III

figuur A.6.5: beweegbare kering in de straat: verticale schuif, balgkering

Profiel IV: Kruisingen met bebouwing

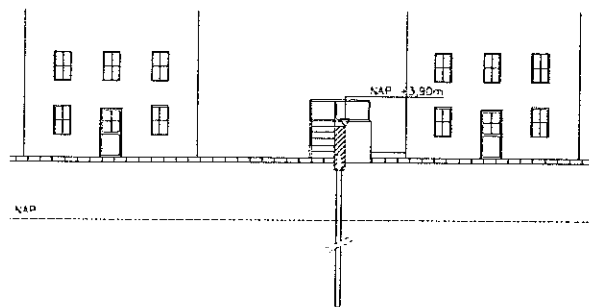
Damwand

De deeltrajecten waarop dit van toepassing is zijn:

C.3 (=E.3): Bebouwing tussen Kalkhaven en Bomhaven

C.8.: Doorsteek Kuipershaven naar Mattenkade

De damwand wordt ingehied tot de noodzakelijke diepte en is waterkering en kwel- en erosiescherm tegelijk. Op het bovenste gedeelte van de damwand wordt een betonnen muur gestort. Om voetverkeer de kering te laten passeren kunnen voorzieningen worden aangebracht in de vorm van trappen of hellingbanen. De inpassing van dit soort noodzakelijke voorzieningen verdient extra aandacht.



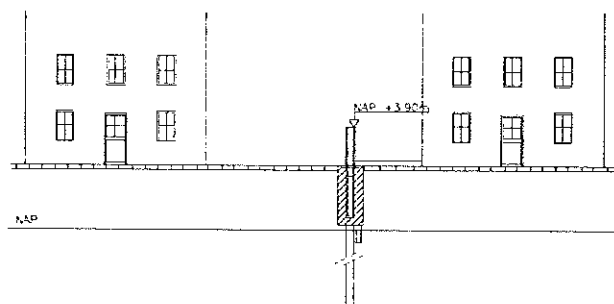
Profiel IV

figuur A.6.6: damwand

Profiel V: Kruisingen met bruggen/wegen

Coupures

Bij de kruisingen met bruggen en wegen moet verkeer de kering in niet werkende toestand kunnen passeren. Deze kruisingen zijn zo verschillend dat niet voor elke kruising dezelfde oplossing gebruikt kan worden. De oplossing hangt voornamelijk af van de constructie waar het op aansluit. In principe zijn er twee oplossingen aan te geven: een coupure die moet worden gedicht met schotbalken, of een beweegbare kering. Schotbalken zijn uit oogpunt van veiligheid en beheer minder gewenst, omdat de balken altijd van elders moeten worden aangevoerd en dit kan leiden tot het niet (op tijd) beschikbaar zijn van de balken. Als al een beweegbare kering wordt toegepast kan die doorgezet worden. Daar waar een grondophoging is toegepast kan dit ook worden doorgezet en kunnen meestal taluds worden aangebracht. Als dit niet mogelijk is zorgt een schuifkering voor de eenvoudigste aansluitingen. Dit geldt ook voor coupures in een keermuur en de verticale schuif is daarmee de beste, algemeen toepasbare, coupure-oplossing.



Profiel V

figuur A.6.7: coupure, verticale schuif

Bijlage A.7: Beoordeling en keuze constructies

Profiel Ia: Beoordeling grondophoging uitgevoerd als kistdam

•Stedebouwkundig

Ten aanzien van de grondophogingen kan worden gesteld dat inpassing in het stadsbeeld over het algemeen slecht is. Het hoogteverschil dat door de ophoging tussen de voordeuren en het straatniveau gecreëerd wordt verstoort het straatbeeld en vormt bovendien een barrière voor het verkeer. De rijweg versmalt en bij zijstraten en uitritten moeten opritten komen. Voor voetgangers, maar vooral voor invaliden of voetgangers met kinder- of winkelwagens, is de opstap een vervelende hindernis. Als de bebouwing minder monumentaal is, zoals in de Binnen Walevest, of het straatprofiel breder, als in de Boomstraat, past de kistdam beter in het stadsbeeld en is de visuele verstoring minder.

•Cultuur-historisch

Een kistdam past slecht bij de historische bebouwing van de Prinsenstraat en de Voorstraat. Ook al kan de originele bestrating gebruikt worden, zullen de opstappen en de deksloven op de damwanden moeilijk in het monumentale beeld in te passen zijn. Dit geldt door de modernere bebouwing en het bredere straatprofiel in mindere mate voor de Boomstraat en de Binnen Walevest. De inpassing in de structuur van de stad is op de deeltrajecten van het huidige tracé goed. Ook de Binnen Walevest volgt een historische structuur van de stad, namelijk die van de oude stadswal. De Boomstraat staat haaks op de hoofdstructuur van de stad en volgt geen bestaande lijn. Voor alle deeltrajecten geldt dat geen monumenten of gezichtsbepalende panden hoeven te verdwijnen. Wel wordt het zicht op de panden, zoals gezegd, aangetast door de ophoging.

•Sociaal-economisch

De verslechtering van de toegankelijkheid door het hoogteverschil is ongunstig voor de detailhandel op de deeltrajecten. Zowel de bevoorrading, voor zover die aan de voorgevelkant plaats vindt, als de klanten ondervinden hinder van de verhoging. Het zicht op de etalages wordt ontnomen, evenals het zicht vanuit de panden op de straat. Voor bewoners van de panden heeft dit een negatieve invloed op het woongenot. Door de versmalling van de straten zullen op een aantal plekken parkeerplaatsen moeten verdwijnen.

•Beheer en onderhoud

De grondophoging is relatief eenvoudig aan te passen aan toekomstige verhogingen van de waterstanden. De deksloven op de damwanden kunnen verhoogd worden en het straatniveau kan met licht materiaal verder opgehoogd worden. Het nadeel is dat het wegdek door de verkeersbelasting altijd aan zakking onderhevig zal zijn. De damwanden zijn diep gefundeerd en zullen deze zetting niet ondergaan. Het wegdek zal dus regelmatig herstraat en opgehoogd moeten worden.

•Kosten

Wat de kosten betreft verhoudt de kistdam zich vrij gunstig ten opzichte van de andere constructies. Het is met ongeveer fl. 20.000,- per meter (gebaseerd op Rijkswaterstaat [14] en van den Hoek/Sterk [5]) een van de goedkoopste oplossingen.

•Veiligheid

De gehanteerde veiligheidsfilosofie volgt uit de richtlijnen van de TAW voor het ontwerp van bijzondere constructies.

•**Uitvoering**

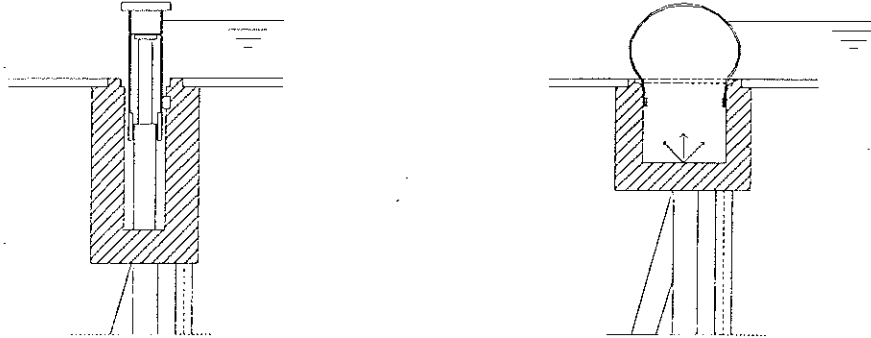
De veiligheid tijdens de uitvoering is voor alle trajecten die niet op het huidige tracé liggen niet lager dan de huidige situatie. Bij aanpassing aan het huidige tracé kan deze veiligheid wel in gevaar komen. Er zal hierom buiten het winterseizoen gewerkt moeten worden en enkele aanpassingen moeten getroffen worden om ervoor te zorgen dat de bouwput en het achterliggende land niet onderloopt. Door de lagere ligging van de buitendijkse tracés moeten voor de bouwput ook hier aanpassingen gedaan worden. De omgevingshinder is door de tweezijdige bebouwing op alle trajecten groot en verschilt weinig per traject. De bouwduur hangt samen met de lengte van het deeltraject en de technische uitvoering verschilt uiteraard niet op de verschillende deeltrajecten.

•**Innovativiteit**

De grondophoging, uitgevoerd als kistdam, is een vrij algemeen toegepaste constructie voor dijkverhogingen op plaatsen waar weinig ruimte beschikbaar is. De constructie kan daarom niet worden aangemerkt als innovatief.

Profiel Ib. III: Beoordeling en keuze smalle beweegbare kering

Voor de smalle beweegbare kering zijn twee alternatieven beschikbaar: de verticale schuif en de balgkering. De keuze welke van de twee het meest geschikt is als waterkering in Dordrecht wordt hierna gemaakt. De gekozen oplossing wordt zowel in de smalle straten met tweezijdige bebouwing als op de kaden toegepast.



figuur A.7.1: smalle beweegbare kering

•Stedebouwkundig

Van de schuif is, als de bovenkant op straatniveau ligt, alleen een afdekklep te zien van ongeveer een 40 centimeter breed. De bestrating kan namelijk voor een deel over de betonconstructie heen lopen. De constructie kan daarom goed in het stadsbeeld ingepast worden. De relatie van de stad met de rivier komt met een beweegbare kering, die in gesloten toestand nauwelijks zichtbaar is, niet in gevaar. Wat het criterium verkeer betreft zal moeten worden bepaald of er al dan niet op de kering geparkeerd mag worden. In beide voorgaande criteria onderscheiden de schuif en de balg zich niet.

Van de balgkering is, met de bovenkant op straatniveau, ook alleen de afdekklep te zien. Deze is echter wel wat breder dan bij de verticale schuif, ongeveer 80 centimeter. Hierdoor is de kering als storend element in het straatbeeld nadrukkelijker aanwezig. Ook zullen voor de balg bij de overgangen tussen de segmenten voorzieningen moeten worden getroffen om de segmenten waterdicht op elkaar aan te sluiten. Dit kunnen vaste constructies zijn maar ook beweegbare elementen die onder dagelijkse omstandigheden in de straat verzonken liggen. Deze elementen zullen, ook in beweegbare uitvoering, altijd een verstoring van het straatbeeld met zich meebrengen.

•Cultuur-historisch

Omdat er van de schuif in de straat weinig te zien is verstoort de constructie het specifieke historische beeld van de straten minimaal. Zoals gezegd kunnen de klinkers voor een deel over de constructie heen gelegd worden, waardoor de bestrating minimaal wordt onderbroken. Het criterium, inpassing in de historische structuur, speelt meer op grotere schaal (tracéniveau) en zegt weinig over de constructie op zich. Er hoeven voor beide constructie geen panden gesloopt te worden en aan het uiterlijk van de panden verandert niets.

Door de bredere afdekklep wordt bij de balg de bestrating over een groter stuk onderbroken en ook bij de overgangen tussen segmenten zal de bestrating onderbroken worden. Dit verstoort het historische beeld van de straten.

• Sociaal-economisch

Ook sociaal-economisch hebben de smalle beweegbare keringen weinig impact. De winkelboulevard die de Voorstraat is wordt niet in zijn functie aangetast door de constructie. Tijdens hoogwater is er wel sprake van functieverlies van de buitendijkse panden aan de Voorstraat. Hierin onderscheiden de beide smalle keringen zich niet van elkaar en evenmin van de bestaande situatie. De schuifkering brengt ook geen obstakels met zich mee waardoor de beleving van de omgeving een negatief effect zou kunnen hebben op het leefmilieu. De overgangen tussen de segmenten van de balg zullen wel enig ongemak met zich meebrengen in de vorm van verminderde mobiliteit (in geval van een vaste constructie) of woongenot. De segmenten kunnen 200 tot 300 m lang zijn, waardoor er niet veel overgangen op de deeltrajecten hoeven te zijn.

• Beheer en onderhoud

Het beheer van de kering is in handen van het waterschap de Groote Waard. De kering is op de geplande plaats in de Voorstraat ook in kerende situatie bereikbaar voor inspectie met auto's. In de Palingstraat is dat zelfs in niet kerende situatie al een probleem. De uit stedenbouwkundig oogpunt gunstige plaatsing van de kering aan de buitendijkse kant van de Palingstraat maakt inspectie met auto's in geval van hoogwater onmogelijk. Op de kaden hangt de mogelijkheid tot inspectie af van de plaatsing van de kering. De bediening van de kering kan op verschillende manieren plaatsvinden. Uit veiligheidsoogpunt zou het mogelijk kunnen zijn dat een back up-systeem, zoals een handbediening, noodzakelijk is. Afhankelijk van de plaatsing van de kering op het huidige, hoger liggende tracé, of op buitendijkse tracés zal de kering minder vaak of vaker voor hoogwater gesloten worden. Voor onderhoud zal de kering echter ook regelmatig op zijn werking moeten worden gecontroleerd door een proefsluiting. De schuif wordt diep gefundeerd op de pleistocene laag en zal dus niet aan zettingen onderhevig zijn. Een toekomstige verhoging van de schuif is vrijwel onmogelijk. Er zouden dan bij aanleg zoveel aanpassingen aan de constructie gepleegd moeten worden, zoals bijvoorbeeld een zwaardere fundering en een diepere bak, dat beter het ontwerp wat ruimer kan worden gemaakt, door de kerende hoogte groter te maken dan nu noodzakelijk is. Een nadere kostenoverweging zou moeten bepalen of en zo ja, hoe hoog, deze marge zou moeten worden.

Voor het beheer van de balg gelden dezelfde overwegingen als voor de schuifkering. Het vullen van de kering met lucht gebeurt met compressoren. Kunststof heeft de eigenschap dat het verouderd en daarbij onder andere in sterkte achteruit gaat. De kering zal regelmatig op zijn werking moeten worden gecontroleerd door een proefsluiting. Speciale aandacht verdient controle van de balg op luchtdichtheid. De balg wordt diep gefundeerd op de pleistocene laag en zal dus niet aan zettingen onderhevig zijn. Een toekomstige verhoging van de balg is misschien mogelijk door bij vervanging van de balg de inhoud te vergroten. Dit moet dan wel passen in de funderingsbak, zowel wat de ruimte en sterkte betreft, en de compressoren moeten hierop berekend zijn.

• Kosten

Van de kosten is in dit stadium van het ontwerp slechts een globale schatting te geven. In vergelijking met de balg kan gesteld worden dat met verticale schuifkeringen meer ervaring is en dus minder aan ontwikkelingskosten hoeft worden uitgegeven. Uit van den Hoek/Sterk [5] blijkt dat de kosten voor de constructie van de schuifkering per meter ongeveer fl. 30.000,- zijn en de kosten voor een balgkering fl. 15.000,-.

• Veiligheid

De gehanteerde veiligheidsfilosofie volgt uit de richtlijnen van de TAW voor het ontwerp van bijzondere constructies. Hierin wordt aanbevolen om voor de kans dat een beweegbare kering niet sluit een veiligheidsnorm aan te houden van 0,1 maal de overschrijdingsfrequentie. Dat is dus in Dordrecht een faalkans van sluiten van de kering van 1/20000 per jaar. Beide keringen moeten zo ontworpen worden dat hieraan wordt voldaan.

•Uitvoering

Voor de schuifkering moet dieper worden ontgraven dan voor de balgkering. Dit kan tot extra overlast leiden. Beide constructies moeten onderheid worden; de schuifkering waarschijnlijk iets dieper dan de balgkering, maar dit zal elkaar wat overlast betreft niet veel ontlopen. Om overlast te beperken kan hiervoor gedacht worden aan bijvoorbeeld boorpalen. Hierbij gelden voor beide alternatieven dezelfde overwegingen. De schuiven moeten met kranen worden ingehangen. Ook bij inspectie zullen de schuiven met kranen verwijderd moeten worden. Dit zal op plaatsen met weinig ruimte voor problemen zorgen, maar ook de plaatsing van de balgsegmenten moet met zwaar materieel geschieden, dus onderscheid tussen de twee constructies is niet te maken.

•Innovativiteit

De verticale schuif wordt niet vaak toegepast als waterkering en door de relatief hoge kosten nooit over lange afstanden. De schuif wordt meestal alleen bij coupures of in andere bijzondere situaties toegepast. Een schuifkering bestaande uit verschillende segmenten komt dan ook zelden voor. De techniek is echter bekend en voor de aansluitingen tussen de segmenten zijn veel vergelijkbare situaties en oplossingen voorhanden. De balg is als waterkering nooit uitgevoerd. Opblaasbare kunststof constructies zijn in het buitenland al wel eerder toegepast als overlaten. In Kampen, waar men met soortgelijke problemen als in Dordrecht te kampen heeft, verdiende de balg als waterkering lang de voorkeur. Daarvoor is bij TNO in Delft onderzoek gedaan met een proefopstelling, wat tot positieve resultaten heeft geleid.

tabel A.7.1: samenvatting beoordeling smalle beweegbare kering
waardering in :-- / - / 0 / + / ++, met onderlinge vergelijking

	verticale schuif	balg
Stedebouwkundig:	0	-
Cultuur-historisch:	0	-
Sociaal-economisch:	0	-
Beheer/onderhoud:	-	-
Kosten:	fl.30.000,-/m	fl.15.000,-/m
Veiligheid:	0	0
Uitvoering:	-	-
Innovativiteit:	+	+

Conclusie

Bij deze beoordeling komt de verticale schuifkering als meest wenselijke constructie naar voren. Dit komt vooral door de betere inpassing van de constructie in het stadsbeeld. Innovativiteit gaat pas een doorslaggevende rol spelen als twee alternatieven vergelijkbaar zijn. De verticale schuifkering is wel duurder dan de balg, maar omdat de inpassing van de constructie in dit project een grote rol speelt wordt gekozen om de verticale schuifkering als smalle beweegbare kering toe te passen op de verschillende deeltrajecten.

Profiel III: Beoordeling geïntegreerde keermuur

•Stedebouwkundig

De kering geïntegreerd in de huizen heeft geen negatieve effecten op het stadsbeeld. De ononderbroken uit de Voorstraatshaven rijzende gevels worden door deze oplossing nauwelijks aangetast en het totaalbeeld van de haven blijft nagenoeg onveranderd. De constructie heeft geen effect op de relatie van de stad met de rivier nog op de verkeerssituatie in de stad.

•Cultuur-historisch

Monumenten hoeven er voor deze oplossing niet te verdwijnen. Wel zullen alle panden inwendig ingrijpende veranderingen ondergaan. Zoals eerder vermeld hoeft dit geen achteruitgang in historische waarde te betekenen. De achtergevels zullen echter wel een deel van hun huidige, gevarieerde uiterlijk verliezen. De achtergevels van de panden vervullen in de huidige situatie geen waterkerende functie bij hoogwater. De gevels hebben dan ook vele openingen in de vorm van ramen en deuren. De functie van deze openingen kan tot de kerende hoogte niet behouden worden. In overleg met Monumentenzorg kan bepaald worden hoe de gevels voor de keermuur eruit moeten komen te zien, om hun waarde zoveel mogelijk te behouden. De constructie volgt in de Voorstraatshaven het verloop van het huidige tracé en past daarmee goed in de structuur van de stad. Bij de Kalkhaven geldt dit niet, maar omdat de kering niet zichtbaar aanwezig is heeft dit geen negatieve effecten.

•Sociaal-economisch

De bewoners verliezen door de keermuur en het verdwijnen van de ramen en deuren een groot deel van hun directe contact met de haven. Dit beïnvloedt de woontevredenheid negatief. Door het binnendijs brengen van de panden kan de middenstand nu echter ook tijdens hoogwater actief blijven.

•Beheer en onderhoud

De constructie kan slecht worden aangepast aan toekomstige verhogingen. Door de zeer vergaande ingreep aan de panden is het dan ook verstandig de constructie te overdimensioneren, zodat hij voor lange tijd meekan. Verzwaringen of onderhoud vergen namelijk weer een ingrijpende operatie, waarbij gezegd moet worden dat een voordeel hierbij is dat de constructie redelijk onderhoudsarm is.

•Kosten

De kosten van de constructie zijn zeer hoog. Niet alleen de constructie zelf is door de complete vervanging van de fundering op staal, door een op palen gefundeerde kelder, en de plaatsing van de keermuur zeer kostbaar, ook de huisvesting van de bewoners tijdens de bouw en de vergoeding voor inkomstenderving van de middenstand kosten zeer veel geld. De aanlegkosten van de constructie zijn in 1984 door Heidemij [1] geschat op fl. 130.000,-/m. De constructie is hierdoor de duurste van de voorgestelde alternatieven.

•Veiligheid

De gehanteerde veiligheidsfilosofie volgt uit de richtlijnen van de TAW voor het ontwerp van bijzondere constructies.

•Uitvoering

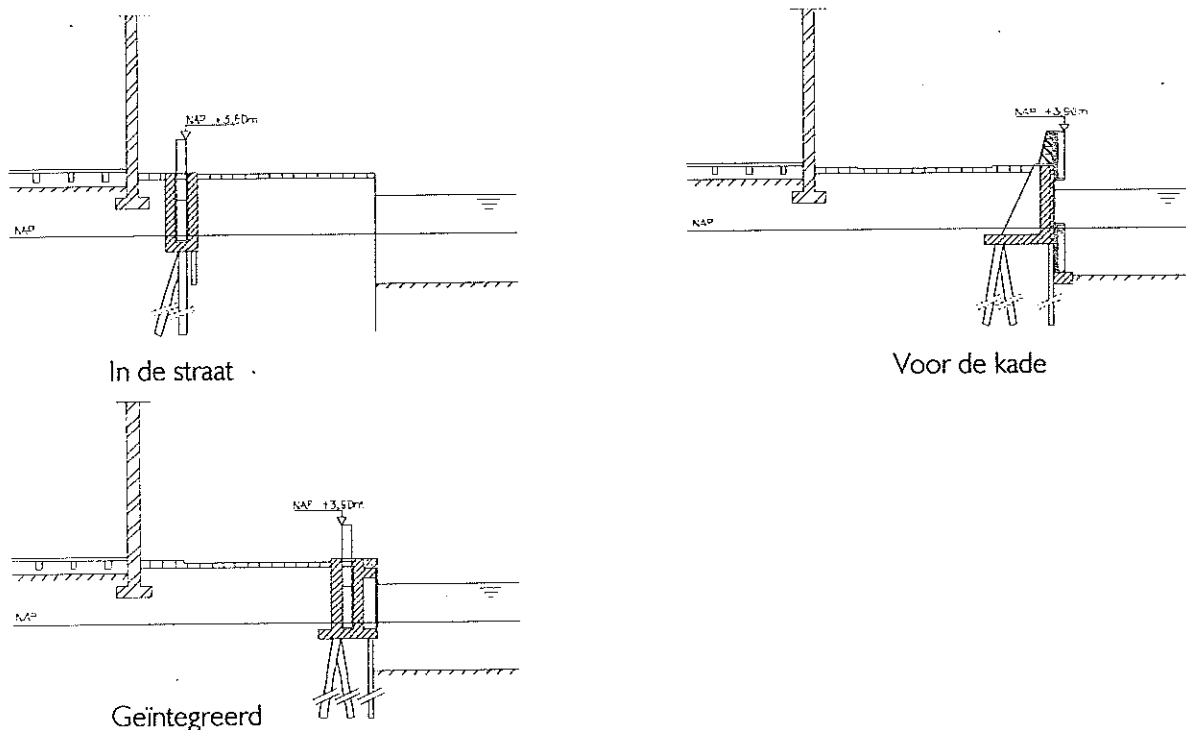
De veiligheid tijdens uitvoering vraagt voor het deeltraject Voorstraat extra aandacht, omdat in het buitentalud van de huidige kering wordt gewerkt. De primaire waterkering verliest daardoor voor een periode zijn sterkte en stabiliteit. Voor de Kalkhaven geldt dit niet. De panden zullen tijdens een groot deel van de bouw van de keermuur niet bewoonbaar zijn. De bewoners en winkeliers zullen in deze tijd geen gebruik kunnen maken van hun panden en zullen ergens anders gehuisvest moeten worden. Voor beide groepen gebruikers brengt dit veel overlast met zich mee en voor de winkeliers betekent dit bovendien derving van inkomsten. De bewoners van de binnendijkse panden van de Voorstraat zullen ook hinder ondervinden van de werkzaamheden en ook hier zullen winkels voor langere perioden slecht toegankelijk zijn.

•Innovativiteit

Een waterkering integreren in huizen is door allerlei openingen die gebruiksfuncties in huizen noodzakelijk maken een lastige zaak. Daarom wordt deze oplossing niet veel toegepast. Bij nieuwbouw kan men rekening houden met de eisen die de waterkering stelt en kunnen huizen ontworpen worden die hieraan voldoen. Dit laatste gebeurt bij het huidig lopende project aan de Noordendijk in Dordrecht. Het integreren van een waterkering in bestaande bebouwing wordt bemoeilijkt omdat deze huizen hier niet op zijn ingericht en de kering meestal onder de bestaande panden moet worden gefundeerd. Het voorgestelde alternatief voor de panden aan de Voorstraats- en de Kalkhaven is hierdoor een zeer uitdagend en innovatief ontwerp.

Profiel III: Beoordeling en keuze verticale schuifkering in de straat, op de kade, of zelfoprijvende schuif aan de kade

Nu de keuze is gemaakt welke smalle beweegbare kering wordt toegepast, blijft nog de keuze open waar op de kaden de kering geplaatst wordt. Voor een kering aan de kade is een ander alternatief beschikbaar, namelijk de zelfoprijvende schuif. De keuze tussen deze drie alternatieven wordt hierna gemaakt.



figuur A.7.2: plaats kering in kadeprofielen

•Stedebouwkundig

Tijdens hoogwater stromen de kaden bij plaatsing van de kering in de straat over. De functie van de kade als verkeersweg gaat in dat geval verloren. Alleen het trottoir blijft zijn functie tijdens het hoogwater behouden. Onder dagelijkse omstandigheden is er van een dergelijk functieverlies geen sprake. Het trottoir zal wel iets breder worden en daarmee de rijbaan iets smaller om de kering niet te dicht op de fundering van de panden te positioneren. Deze versmalling kan door het ruimtegebrek niet gecompenseerd worden aan de havenzijde.

De inpassing in het stadsbeeld is bij een goede integratie van de schuif met de kademuur geen probleem. Eerder is al gesteld dat de schuif goed ingepast kan worden in het stadsbeeld. De relatie stad - rivier komt bij lage waterstanden niet in gevaar.

De schuiven aan de kade liggen in gezonken toestand onder het havenpeil. De stijlen waarlangs de schuiven bewegen moeten aan de kademuur bevestigd worden en kunnen niet uit het zicht worden gewerkt. De geleidestijlen op de kade die ongeveer twee meter boven de kade uitsteken zijn ook storende elementen in het stadsgezicht. Een kering precies op de grens van het land met het water volgt een van de belangrijkste structuren van de stad en het zelfoprijvende karakter van de kering versterkt de relatie van de stad met de rivier, omdat de kering precies met het stijgende water mee beweegt.

•Cultuurhistorisch

Er hoeven bij een kering in de straat geen panden gesloopt te worden noch is in niet kerende toestand sprake van ernstige aantasting van het historische gezicht van de stad. De kering kan redelijk goed ingepast worden in de trottoirs.

De kaden hebben een grote historische waarde. Veel kademuren zijn in de laatste decennia vervangen en zijn dus 'moderne' constructies. De historische waarde bestaat daarom vaak alleen uit het uiterlijk van de kaden, de buitenkant, en die kan bij een zorgvuldig ontwerp intact blijven. De afdekklep is dan het enige zichtbare onderdeel van de kering geïntegreerd met de kademuur.

De storende elementen van een kering aan de kade tasten het historische karakter van de kaden aan. De kaden zullen bij ook deze variant vervangen moeten worden, maar dat kan ook hier zonder het historische uiterlijk te verliezen.

•Sociaal-economisch

Het woongenot van de mensen aan de kaden wordt bij een kering in de straat en op de kaden nauwelijks verstoord. Ook op de activiteiten in de haven heeft de kering geen invloed als geen water gekeerd hoeft te worden. Slechts bij hoogwater worden deze activiteiten bij plaatsing van de kering in de straat verhinderd. Dat is geen verandering ten opzichte van de huidige situatie.

De activiteiten in de haven zullen bij een kering aan de kade iets naar de haven toe opschuiven. Voor de kering moet namelijk een afmeerconstructie zijn om aanvaringen te voorkomen. Op sommige plaatsen is die nu al aanwezig. De interactie van de kade met de haven wordt door deze verschuiving verstoord. Trappen aan de kade zijn niet mogelijk bij deze variant en brengen de interactie ook in gevaar. Het uitzicht op de kaden en daarmee de woontevredenheid gaat door de storende elementen op de kade achteruit

•Beheer en onderhoud

Inspectie van de kering in de straat bij hoogwater wordt ernstig bemoeilijkt door de beperkte ruimte achter de kering. Met groot materieel is de kering niet te bereiken. Voor onderhoud in droge perioden biedt de kade over het algemeen wel genoeg ruimte

Inspectie van de waterkering met groot materieel is op de kade geen probleem meer. Er is voldoende ruimte achter de kering aanwezig. Het onderhoud aan de kering valt nu samen met het onderhoud aan de kademuur, waardoor voor het beheer moet worden samengewerkt tussen het waterschap en gemeentewerken.

Het onderhoud van de schuiven aan de kade kan redelijk eenvoudig plaatsvinden vanaf het water in perioden met lage rivierafvoeren. De geleideprofielen zijn tevens de waterafdichting en dat maakt ze kritieke onderdelen van de constructie. Dit verdient extra aandacht bij te plegen onderhoud.

•Kosten

Een kering in de straat is veel goedkoper dan een kering op of aan de kade, omdat in dit geval de kade intact kan blijven. Sloop van de oude kade en dure integratie van de kering met de kade is hier niet nodig. Een grove schatting van de kosten, gebaseerd op van den Hoek/Sterk [5] is ongeveer fl. 30.000,- per meter. Eventuele aanpassingen om ontoelaatbare spanningen in de panden te voorkomen zouden de kosten echter aanzienlijk verhogen. Omdat voor integratie van de kering met de kade de oude kade volledig vervangen moet worden zijn de kosten van die constructie hoger dan van alleen een verticale schuif. De totale kosten van deze constructie worden geschat op fl. 35.000,- per meter bedragen. De zelfoprijvende schuif aan de kade wordt geschat op fl. 30.000,- per meter.

•Veiligheid

Eisen ten aanzien van de veiligheid veranderen hier iets omdat bij integratie met de kademuur ook de veiligheid van de kademuur moet worden meegenomen. Falen van de kademuur zal in dit geval ook betekenen het falen van de waterkering. Verder gelden dezelfde overwegingen als bij de andere alternatieven.

•Uitvoering

De korte afstand tot de panden bemoeilijkt de uitvoering van een kering in de straat. Het is zelfs sterk de vraag of een kering op deze plaats, zo dicht bij de panden, wel mogelijk is. De druk op de, meestal op staal gefundeerde, huizen wordt door de waterdruk op de kering in gesloten situatie waarschijnlijk ontoelaatbaar hoog. Maatregelen hiertegen compliceren de uitvoering aanzienlijk.

Er moet voor de integratieconstructies diep worden gegraven om de oude kademuur te slopen. Hiervoor moet een bouwput worden aangelegd, waarbij goed moet worden gelet op de stabiliteit van de panden aan de kade. De activiteiten in de haven zullen van de bouw hinder ondervinden. In de bouwperiode kan geen gebruik worden gemaakt van de kade en zal een deel van de haven worden ingenomen door de bouwput. Omdat de bouw in het, voor de haven drukke, zomerseizoen zal plaatsvinden is deze hinder extra groot.

•Innovativiteit

Ten aanzien van de schuifkering in de straat wordt verwezen naar de afweging van de smalle beweegbare kering. Een L-muur op palen is een traditionele oplossing voor een kademuur. Integratie van een (beweegbare) primaire waterkering in een kademuur wordt weinig toegepast. De geïntegreerde constructie zal min of meer de vorm krijgen van een traditionele L-muur. De zelfoprijvende schuif is een constructie die nog weinig is toegepast. Er wordt door een combinatie van Nederlandse aannemers (Aduco) veel onderzoek naar gedaan en er is een proefopstelling van een zelfoprijvende schuif in Hasselt.

tabel A.7.2: samenvatting beoordeling kade constructies
waardering in :- / - / 0 / + / ++, met onderlinge vergelijking

	in de straat	op de kade	voor de kade
Stedebouwkundig:	0	0	-
Cultuur-historisch:	0	0	-
Sociaal-economisch:	-	0	-
Beheer en onderhoud:	-	-	-
Kosten:	fl. 30.000,-/m	fl. 35.000,-/m	fl. 30.000,-/m
Veiligheid:	0	0	0
Uitvoering:	-	-	-
Innovatie:	+	+	+

Conclusie

De constructie op de kade komt als meest wenselijke uit deze beoordeling naar voren. Het is wel de meest kostbare en dat zou onder andere uitgangspunten een reden kunnen zijn een andere variant te kiezen. Getwijfeld moet echter worden aan de technische haalbaarheid van een constructie vlak voor de huizen en de constructie voor de kade is slecht inpasbaar in het beschermde stadsgezicht. Omdat dit laatste een belangrijke doelstelling is leiden deze overwegingen ertoe dat, ondanks de hoge kosten, gekozen wordt voor het alternatief met een verticale schuifkering op de kade geïntegreerd in de kademuur.

Profiel IV: Beoordeling damwand met opgestorte betonmuur

•Stedebouwkundig

De inpassing van een damwand in het stadsbeeld is moeilijk. Er ontstaat door de sloop van panden een open gebied dat de bestaande structuren doorbreekt. Omdat er een heel nieuw gebied ontstaat kan dit gebied wel geheel opnieuw worden ingericht zodanig dat de damwand zo goed mogelijk kan worden ingepast. De damwand bij de Kalk- en Bomhaven sluit het binnendijkse gebied visueel af van de rivier. Bij de kruisingen met de straat moeten coupures worden aangebracht. Voetgangers moeten de kering ook op andere plaatsen kunnen kruisen. Hiervoor moeten overgangen worden gecreëerd, die de mobiliteit van de voetgangers negatief beïnvloeden.

•Cultuur-historisch

Bij de noodzakelijke sloop gaan geen monumenten of gezichtsbepalende panden verloren. Wel wordt de rooilijn onderbroken, en dit heeft een negatieve invloed op het totale historische stadsbeeld. Bij de inrichting van het ontstane gebied moet veel aandacht worden besteed aan de bestaande bebouwingsschaal en de inpassing in het historische beeld. De doorbraak bij de Kalkhaven volgt geen bestaande structuur van de stad en die naar de Mattenkade staat zelfs loodrecht op de hoofdstructuur. De inpassing in het stadsbeeld wordt hierdoor verslechterd.

•Sociaal-economisch

In de beschouwde gebieden is weinig tot geen detailhandel te vinden. Door de verminderde mobiliteit en aantasting van het huidige stadsbeeld wordt de woontevredenheid van de omwonenden van het gebied verminderd. Een deel van de bewoners zal uiteraard ergens anders huisvesting moeten zoeken.

•Beheer en onderhoud

Door de relatieve eenvoudigheid van deze variant is het onderhoud van de kering ook relatief laag en eenvoudig uit te voeren. Als er met de fundering rekening mee gehouden wordt is de kering in de toekomst ook eenvoudig te verhogen. Dit brengt uiteraard wel weer een verslechtering ten opzichte van de voorgaande criteria met zich mee.

•Kosten

De zeer traditionele en eenvoudige constructie is de goedkoopste van de voorgestelde alternatieven. De benodigde sloop van de panden verhoogt de kosten van de totale uitvoer. De kosten voor aanleg van een damwand bedragen ongeveer fl. 15.000,- per meter (Rijkswaterstaat [15]).

•Veiligheid

De gehanteerde veiligheidsfilosofie volgt uit de richtlijnen van de TAW voor het ontwerp van bijzondere constructies.

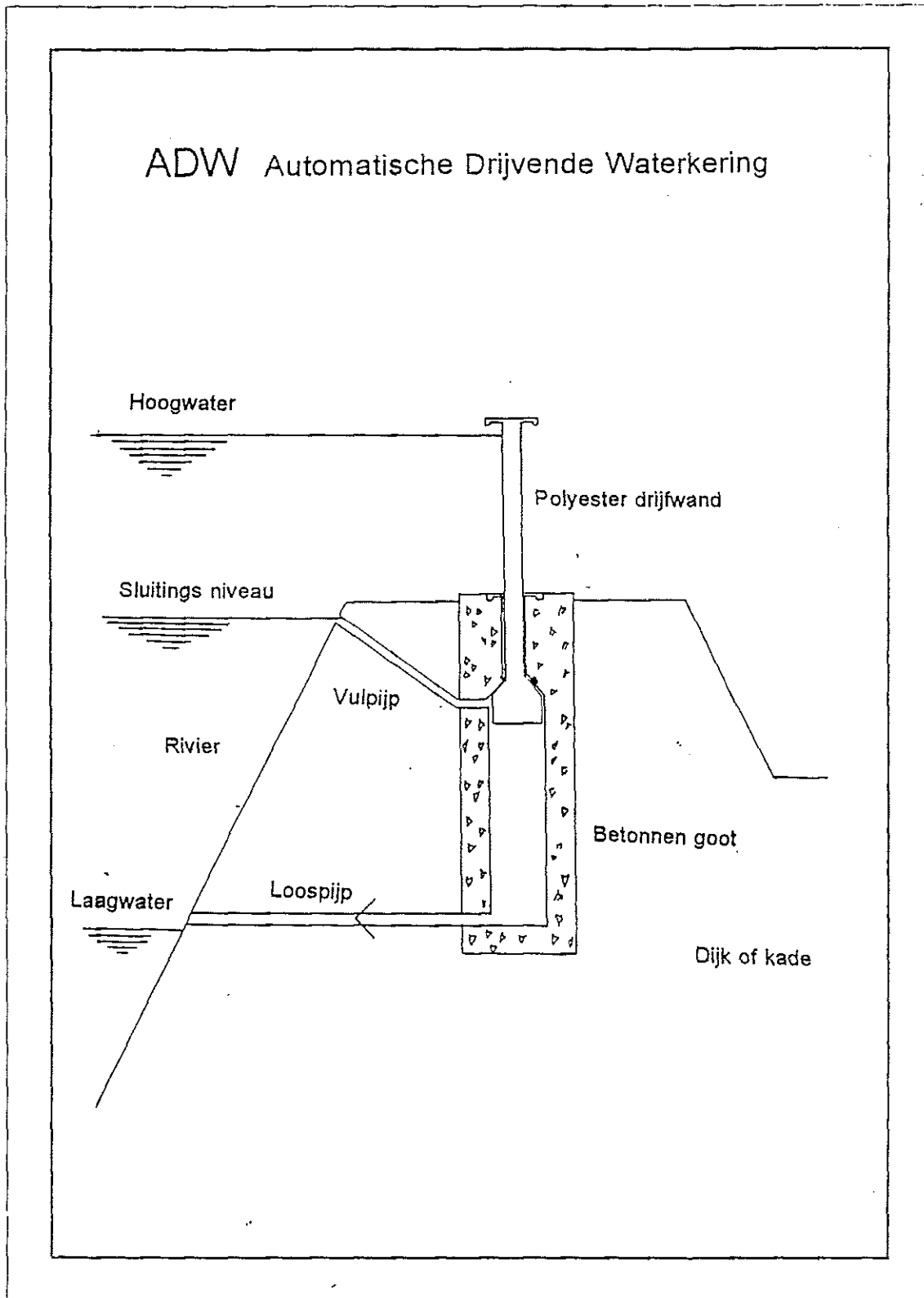
•Uitvoering

De deeltrajecten lopen niet over de huidige waterkering en de veiligheid van het achterliggende gebied komt tijdens de uitvoering niet in gevaar. De omgevingshinder bestaat vooral uit de sloop van de panden en het heien of trillen van de damwand. Hiermee moet voorzichtig worden omgesprongen om zakkings en scheurvorming in de omgeving te voorkomen. Dit speelt bij alle varianten en in vergelijking daarmee is de technische uitvoering van de damwand relatief eenvoudig.

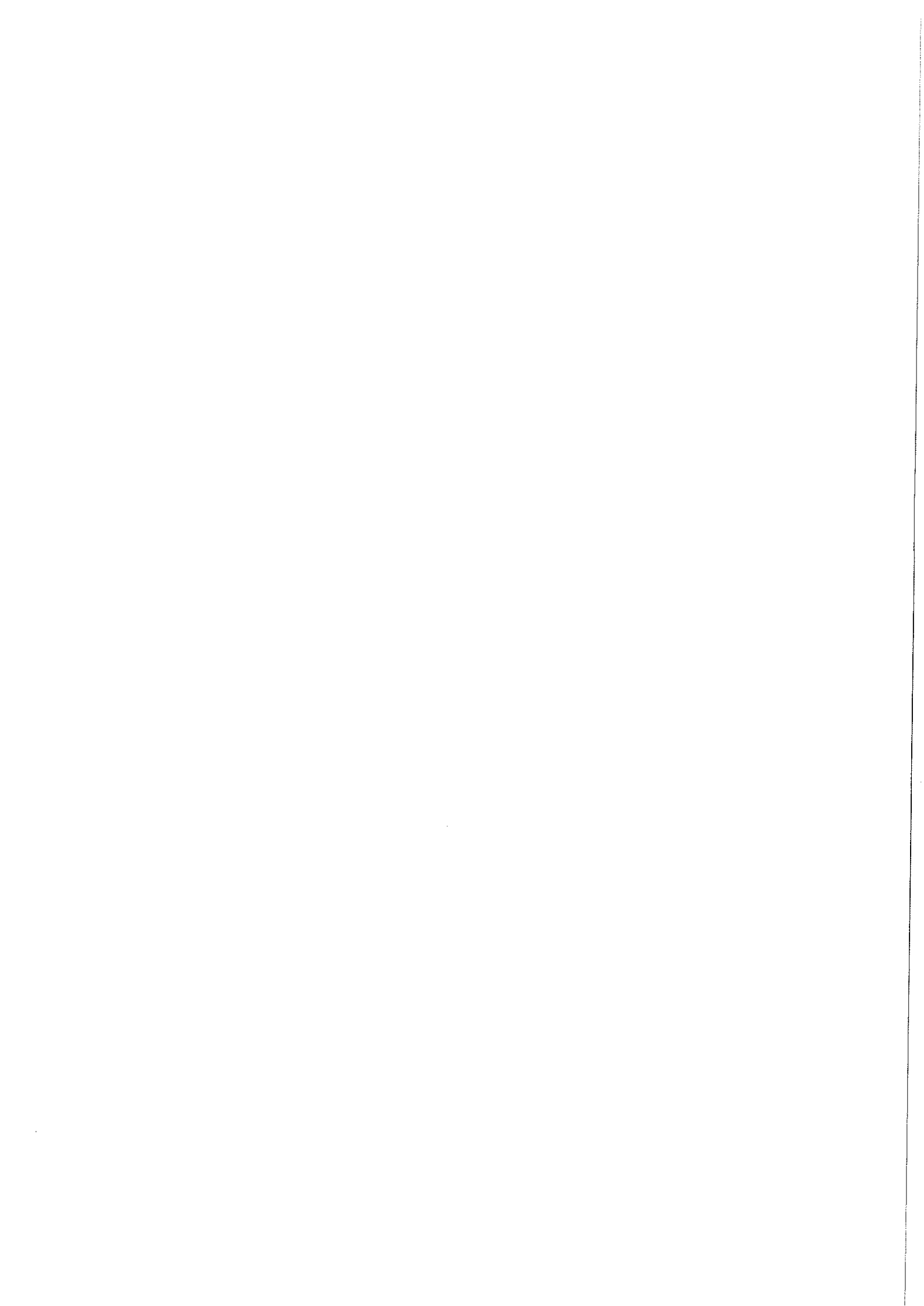
•Innovativiteit

Een damwand als waterkering is een oplossing die vaak wordt toegepast en kan dus niet worden aangemerkt als een innovatieve variant.

Bijlage A.8: Zelfopdrijvende waterkering









Waterkering Dordrecht

Bijlage B: Ontwerpfase

Afstudeercommissie:
Prof. drs. ir. J.K. Vrijling
ir. K.G. Bezuyen
ir. P.J. Visser
ir. S. Nurmohamed

Sjaak van't Verlaat
Faculteit der Civiele Techniek
TU Delft
Juni 1998

Inhoudsopgave

Bijlage B: Ontwerpfase

B.1 Aanpak ontwerpberekening	1
B.2 Waakhoogte	3
B.3 Uitwendig krachtenevenwicht	15
B.4 Grondopbouw	35
B.5 Gronddrukken	37
B.6 Dimensionering damwand	43
B.7 Dimensionering palen	57
B.8 Krachten op schuif	65
B.9 Wanden	69
B.10 Schuif	103
B.11 Vloer	111
B.12 Herbeschouwing uitwendig evenwicht	123
B.13 Ontwerp schuifkering	133
B.14 Uitvoering	135
B.15 Tijdsplanning	145
B.16 Kosten	153

Bijlage B.1: Aanpak ontwerpberekening

Bij het ontwerpen van de schuifkering is de volgende aanpak gehanteerd. In bijlage B.2 wordt eerst de kerende hoogte bepaald van de schuif op het deeltraject Knolhaven. Aan de hand van deze hoogte en enkele schattingen worden de globale afmetingen van de kering vastgesteld.

Om de krachten op de constructie in de uiterste grenstoestand te bepalen worden in bijlage B.3 drie maatgevende belastinggevallen opgesteld. In het uitwendig evenwicht van de constructie speelt de lengte van de ontlastvloer een belangrijke rol. Om deze invloed te bepalen, worden drie verschillende lengten van de ontlastvloer beschouwd. De krachten op de constructie in de drie belastinggevallen en de ligging van de resultanten van deze krachten zijn bepaald in dezelfde bijlage. Aan het eind hiervan wordt voor elke constructie, met een verschillende lengte van de ontlastvloer, de ideale fundering bepaald om het uitwendig evenwicht te verzekeren. Uit deze bijlage volgt een ideale afmeting van de ontlastvloer, met een bijbehorende fundering, voor het opnemen van het uitwendig evenwicht.

Ten behoeve van berekeningen aan de fundering wordt in bijlage B.4 de grondopbouw gepresenteerd en in bijlage B.5 de gronddrukken. In bijlage B.6 wordt de damwand van de fundering gedimensioneerd. Voor de stabiliteitsberekeningen wordt gebruik gemaakt van de methode Blum en het programma MSheet. De lengte van de ontlastvloer beïnvloedt de inheidiepte en profielkeuze van de damwand. De ontlastvloer wordt hieraan eventueel aangepast. Of de damwand bij de bepaalde afmetingen uit de stabiliteitsberekening ook de benodigde draagkracht kan leveren, wordt aan het eind van deze bijlage bekeken. De dimensionering van de palen vindt plaats in bijlage B.7.

De fundering is dan bepaald en de bovenbouw kan gedetailleerd worden. In bijlage B.8 worden de krachten op de schuif en de afdracht van de krachten naar de betonconstructie bepaald. De betonconstructie wordt in twee delen opgesplitst. Bijlage B.9 behandelt de dimensionering van de wanden. Om de vloer te dimensioneren, moeten eerst de afmetingen van de schuif bekend zijn. Dit wordt bepaald in bijlage B.10, waarna de vloer in B.11 wordt gedimensioneerd. Na het bepalen van de afmetingen van de bovenbouw, wordt opnieuw gekeken naar het uitwendig evenwicht en wordt de constructie hieraan eventueel aangepast. De herbeschouwing vindt plaats in bijlage B.12.

De uitvoering van de kering is beschreven in bijlage B.14 en van deze uitvoering is een globale tijdsplanning gemaakt in bijlage B.15. In bijlage B.16 tenslotte, zijn globaal de kosten bepaald voor de bouw van de schuifkering aan de Knolhaven.

Bijlage B.2: Waakhoogte

Lokale opwaaiing

De opwaaiing hangt af van de verhouding tussen de diepte van het voorland en de breedte van het beschouwde gebied.

als $d / B > 0,001$:

$$\Delta h = \frac{\alpha u^2 F \cos \phi}{d} \quad [m] \quad (1)$$

als $d / B \leq 0,001$:

$$\Delta h = \sqrt{0,7 * 10^{-6} u^2 F \cos \phi + d^2} - d \quad [m] \quad (2)$$

Δh = opwaaiing	[m]
α = coëfficiënt: $0,35 * 10^{-6}$	[s ² /m]
u = windsnelheid	[m/s]
F = strijklengte	[m]
ϕ = hoek tussen windrichting en normaal van het gebied	[°]
d = waterdiepte	[m]
B = breedte van het beschouwde gebied	[m]

De maatgevende waterdiepte, bij de maatgevende waterstand, is ongeveer 8 meter. De breedte waarover de opwaaiing plaatsvindt is zeker kleiner dan 8000 m dus in dit geval moet formule (1) worden toegepast.

Voor het bepalen van de opwaaiing moet het gebied in twee delen worden opgesplitst. Het gebied waar de waterstandsverhoging wordt veroorzaakt door de opwaaiing op de Oude Maas en het gebied dat aan de splitsing van de rivieren grenst. Over de Noord kan zich een grote strijklengte ontwikkelen en die veroorzaakt een opwaaiing bij het splitsingspunt, die groter zal zijn dan op de Oude Maas. Het invloedsgebied van de Oude Maas loopt strekt zich uit tot en met de Nieuwe Haven. Vanaf de Wolwevershaven, die een open verbinding heeft met de splitsing, tot aan de Merwekade wordt de waterstandsverhoging bepaald door de opwaaiing op de Noord.

a. Opwaaiing Oude Maas:

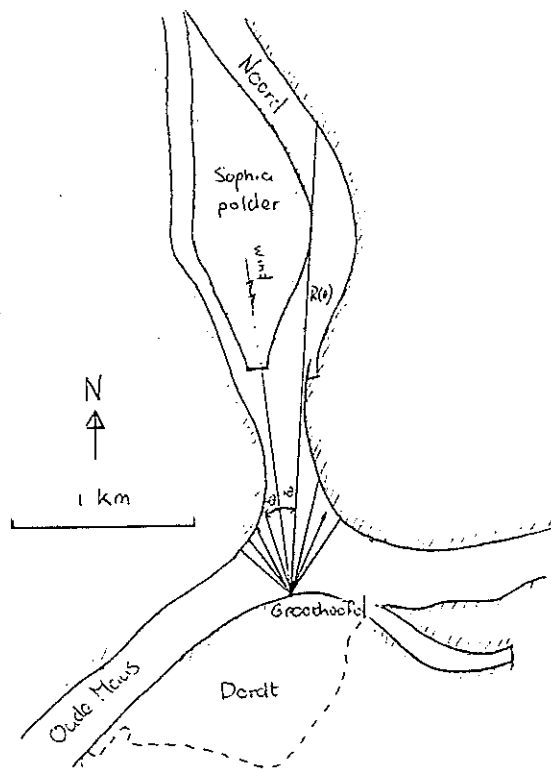
De strijklengte is gelijk aan de breedte van de Oude Maas. De windrichting behorende bij deze strijklengte is noordwest en de maatgevende windsnelheid 32 m/s (zie het eind van deze bijlage). De opwaaiing wordt dan:

$$\begin{aligned} F &= 260 \text{ m} \\ u &= 32 \text{ m/s} \\ \phi &= 0^\circ \\ d &= 8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\Delta h = \frac{0,35 * 10^{-6} * 32^2 * 260 * \cos 0}{8} = 0,01 \text{ m}$$

b. Opwaaiing splitsing

De Noord is in totaal 9 kilometer lang. De flauwe bochten, maar vooral het eiland, de Sophiapolder, verhinderen echter het ontwikkelen van een strijklengte over de totale lengte van de rivier. De bepaling van de effectieve strijklengte vindt plaats in figuur B.2.1.



figuur B.2.1: bepaling effectieve strijklengte

$\theta(^{\circ})$	$\cos\theta$	R	$R \cos^2\theta$
-40	0.766	350	205
-30	0.866	375	281
-20	0.940	400	353
-10	0.985	500	485
0	1	1250	1250
10	0.985	2250	2183
20	0.940	675	596
30	0.866	550	413
40	0.766	500	294
		8,114	6060

$$F_e = \frac{\sum R(\theta) \cos^2 \theta}{\sum \cos \theta} = \frac{6060}{8,114} \approx 750m$$

De windsnelheid behorende bij de maatgevende windrichting (noord) is 28 m/s (zie einde van de bijlage).
De opwaaiing is:

- $F = 750 m$
- $u = 28 m/s$
- $\phi = 0^{\circ}$
- $d = 8 m$

$$\Delta h = \frac{0,35 * 10^{-6} * 28^2 * 750 * \cos 0}{8} = 0,03m$$

Golfoploop en golfoverslag

Golfklimaat

Om de golfoverslag te berekenen is het noodzakelijk te weten wat het golfklimaat is. De benodigde gegevens zijn de significante golfhoogte en golfperiode, H_s en T_s . De methode die hiervoor het meest wordt gebruikt is die van Bretschneider. Ook nu geldt de beperking dat in de havens door wind nauwelijks golven worden opgewekt, en de benadering van Bretschneider kan daar zeker niet worden toegepast. De formule levert wel redelijke schattingen op voor de golven op de rivier. Een redelijke schatting houdt in dit geval in dat de berekende golfhoogte tot tientallen procenten van de werkelijke situatie kan afwijken. In alle beschouwde gevallen zijn zowel de waterdiepte als de strijklengte bepalende factoren en daarom worden de combinatie-formules van Bretschneider gebruikt.

$$\tilde{H}_{\infty,d} = 0,283 \tanh \left\{ 0,53 \left(\frac{gd}{u_{10}^2} \right)^{0,75} \right\} \quad [-]$$

$$\tilde{H}_d = \tilde{H}_{\infty,d} \tanh \left\{ \frac{0,0125 \left(\frac{gF}{u_{10}^2} \right)^{0,42}}{\tanh \left\{ 0,53 \left(\frac{gd}{u_{10}^2} \right)^{0,75} \right\}} \right\} \quad [-]$$

$$H_s = \tilde{H}_d \frac{u_{10}^2}{g} \quad [m]$$

$$\tilde{T}_{\infty,d} = 2,4\pi \tanh \left\{ 0,833 \left(\frac{gd}{u_{10}^2} \right)^{0,375} \right\} \quad [-]$$

$$\tilde{T}_d = \tilde{T}_{\infty,d} \tanh \left\{ \frac{0,077 \left(\frac{gF}{u_{10}^2} \right)^{0,25}}{\tanh \left\{ 0,833 \left(\frac{gd}{u_{10}^2} \right)^{0,375} \right\}} \right\} \quad [-]$$

$$T_s = \tilde{T}_d \frac{u_{10}}{g} \quad [s]$$

- g = versnelling van de zwaartekracht
- d = waterdiepte
- F = strijklengte
- u_{10} = windsnelheid op 10 m hoogte
- H_s = significante golfhoogte
- T_s = periode behorende bij de significante golfhoogte

Door diffractie dringen de golven niet volledig door in de havens. Om het golfveld in de haven te verkrijgen moeten deze golven met een bepaalde factor worden gereduceerd. Hierbij wordt aangenomen dat de golfperiode gelijk blijft. Het gebied moet nu niet alleen in invloedsgebieden van de Oude Maas en de Noord worden opgesplitst, maar ook in gebieden die direct aan deze rivieren grenzen of de binnenstedelijke die indirect met ze verbonden zijn.

a. Oude Maas

Voor de Bom en Leuvehaven geldt dat deze havens een brede open verbinding met de rivier hebben. De golven zullen hier wel iets reduceren, maar voor de veiligheid worden de golven in deze havens niet gereduceerd, oftewel een reductiefactor van 1.

$$F = 260 \text{ m}$$

$$u = 32 \text{ m/s}$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$d = 8 \text{ m}$$

$$\tilde{H}_{\infty,d} = 0,283 \tanh \left\{ 0,53 \left(\frac{9,81 * 8}{32^2} \right)^{0,75} \right\} = 0,0218$$

$$\tilde{H}_d = 0,0218 \tanh \left\{ \frac{0,0125 \left(\frac{9,81 * 260}{32^2} \right)^{0,42}}{\tanh \left\{ 0,53 \left(\frac{9,81 * 8}{32^2} \right)^{0,75} \right\}} \right\} = 5,093 * 10^{-3}$$

$$H_s = 5,093 * 10^{-3} * \frac{32^2}{9,81} = 0,53 \text{ m}$$

$$\tilde{T}_{\infty,d} = 2,4\pi \tanh \left\{ 0,833 \left(\frac{9,81 * 8}{32^2} \right)^{0,375} \right\} = 2,319$$

$$\tilde{T}_d = 2,319 \tanh \left\{ \frac{0,077 \left(\frac{9,81 * 260}{32^2} \right)^{0,25}}{\tanh \left\{ 0,833 \left(\frac{9,81 * 8}{32^2} \right)^{0,375} \right\}} \right\} = 0,706$$

$$T_s = 0,706 * \frac{32}{9,81} = 2,30 \text{ s}$$

b. Havens Oude Maas

Voor de Kalkhaven, het Maartensgat en de Nieuwe Haven geldt dat de golfdoordringing miniem zal zijn, door de voortplantingsrichting van de golven en de oriëntatie van de havens. De bebouwingsstroken die deze havens scheiden van de rivier zullen weliswaar tijdens het maatgevende hoogwater overstromen, maar de bebouwing en de geringe waterdiepte zullen de golfvoortplanting bemoeilijken. De reductiefactor wordt geschat op 0,3. Dat levert een significante golfhoogte op van:

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

Er wordt aangenomen dat de golfperiode niet verandert:

$$T_s = 2,30 \text{ s}$$

c. Splitsing

$$F = 750 \text{ m}$$

$$u = 28 \text{ m/s}$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$d = 8 \text{ m}$$

$$\tilde{H}_{\infty,d} = 0,283 \tanh \left\{ 0,53 \left(\frac{9,81 \cdot 8}{28^2} \right)^{0,75} \right\} = 0,0266$$

$$\tilde{H}_d = 0,0266 \tanh \left\{ \frac{0,0125 \left(\frac{9,81 \cdot 750}{28^2} \right)^{0,42}}{\tanh \left\{ 0,53 \left(\frac{9,81 \cdot 8}{28^2} \right)^{0,75} \right\}} \right\} = 8,721 \cdot 10^{-3}$$

$$H_s = 8,721 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{28^2}{9,81} = 0,70 \text{ m}$$

$$\tilde{T}_{\infty,d} = 2,4\pi \tanh \left\{ 0,833 \left(\frac{9,81 \cdot 8}{28^2} \right)^{0,375} \right\} = 2,546$$

$$\tilde{T}_d = 2,546 \tanh \left\{ \frac{0,077 \left(\frac{9,81 \cdot 750}{28^2} \right)^{0,25}}{\tanh \left\{ 0,833 \left(\frac{9,81 \cdot 8}{28^2} \right)^{0,375} \right\}} \right\} = 0,966$$

$$T_s = 0,966 \cdot \frac{28}{9,81} = 2,76 \text{ s}$$

d. Haven splitsing

De oriëntatie van de Wolwevershaven ten opzichte van de voortplantingsrichting van de golven uit de Noord is ongunstiger dan bij de havens aan de Oude Maas en wordt de reductiefactor geschat op 0,5. De periode wordt weer constant aangenomen.

$$H_s = 0,35 \text{ m}$$

$$T_s = 2,76 \text{ s}$$

Golfoverslag

In de literatuur zijn twee methoden gevonden om de golfoverslag, of beter, de hoogte benodigd om de golfoverslag te beperken, te bepalen bij een verticale constructie.

- Methode A (Basisrapport waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies [23]):

$$q_{gem} = 5,013 \cdot 10^{-3} K_w k_o g H_s T_z e^c \quad [m^3/s/m]$$

waarin c een functie van de waakhoogte w is en:

q_{gem}	= gemiddeld overslagdebiet	$[m^3/s/m]$
K_w	= toeslagfactor voor wind	$[-]$
T_z	= gemiddelde golfperiode ($T_d/1,15$)	$[s]$
H_s	= significante golfhoogte	$[m]$
g	= versnelling van de zwaartekracht	$[m/s^2]$
k_o	= factor voor scheve golfval	$[-]$

Deze formule leidt bij toelaatbare overslagdebieten kleiner dan 20 l/m/s tot zeer grote waakhoogten. Het Basisboek beveelt daarom de volgende benadering aan, met de eis dat de bekleding van het binnentalud bestand is tegen overslagdebiet van ongeveer 20 l/m/s:

$$w = 1,2H_s + 0,30 \quad [m]$$

Waarin de factor 0,30 een veiligheidsmarge is die de onzekerheid van de overslagberekening compenseert.

Voor de verschillende locaties langs het tracé is de benodigde waakhoogte bepaald.

a. Oude Maas

$$H_s = 0,53 \text{ m}$$

$$w = 1,2 \cdot 0,53 + 0,30 = 0,94 \text{ m}$$

b. Havens Oude Maas

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

$$w = 1,2 \cdot 0,16 + 0,30 = 0,49 \text{ m}$$

c. Splitsing

$$H_s = 0,70 \text{ m}$$

$$w = 1,2 \cdot 0,70 + 0,30 = 1,14 \text{ m}$$

d. Haven splitsing

$$H_s = 0,35 \text{ m}$$

$$w = 1,2 \cdot 0,35 + 0,30 = 0,72 \text{ m}$$

- Methode B (Waterloopkundig Laboratorium [27]):

$$Q_c = 0,2 \exp\left(-4 \frac{h_c}{H_s} \frac{l}{\gamma_v}\right) \quad [-]$$

met:

$$Q_c = \frac{q_{\text{toel.}}}{\sqrt{gH_s^3}} \quad [-]$$

$$\gamma_v = 3 \quad \text{als: } \frac{h_b}{H_s} < 0,87$$

$$\gamma_v = \frac{3,2}{0,2 + \frac{h_b}{H_s}} \quad \text{als: } 0,87 \leq \frac{h_b}{H_s} < 3$$

$$\gamma_v = \quad \text{als: } \frac{h_b}{H_s} \geq 3$$

Q_c	= dimensieloos overslagdebiet	[-]
$q_{\text{toel.}}$	= toelaatbaar overslagdebiet	[m ³ /s/m]
h_c	= waakhoopte voor golfoverslag	[m]
h_b	= waterdiepte	[m]
H_s	= significante golfhoopte	[m]
g	= versnelling van de zwaartekracht	[m/s ²]
γ_v	= reductiefactor	[-]

uitgeschreven in de waakhoopte tengevolge van overslag levert:

$$\frac{q_{\text{toel.}}}{\sqrt{gH_s^3}} = 0,2 \exp\left(-4 \frac{h_c}{H_s} \frac{l}{\gamma_v}\right)$$

$$h_c = \frac{-H_s \gamma_v}{4} \ln \frac{q_{\text{toel.}}}{0,2 \sqrt{gH_s^3}} \quad [m]$$

Voor de verschillende delen levert dit de volgende waakhoogten op:

a. Oude Maas

$$h_b = 8 \text{ m}$$

$$H_s = 0,53 \text{ m}$$

$$\frac{h_b}{H_s} \geq 3 \quad \Rightarrow \gamma_v = 1$$

$$q_{\text{toel.}} = 10 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 0,42 \text{ m}$$

$$q_{\text{toel.}} = 1 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 0,73 \text{ m}$$

$$q_{\text{toel.}} = 0,1 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 1,03 \text{ m}$$

b. Havens Oude Maas

$$h_b = 5,4 \text{ m}$$

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

$$q_{\text{toel.}} = 10 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 0,06$$

$$q_{\text{toel.}} = 1 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 0,15 \text{ m}$$

$$q_{\text{toel.}} = 0,1 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 0,24 \text{ m}$$

c. Splitsing

$$h_b = 8 \text{ m}$$

$$H_s = 0,70 \text{ m}$$

$$q_{\text{toel.}} = 10 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 0,63 \text{ m}$$

$$q_{\text{toel.}} = 1 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 1,03 \text{ m}$$

$$q_{\text{toel.}} = 0,1 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 1,44 \text{ m}$$

d. Haven splitsing

$$h_b = 5,4 \text{ m}$$

$$H_s = 0,35 \text{ m}$$

$$q_{\text{toel.}} = 10 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 0,22 \text{ m}$$

$$q_{\text{toel.}} = 1 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 0,43 \text{ m}$$

$$q_{\text{toel.}} = 0,1 \text{ l/s/m}$$

$$h_c = 0,63 \text{ m}$$

Waakhoogte

De eis aan het toelaatbare overslagdebiet bij rivierdijken is 1-10 l/s/m is. In de studie naar de waterkering van Kampen is, bij vergelijkbare bijzondere constructies, zelfs uitgegaan van een maximaal overslagdebiet van 0,1 l/s/m, om het gevoel van veiligheid bij de bevolking niet in gevaar te brengen. Dit leidt echter tot aanzienlijke waakhoogten en lijkt daardoor geen redelijke eis te zijn. Voor methode B wordt een toelaatbaar overslagdebiet aangehouden van 1 l/m/s.

- **Methode A:**

(toelaatbaar overslagdebiet 20 l/s/m)

- a. Oude Maas*

$$\text{waakhoogte} = 0,01 + 0,94 = 0,95 \text{ m}$$

- b. Havens Oude Maas*

$$\text{waakhoogte} = 0,01 + 0,49 = 0,50 \text{ m}$$

- c. Splitsing*

$$\text{waakhoogte} = 0,03 + 1,14 = 1,17 \text{ m}$$

- d. Haven splitsing*

$$\text{waakhoogte} = 0,03 + 0,72 = 0,75 \text{ m}$$

- **Methode B:**

(toelaatbaar overslagdebiet 1 l/s/m)

- a. Oude Maas*

$$\text{waakhoogte} = 0,01 + 0,73 = 0,74 \text{ m}$$

- b. Havens Oude Maas*

$$\text{waakhoogte} = 0,01 + 0,15 = 0,16 \text{ m}$$

- c. Splitsing*

$$\text{waakhoogte} = 0,03 + 1,03 = 1,06 \text{ m}$$

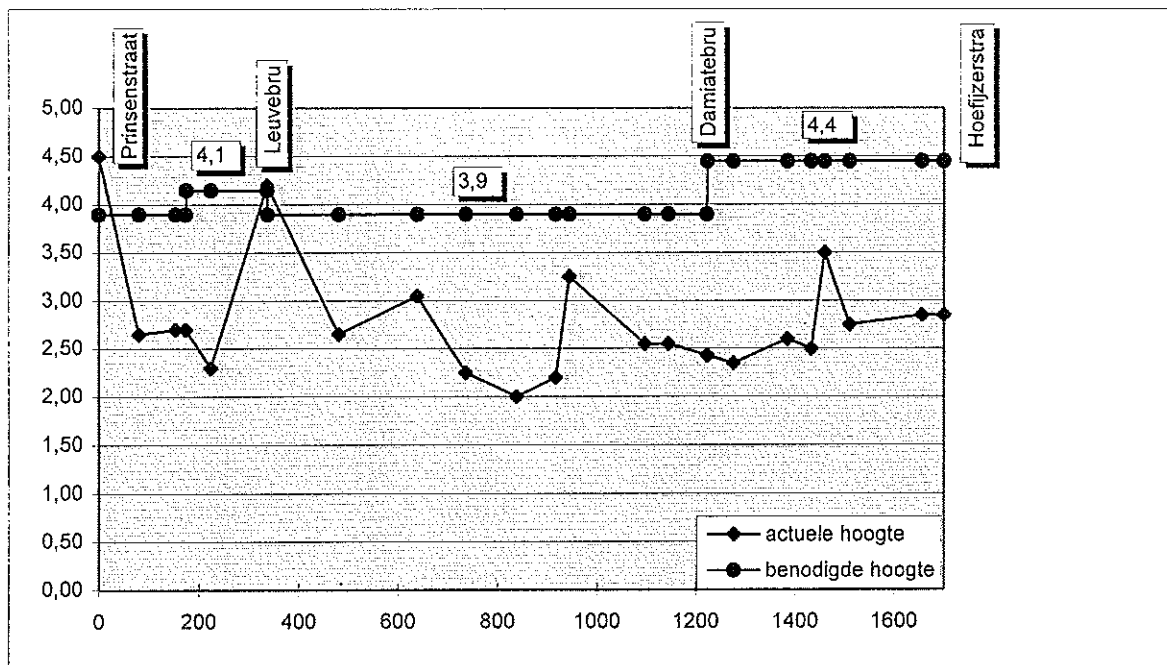
- d. Haven splitsing*

$$\text{waakhoogte} = 0,03 + 0,43 = 0,46 \text{ m}$$

Conclusie

De twee gebruikte methoden geven erg verschillende waarden. De methode uit het basisrapport is ten opzichte van de methode van het WL conservatiever. De formule uit het Basisrapport geeft slechts een benadering voor het overslagdebiet dat hier wordt toegelaten en omdat de formule ontwikkeld door het WL (methode B) geen beperking stelt aan het overslagdebiet wordt die gebruikt voor het vaststellen van de waakhoogte.

Hoogteprofiel



Windgegevens

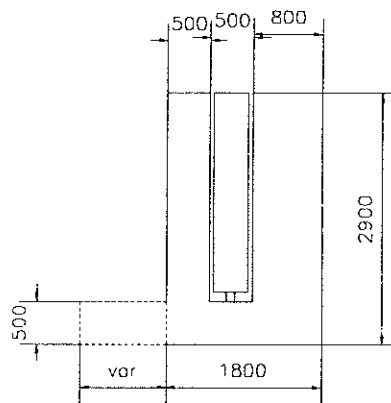
Belastinggevallen 1/4.000 en 1/3.000 (Rijn)

wind- richting	snel- heid [m/s]	water- stand HvH [NAP+m]	Rijn- afvoer [m ³ /s]	wind- richting	snel- heid (m/s)	water- stand HvH [NAP+m]	Rijn- afvoer [m ³ /s]
N	28	4,00	3.000	N	12	2,00	18.000
NNO	12	2,00	18.000	NNO	12	2,00	18.000
NO	12	2,00	18.000	NO	12	2,00	18.000
ONO	12	2,00	18.000	ONO	12	2,00	18.000
O	12	2,00	18.000	O	12	2,00	18.000
OZO	12	2,00	18.000	OZO	12	2,00	18.000
ZO	12	2,00	18.000	ZO	12	2,00	18.000
ZZO	12	2,00	18.000	ZZO	12	2,00	18.000
Z	24	2,00	3.000	Z	12	2,00	18.000
ZZW	28	2,50	3.000	ZZW	15	2,00	18.000
ZW	34	3,00	3.000	ZW	15	2,00	18.000
WZW	34	3,50	3.000	WZW	15	2,00	18.000
W	34	5,00	3.000	W	15	2,25	18.000
WNW	34	5,00	3.000	WNW	15	2,25	18.000
NW	32	5,00	3.000	NW	15	2,25	18.000
NNW	30	4,65	3.000	NNW	15	2,25	18.000

Bijlage B.3: Uitwendig krachteenwicht

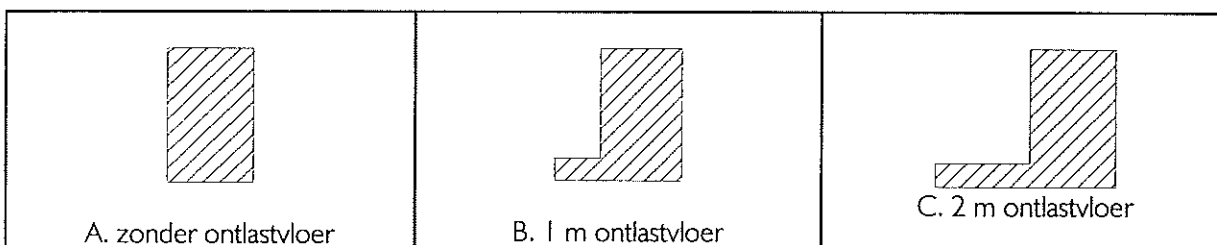
In de vorige bijlage is de kerende hoogte van de kering aan de Knolhaven bepaald. De kerende hoogte bepaalt mede de hoogte van de schuif. De andere bepalende factor daarvoor is de lengte van de inklemming van de schuif in de betonnen bak. Als deze inklemmingslengte wordt geschat op 0,5 m dan wordt de totale lengte van de schuif, de inklemmingslengte plus de aanleghoogte boven kadeniveau, 2,4 m. Als standaard dikte van het beton wordt 0,5 m aangehouden. De diepte van de constructie komt dan 2,9 m onder het kadeniveau te liggen. De voorste wand moet aangepast worden aan het uiterlijk van de huidige kademuur. Voor het betonnen deel komt een gemetselde wand en boven op de wand een doorgaande natuurstenen rand. De wanddikte van de voorste wand wordt daarom hoger dan de standaard dikte en wordt voorlopig geschat op 0,8 m. De lengte van de ontlastvloer beïnvloedt de grootte en plaats van de resultanten van de krachten. Om deze invloed te bepalen wordt de lengte voorlopig variabel gehouden.

In de lengterichting moet de kering worden opgedeeld in secties met daartussen dilatatievoegen om de spanningen door vervormingen in de constructie te reduceren. Als eerste schatting wordt voor de lengte van de secties 20 m aangenomen. De ruimte achter de constructie wordt na de uitvoering aangevuld met zand. Het eerste schetsontwerp van de kering is weergegeven in figuur B.3.1.



figuur B.3.1: eerste schetsontwerp bovenbouw

De lengte van de ontlastvloer heeft een grote invloed op de ligging van de resultanten. De belastingen worden voor drie verschillende lengten van de ontlastvloer rekenkundig uitgewerkt.



figuur B.3.2: verschillende constructies

Belastinggevallen

Om de krachten op de constructie te bepalen in de uiterste grenstoestand wordt een aantal extreme situaties beschouwd. De drie situaties die leiden tot maatgevende krachten op de constructie zijn:

BG I: Kerende toestand:

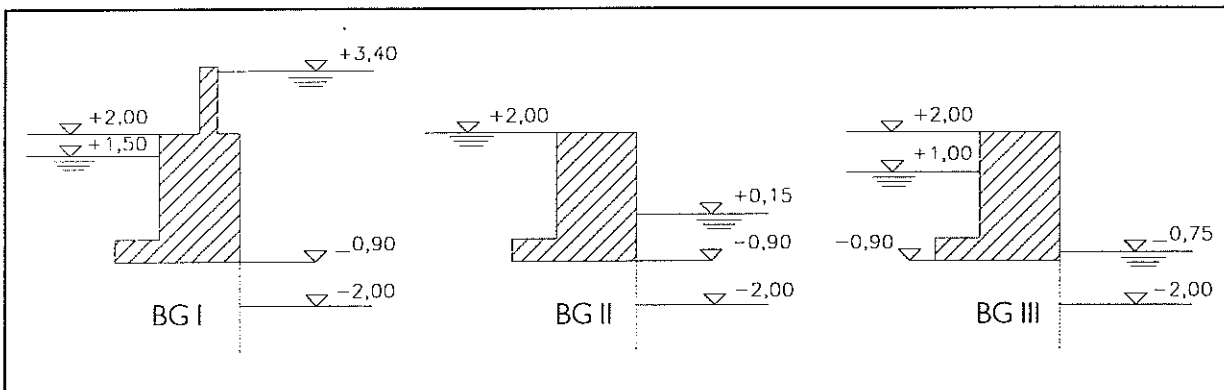
Gebaseerd op het ontwerppeil van de waterkering met een kans van voorkomen van 1/2000 per jaar. Voor de grondwaterstand is hierbij uitgegaan van een, t.o.v. het gemiddelde verhoogde, grondwaterstand, omdat het ontwerppeil altijd in of vlak na het winterseizoen zal optreden.

BG II: Normale buitenwaterstand met extreem hoge grondwaterstand:

Voor de 'normale' buitenwaterstand wordt het Gemiddeld Laagwater aangehouden van NAP +0,15 m. Voor de extreme grondwaterstand wordt uitgegaan van volledig verzadigde grond achter de kering.

BG III: Extreem lage buitenwaterstand met normale grondwaterstand

Voor de extreem lage buitenwaterstand wordt de waterstand aangehouden met een kans van voorkomen van 1/10 per jaar. Voor de gemiddelde grondwaterstand is een pessimistische aanname gedaan van NAP +1,00 m



figuur B.3.3: belastinggevallen

Bij het bepalen van de krachten op de kering zijn enkele aannames gedaan:

- Omdat de beschouwde belastinggevallen zeer conservatief zijn, worden bij het bepalen van het uitwendig evenwicht aan de belastingkant geen veiligheidsfactoren toegepast.
- Uit de bodemopbouw is direct op te maken dat de kering niet op staal gefundeerd kan worden. De draagkrachtige laag bevindt zich op NAP -13,0 m en de constructie zal dus op palen gefundeerd moeten worden. Omdat aanzienlijke horizontale belastingen op de constructie zijn te verwachten, zowel richting de kade (BG I) als richting haven (BG II&III) zullen de palen schoor geheid moeten worden. Veilig kan worden aangenomen dat de constructie dan niet beweegt.
- Het havenniveau ligt op NAP -2,00 m en de onderkant van de betonconstructie op NAP -0,90 m. Om beweging van grond of water te voorkomen zal onder de bovenbouw dus een grond- en waterkerende constructie moeten worden aangebracht, waarvan voorlopig in het midden gelaten wordt wat voor constructie dit is.

De krachten op de constructie

1. Eigen gewicht constructie

Voor gewapend beton wordt een gewicht aangehouden van 25 kN/m^3 en er wordt rekening gehouden met het deel van de constructie dat onder water ligt. Voor het metselwerk wordt ook dit gewicht aangehouden.

Voor het aandeel van de schuiven en de installatie in het totale gewicht is een schatting gedaan, omdat nog te weinig bekend is over de precieze samenstelling hiervan. De waarde hiervan ligt op 10 kN/m . Later zal worden gecontroleerd of deze aanname juist is.

2. Bolderbelasting

De bolderbelasting is een percentage van het gewicht van de schepen. Een redelijke aanname is 5 à 10% , wat met een scheepsgewicht van 10 ton uitkomt op een bolderbelasting van 10 kN per bolder. De bolders staan h.o.h. 10 m en de belasting grijpt aan op een halve meter boven het maaiveld.

3a. Horizontale gronddruk

Er wordt van uitgegaan dat de constructie niet beweegt. De horizontale korrelspanning wordt dan gegeven door de verticale korrelspanning te vermenigvuldigen met de coëfficiënt voor de neutrale gronddruk.

Eigen gewicht aanvulzand, nat $= 20 \text{ kN/m}^3$

Eigen gewicht aanvulzand, droog $= 18 \text{ kN/m}^3$

3b. Horizontale gronddruk door bovenbelasting

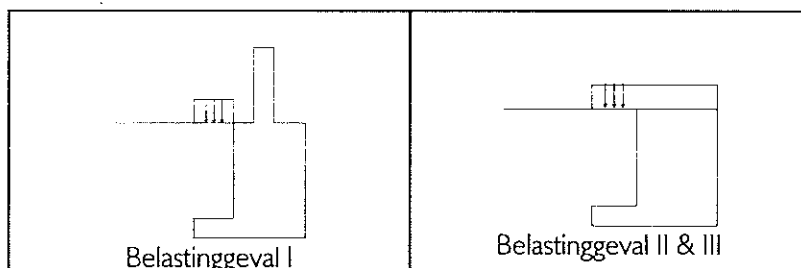
Als een bovenbelasting achter de constructie staat geeft dit een extra horizontale kracht door een toename van de grondspanning. Deze belasting kan optreden apart van een bovenbelasting op de constructie zelf.

4. Eigen gewicht grond

Alleen het gewicht van de moot grond recht boven de ontlastvloer werkt mee als verticale belasting.

5. Bovenbelasting

Hiermee wordt bedoeld de bovenbelasting op de constructie (beginnend ter hoogte van de ontlastvloer), die apart van een bovenbelasting achter de constructie kan optreden. In belastinggeval I (BG I) is de kering geopend en zal alleen boven de ontlastvloer een bovenbelasting kunnen staan. De bovenbelasting is, omdat er rekening gehouden moet worden met groot materieel voor onderhoud en inspectie, 10 kN/m^2 .



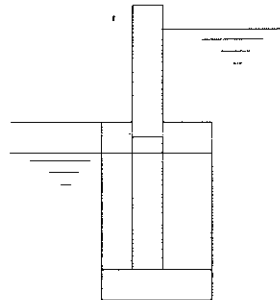
figuur B.3.4: plaats bovenbelasting in de verschillende belastinggevallen

A. Zonder ontlastvloer

1 Eigen gewicht constructie

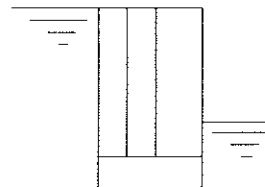
BG I:

vloer:
 $1,8 * 0,5 * (25 - 10) = 13,5 \text{ kN/m}$
 wand:
 $1,9 * 0,50 * (25 - 10) + 0,5 * 0,5 * 25 = 20,5 \text{ kN/m}$
 wand:
 $1,9 * 0,80 * (25 - 10) + 0,5 * 0,8 * 25 = 32,8 \text{ kN/m}$
 staal + installaties:
 $= 10 \text{ kN/m}$
 $= 76,8 \text{ kN/m} \downarrow$



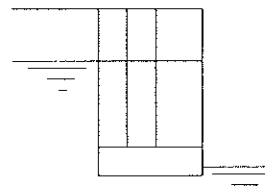
BG II:

vloer:
 $1,8 * 0,5 * (25 - 10) = 13,5 \text{ kN/m}$
 wand:
 $2,4 * 0,50 * (25 - 10) = 18 \text{ kN/m}$
 wand:
 $2,4 * 0,80 * (25 - 10) = 28,8 \text{ kN/m}$
 staal + installaties:
 $= 10 \text{ kN/m}$
 $= 70,3 \text{ kN/m} \downarrow$



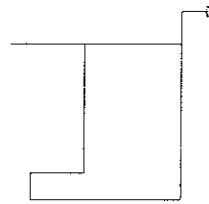
BG III:

vloer:
 $1,8 * 0,5 * (25 - 10) = 13,5 \text{ kN/m}$
 wand:
 $1,4 * 0,50 * (25 - 10) + 1,0 * 0,50 * 25 = 23 \text{ kN/m}$
 wand:
 $1,4 * 0,80 * (25 - 10) + 1,0 * 0,80 * 25 = 36,8 \text{ kN/m}$
 staal + installaties:
 $= 10 \text{ kN/m}$
 $= 83,3 \text{ kN/m} \downarrow$



2 Bolderbelasting

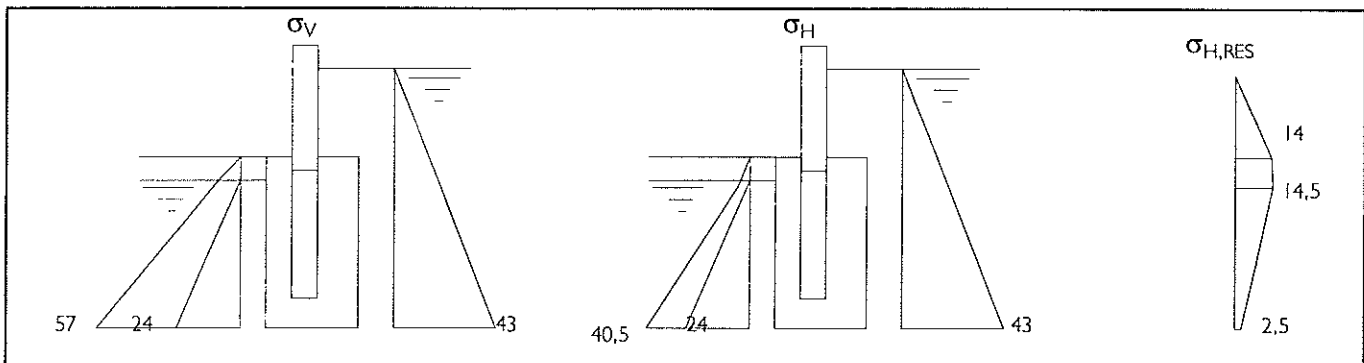
Bolderbelasting = 10 % van het scheepsgewicht
 scheepsgewicht = 10 ton
 Bolderbelasting = $0,01 * 100 \text{ kN} = 10 \text{ kN}$ per bolder.
 De bolders staan h.o.h. 10 m
 Aangrijpingspunt op NAP +2,5 m.
 Voor deze berekening kan daarom worden
 aangehouden:



Bolderbelasting: = 1 kN/m →

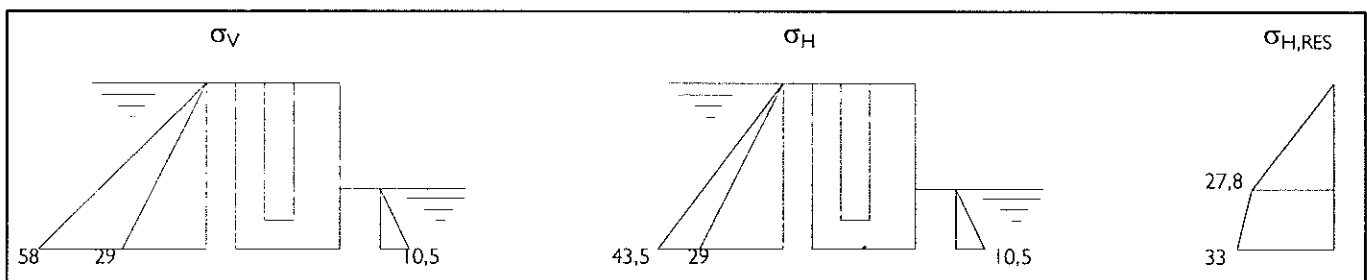
3a Horizontale gronddruk

BG I:



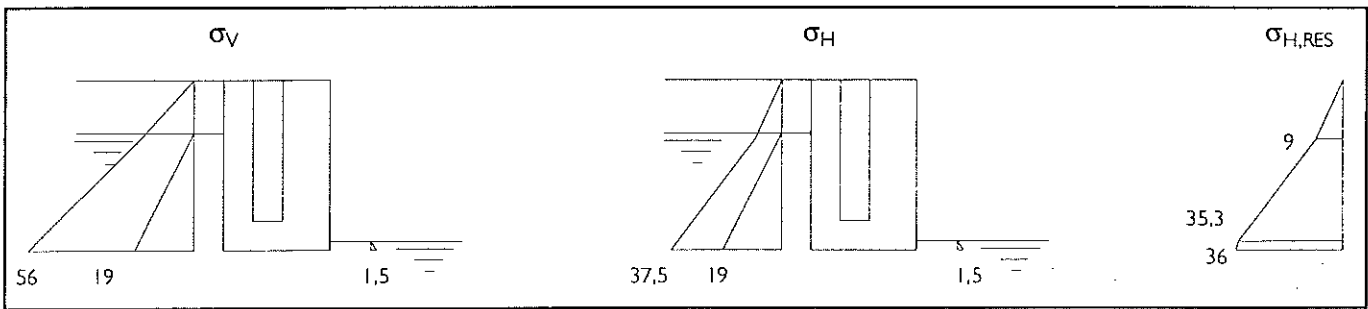
$$\begin{aligned} 1/2 * 14 * 1,4 &= 9,8 \text{ kN/m} \\ 1/2 * (14 + 14,5) * 0,5 &= 7,1 \text{ kN/m} \\ 1/2 * (14,5 + 2,5) * 2,4 &= 20,4 \text{ kN/m} \\ \text{Resultante horizontale gronddruk:} &= 37,3 \text{ kN/m} \leftarrow \end{aligned}$$

BG II:



$$\begin{aligned} 1/2 * 27,8 * 1,85 &= 25,7 \text{ kN/m} \\ 1/2 * (27,8 + 33) * 1,05 &= 31,9 \text{ kN/m} \\ \text{Resultante horizontale gronddruk:} &= 57,6 \text{ kN/m} \rightarrow \end{aligned}$$

BG III:

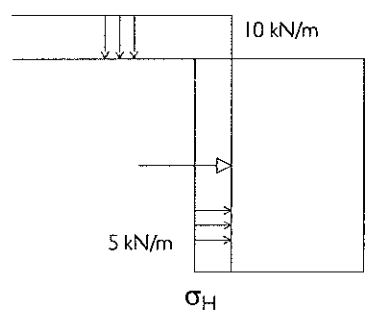


$$\begin{aligned}
 &1/2 * 9 * 1 &&= 4,5 \text{ kN/m} \\
 &1/2 * (9 + 35,3) * 1,75 &&= 38,8 \text{ kN/m} \\
 &1/2 * (35,3 + 36) * 0,15 &&= 5,3 \text{ kN/m} \\
 \text{Resultante horizontale gronddruk:} &&&= 48,6 \text{ kN/m} \rightarrow
 \end{aligned}$$

3b Horizontale gronddruk door bovenbelasting

Resultante horizontale gronddruk door bovenbelasting:

$$0,5 * 10 * 2,9 = 14,5 \text{ kN/m} \rightarrow$$



4 Eigen gewicht grond

Geen ontlastvloer, dus geen grondgewicht.

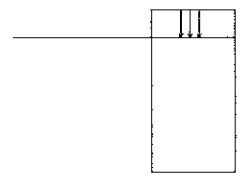
5 Bovenbelasting

BG I:

geen bovenbelasting

BG II:

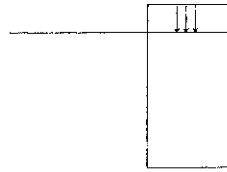
$$1,8 * 10 = 18 \text{ kN/m} \downarrow$$



BG III:

1,8*10

= 18 kN/m ↓



Ligging resultantes

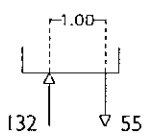
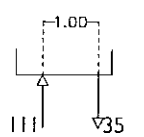
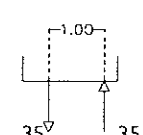
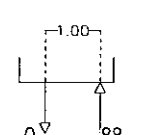
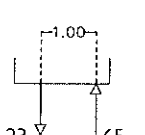
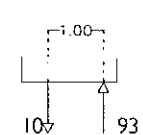
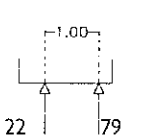
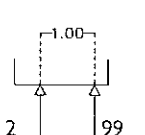
A. zonder ontfastvloer									
BG I	a.		$\Sigma V = 76,8 \text{ kN/m}$ $x = 0,9$ $\Sigma H = 37,3 \text{ kN/m}$ $y = 2,2$	b.		$\Sigma V = 76,8 \text{ kN/m}$ $x = 0,9$ $\Sigma H = 22,8 \text{ kN/m}$ $y = 2,7$			
BG II	a.		$\Sigma V = 70,3 \text{ kN/m}$ $x = 0,9$ $\Sigma H = 73,1 \text{ kN/m}$ $y = 1,1$	b.		$\Sigma V = 88,3 \text{ kN/m}$ $x = 0,9$ $\Sigma H = 57,6 \text{ kN/m}$ $y = 1,0$	c.		$\Sigma V = 88,3 \text{ kN/m}$ $x = 0,9$ $\Sigma H = 73,1 \text{ kN/m}$ $y = 1,1$
BG III	a.		$\Sigma V = 83,3 \text{ kN/m}$ $x = 0,9$ $\Sigma H = 63,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,0$	b.		$\Sigma V = 101,3 \text{ kN/m}$ $x = 0,9$ $\Sigma H = 48,6 \text{ kN/m}$ $y = 0,9$	c.		$\Sigma V = 101,3 \text{ kN/m}$ $x = 0,9$ $\Sigma H = 63,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,0$

Fundering

Om het resulterende moment door de krachten op de constructie op te nemen is het gunstig twee oplegpunten te creëren. De constructie moet tot het havenniveau grondkerend zijn en in zijn geheel waterkerend. Tot de onderkant van de bovenbouw kan deze kering verzekerd worden, daaronder nog niet. In bijlage A.5 zijn constructieve elementen en hun functies opgesomd. Van de genoemde constructie middelen vervult een damwand beide functies en lijkt hier het meest geschikt. Als een damwand wordt toegepast is het handig deze een van de twee oplegpunten te laten zijn en dus dragend te maken. De constructie moet echter ook aanzienlijke horizontale krachten opnemen. Ankers en schoor geheide palen zijn hiervoor geschikte constructie middelen. Ankers leveren hun weerstand tegen de horizontale belasting door wrijving met de grond en daar is enige verplaatsing voor nodig. Omdat de richting van de horizontale kracht in de verschillende belastinggevallen wisselt zouden ankers in twee richtingen nodig zijn. Een palenjuk met in twee richting schoor geheide palen is in geval van wisselende horizontale belasting uitermate geschikt.

De constructie zonder ontlastvloer (A) levert erg ongunstige situaties op. De resultante valt in een aantal belastingcombinaties buiten de basis van de constructie, wat tot trekkrachten in de oplegpunten leidt. Omdat de basis van deze constructie smal is, liggen de oplegpunten erg dicht bij elkaar, waardoor het opneembaar moment klein is. De krachten in de oplegpunten van de fundering zijn voor alle belastinggevallen gegeven in de onderstaande tabel.

Oplegreacties bij gekozen fundering

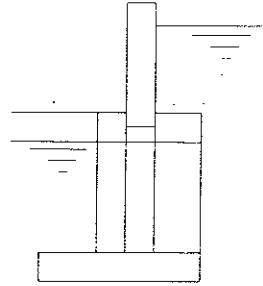
A. zonder ontlastvloer			
	a.	b.	
BG I			
	a.	b.	c.
BG II			
BG II			

B. 1 m ontlastvloer

1 Eigen gewicht constructie

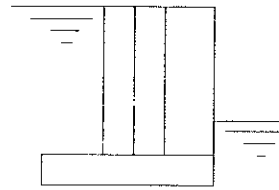
BG I:

vloer:
 $2,8 * 0,5 * (25 - 10) = 21 \text{ kN/m}$
 wand:
 $1,9 * 0,50 * (25 - 10) + 0,5 * 0,5 * 25 = 20,5 \text{ kN/m}$
 wand:
 $1,9 * 0,80 * (25 - 10) + 0,5 * 0,8 * 25 = 32,8 \text{ kN/m}$
 staal + installaties:
 $= 10 \text{ kN/m}$
 $= 84,3 \text{ kN/m} \downarrow$



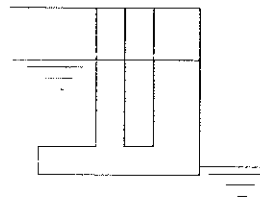
BG II:

vloer:
 $2,8 * 0,5 * (25 - 10) = 21 \text{ kN/m}$
 wand:
 $2,4 * 0,50 * (25 - 10) = 18 \text{ kN/m}$
 wand:
 $2,4 * 0,80 * (25 - 10) = 28,8 \text{ kN/m}$
 staal + installaties:
 $= 10 \text{ kN/m}$
 $= 77,8 \text{ kN/m} \downarrow$



BG III:

vloer:
 $2,8 * 0,5 * (25 - 10) = 21 \text{ kN/m}$
 wand:
 $1,4 * 0,50 * (25 - 10) + 1,0 * 0,50 * 25 = 23 \text{ kN/m}$
 wand:
 $1,4 * 0,80 * (25 - 10) + 1,0 * 0,80 * 25 = 36,8 \text{ kN/m}$
 staal + installaties:
 $= 10 \text{ kN/m}$
 $= 90,8 \text{ kN/m} \downarrow$



2 Bolderbelasting

Bolderbelasting: $= 1 \text{ kN/m} \rightarrow$

3a Horizontale gronddruk

BG I:

Resultante horizontale gronddruk: =37,3 kN/m←
(zie A. zonder ontlastvloer)

BG II:

Resultante horizontale gronddruk: =57,6 kN/m→
(zie A. zonder ontlastvloer)

BG III:

Resultante horizontale gronddruk: =48,6 kN/m→
(zie A. zonder ontlastvloer)

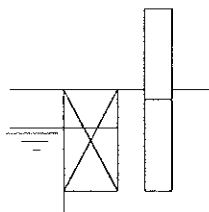
3b Horizontale gronddruk door bovenbelasting

Resultante horizontale gronddruk door bovenbelasting: =14,5 kN/m→
(zie A. zonder ontlastvloer)

4 Eigen gewicht grond

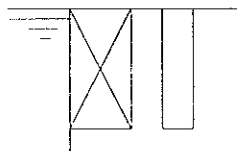
BG I:

Droog: =9 kN/m
 $0,5 * 1 * 18$
 Nat: =19 kN/m
 $1,9 * 1 * (20-10)$
 =28 kN/m↓



BG II:

Nat: =24 kN/m↓
 $2,4 * 1 * (20-10)$



BG III:

Droog:

1*1*18

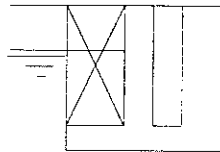
= 18 kN/m

Nat:

1,4*1*(20-10)

= 14 kN/m

= 32 kN/m↓

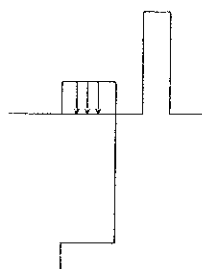


5 Bovenbelasting

BG I:

1*10

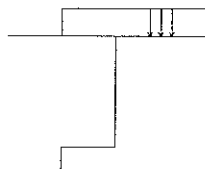
= 10 kN/m↓



BG II:

2,8*10

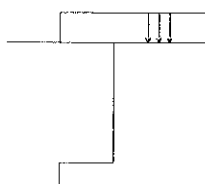
= 28 kN/m↓



BG III:

2,8*10

= 28 kN/m↓



Ligging resultantes

B. 1 m ontlastvloer						
BG I	a.	$\Sigma V = 112,3 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 37,3 \text{ kN/m}$ $y = 2,2$	b.	$\Sigma V = 122,3 \text{ kN/m}$ $x = 1,4$ $\Sigma H = 37,3 \text{ kN/m}$ $y = 2,2$	c.	$\Sigma V = 122,3 \text{ kN/m}$ $x = 1,4$ $\Sigma H = 22,8 \text{ kN/m}$ $y = 2,7$
BG II	a.	$\Sigma V = 101,8 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 73,1 \text{ kN/m}$ $y = 1,1$	b.	$\Sigma V = 129,8 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 57,6 \text{ kN/m}$ $y = 1,0$	c.	$\Sigma V = 129,8 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 73,1 \text{ kN/m}$ $y = 1,1$
BG III	a.	$\Sigma V = 122,8 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 63,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,0$	b.	$\Sigma V = 150,8 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 48,6 \text{ kN/m}$ $y = 0,9$	c.	$\Sigma V = 150,8 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 63,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,0$

Fundering

Om het resulterende moment door de krachten op de constructie op te nemen is het gunstig twee oplegpunten te creëren. De constructie moet tot het havenniveau grondkerend zijn en in zijn geheel waterkerend. Tot de onderkant van de bovenbouw kan deze kering verzekerd worden, daaronder nog niet. In bijlage A.5 zijn constructieve elementen en hun functies opgesomd. Van de genoemde constructie middelen vervult een damwand beide functies en lijkt hier het meest geschikt. Als een damwand wordt toegepast is het handig deze een van de twee oplegpunten te laten zijn en dus dragend te maken. De constructie moet echter ook aanzienlijke horizontale krachten opnemen. Ankers en schoor geheide palen zijn hiervoor geschikte constructie middelen. Ankers leveren hun weerstand tegen de horizontale belasting door wrijving met de grond en daar is enige verplaatsing voor nodig. Omdat de richting van de horizontale kracht in de verschillende belastinggevallen wisselt zouden ankers in twee richtingen nodig zijn. Een palenjuk met in twee richting schoor geheide palen is in geval van wisselende horizontale belasting uitermate geschikt.

De resultante blijft bij een ontlastvloer van 1 m in alle belastinggevallen binnen de basis van de constructie. Voor het reduceren van de trek is het gunstig als de resultante van de krachten ook binnen de twee oplegpunten van de fundering valt. In de kerende situatie (BG I) moet het oplegpunt dan veel verder naar achteren liggen dan in de andere gevallen.

Omdat BG I gemiddeld maar 1 keer in de 2000 jaar voorkomt kan het aan de landzijde gelegen oplegpunt iets naar voren, richting haven, worden geplaatst, waardoor een kleine trekkracht in het voorste oplegpunt wordt geaccepteerd. De drukkracht in het achterste oplegpunt is dan relatief groot. Om deze grote drukkracht op te nemen wordt het achterste oplegpunt als palenjuk uitgevoerd. De voorste oplegging wordt een damwand. Deze damwand moet in BG I een kleine trekkracht kunnen opnemen. Om de damwand in de dagelijkse belasting situatie, d.w.z. met de horizontale resultante richting haven, niet al te zwaar te belasten is het gunstig als het juk zo dicht mogelijk bij de damwand wordt geplaatst. Het gevaar bestaat dat dan de trekkracht in de damwand in BG I te groot wordt. Een redelijk compromis tussen deze twee uitersten lijkt gevonden te worden als de afstand tussen de twee oplegpunten ongeveer 1,25 m is. De maximale trek- en drukkracht die bij deze afstand in de damwand komen zijn gegeven in de onderstaande tabel.

Oplegreacties bij gekozen fundering

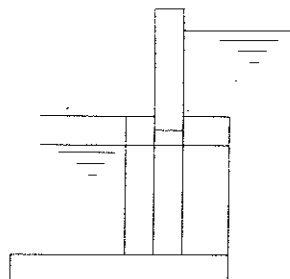
B. 1 m ontlastvloer			
	a.	b.	c.
BG I			
BG II			
BG II			

C. 2 m ontlastvloer

1 Eigen gewicht constructie

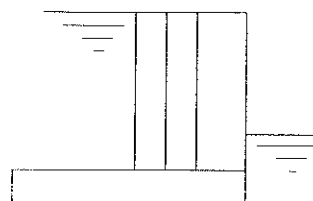
BG I:

$$\begin{aligned}
 \text{vloer:} & 3,8 * 0,5 * (25 - 10) & = 28,5 \text{ kN/m} \\
 \text{wand:} & 1,9 * 0,50 * (25 - 10) + 0,5 * 0,5 * 25 & = 20,5 \text{ kN/m} \\
 \text{wand:} & 1,9 * 0,80 * (25 - 10) + 0,5 * 0,8 * 25 & = 32,8 \text{ kN/m} \\
 \text{staal + installaties:} & & = 10 \text{ kN/m} \\
 & & = 91,8 \text{ kN/m} \downarrow
 \end{aligned}$$



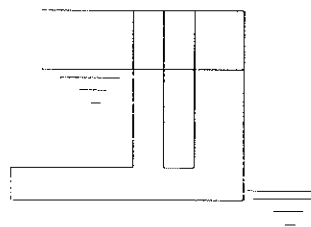
BG II:

$$\begin{aligned}
 \text{vloer:} & 3,8 * 0,5 * (25 - 10) & = 28,5 \text{ kN/m} \\
 \text{wand:} & 2,4 * 0,50 * (25 - 10) & = 18 \text{ kN/m} \\
 \text{wand:} & 2,4 * 0,80 * (25 - 10) & = 28,8 \text{ kN/m} \\
 \text{staal + installaties:} & & = 10 \text{ kN/m} \\
 & & = 85,3 \text{ kN/m} \downarrow
 \end{aligned}$$



BG III:

$$\begin{aligned}
 \text{vloer:} & 3,8 * 0,5 * (25 - 10) & = 28,5 \text{ kN/m} \\
 \text{wand:} & 1,4 * 0,50 * (25 - 10) + 1,0 * 0,50 * 25 & = 23 \text{ kN/m} \\
 \text{wand:} & 1,4 * 0,80 * (25 - 10) + 1,0 * 0,80 * 25 & = 36,8 \text{ kN/m} \\
 \text{staal + installaties:} & & = 10 \text{ kN/m} \\
 & & = 98,3 \text{ kN/m} \downarrow
 \end{aligned}$$



2 Bolderbelasting

$$\text{Bolderbelasting:} \quad = 1 \text{ kN/m} \rightarrow$$

3a Horizontale gronddruk

BG I:

Resultante horizontale gronddruk: =37,3 kN/m←
 (zie A. zonder ontlastvloer)

BG II:

Resultante horizontale gronddruk: =57,6 kN/m→
 (zie A. zonder ontlastvloer)

BG III:

Resultante horizontale gronddruk: =48,6 kN/m→
 (zie A. zonder ontlastvloer)

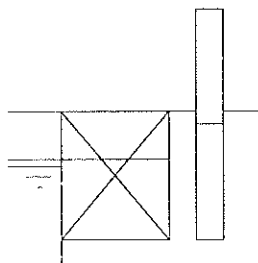
3b Horizontale gronddruk door bovenbelasting

Resultante horizontale gronddruk door bovenbelasting: =14,5 kN/m→
 (zie A. zonder ontlastvloer)

4 Eigen gewicht grond

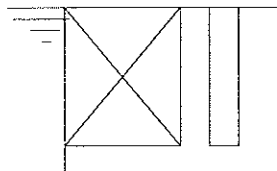
BG I:

Droog: = 18 kN/m
 $0,5 \cdot 2 \cdot 18$
 Nat: = 38 kN/m
 $1,9 \cdot 2 \cdot (20-10)$
 = 56 kN/m↓



BG II:

Nat: = 48 kN/m↓
 $2,4 \cdot 2 \cdot (20-10)$



BG III:

Droog:

1*2*18

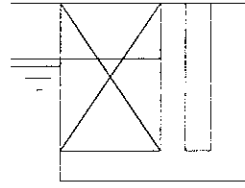
=36 kN/m

Nat:

1,4*2*(20-10)

=28 kN/m

=64 kN/m↓

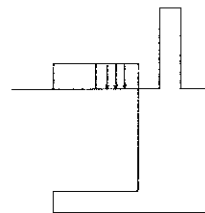


5 Bovenbelasting

BG I:

2*10

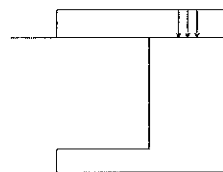
=20 kN/m↓



BG II:

3,8*10

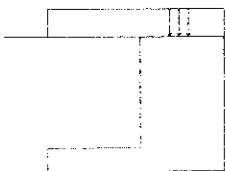
=38 kN/m↓



BG III:

3,8*10

=38 kN/m↓



Ligging resultantes

C. 2m ontlastvloer

C. 2m ontlastvloer						
BG I	<p>a.</p>	$\Sigma V = 147,8 \text{ kN/m}$ $x = 1,8$ $\Sigma H = 37,3 \text{ kN/m}$ $y = 2,2$	<p>b.</p>	$\Sigma V = 167,8 \text{ kN/m}$ $x = 1,9$ $\Sigma H = 37,3 \text{ kN/m}$ $y = 2,2$	<p>c.</p>	$\Sigma V = 167,8 \text{ kN/m}$ $x = 1,9$ $\Sigma H = 22,8 \text{ kN/m}$ $y = 2,7$
BG II	<p>a.</p>	$\Sigma V = 133,3 \text{ kN/m}$ $x = 1,7$ $\Sigma H = 73,1 \text{ kN/m}$ $y = 1,1$	<p>b.</p>	$\Sigma V = 171,3 \text{ kN/m}$ $x = 1,8$ $\Sigma H = 57,6 \text{ kN/m}$ $y = 1,0$	<p>c.</p>	$\Sigma V = 171,3 \text{ kN/m}$ $x = 1,8$ $\Sigma H = 73,1 \text{ kN/m}$ $y = 1,1$
BG III	<p>a.</p>	$\Sigma V = 162,3 \text{ kN/m}$ $x = 1,8$ $\Sigma H = 63,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,0$	<p>b.</p>	$\Sigma V = 200,3 \text{ kN/m}$ $x = 1,8$ $\Sigma H = 48,6 \text{ kN/m}$ $y = 0,9$	<p>c.</p>	$\Sigma V = 200,3 \text{ kN/m}$ $x = 1,8$ $\Sigma H = 63,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,0$

Fundering

Om het resulterende moment door de krachten op de constructie op te nemen is het gunstig twee oplegpunten te creëren. De constructie moet tot het havenniveau grondkerend zijn en in zijn geheel waterkerend. Tot de onderkant van de bovenbouw kan deze kering verzekerd worden, daaronder nog niet. In bijlage A.5 zijn constructieve elementen en hun functies opgesomd. Van de genoemde constructie middelen vervult een damwand beide functies en lijkt hier het meest geschikt. Als een damwand wordt toegepast is het handig deze een van de twee oplegpunten te laten zijn en dus dragend te maken. De constructie moet echter ook aanzienlijke horizontale krachten opnemen. Ankers en schoor geheide palen zijn hiervoor geschikte constructie middelen. Ankers leveren hun weerstand tegen de horizontale belasting door wrijving met de grond en daar is enige verplaatsing voor nodig. Omdat de richting van de horizontale kracht in de verschillende belastinggevallen wisselt zouden ankers in twee richtingen nodig zijn: Een palenjuk met in twee richting schoor geheide palen is in geval van wisselende horizontale belasting uitermate geschikt.

De constructie met een ontlastvloer van 2 m verschilt niet wezenlijk van die met een vloer van 1 m. Door de grotere verticale kracht zullen trekkrachten in de palen worden gereduceerd. De ideale afstand tussen de oplegpunten ligt rond de 1,75 m. De oplegreacties verschillen in dat geval weinig met die bij een ontlastvloer van 1 meter.

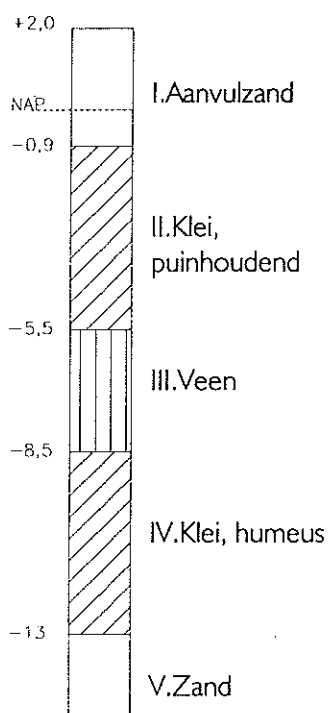
Oplegreacties bij gekozen fundering

C. 2m ontlastvloer			
	a.	b.	c.
BG I			
BG II			
BG II			

Conclusie

Het blijkt dat een constructie met een ontlastvloer groter dan circa 1 m tot acceptabele krachten in de fundering leidt.

Bijlage B.4: Grondopbouw



laag	γ_d (kN/m ³)	γ_n (kN/m ³)	φ (°)	δ (°)	c	γ_a	γ_p
I	18	20	30	20	0	0,33	3
II	n.v.t.	15	22,5	10	10	0,45	2,24
III	n.v.t.	11	15	10	5	0,59	1,70
IV	n.v.t.	13,5	20	10	8	0,49	2,04
V	n.v.t.	20	30	20	0	0,33	3

De coëfficiënten voor de actieve en passieve gronddruk worden gegeven door:

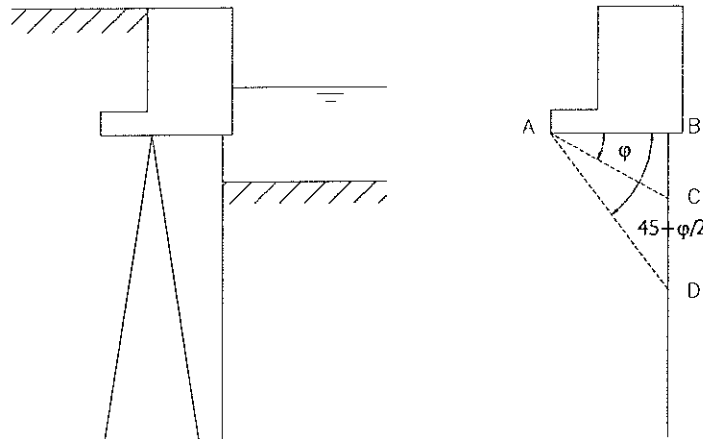
$$\gamma_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

$$\gamma_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

Bijlage B.5: Gronddrukken

Schaduwgebied

Het gewicht van de bovenbouw wordt geheel gedragen door de palen en de damwand. Direct onder de ontlastvloer is dan geen korrelspanning van de bovenliggende grond merkbaar. Vanaf een zekere afstand onder de vloer krijgen de spanningen weer geleidelijk invloed tot de diepte waar ze op het niveau komen van de situatie zonder ontlastvloer. In figuur B.5.1 zijn de verschillende gebieden aangegeven.



figuur B.5.1: schaduwgebieden

Twee situaties worden bekeken: B, met een ontlastvloer van 1 m en C, met een ontlastvloer van 2 m.

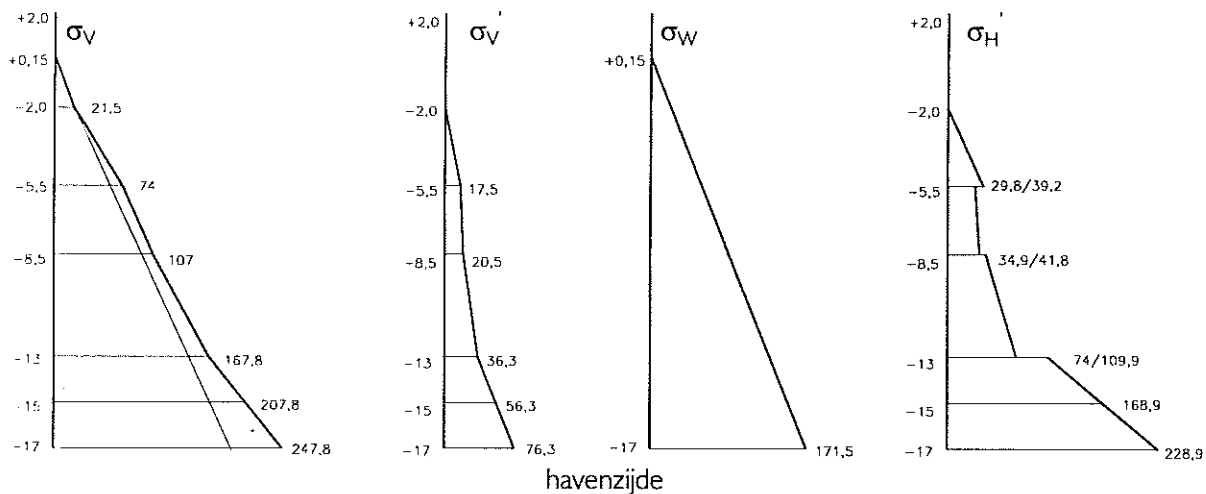
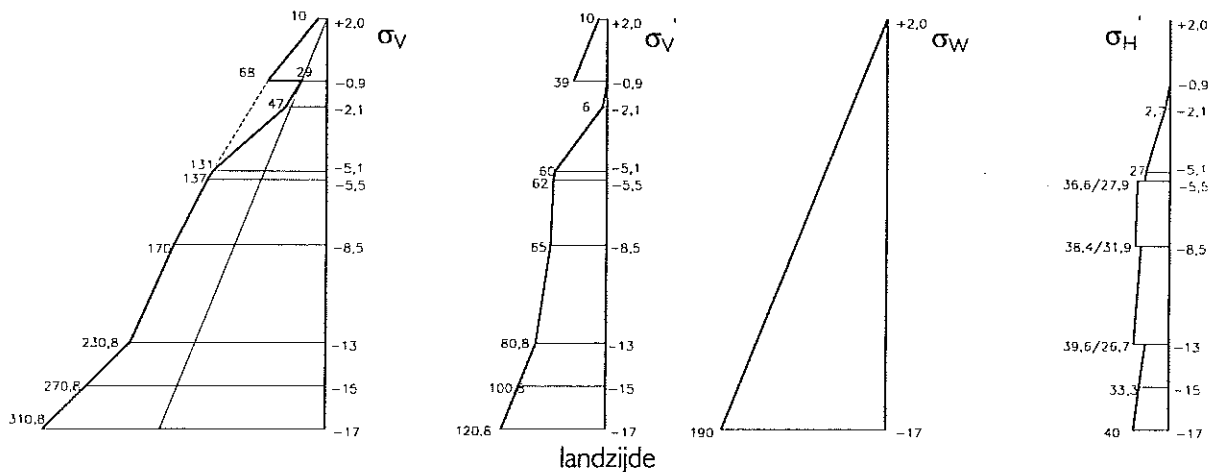
B. afstand $AB = 2,8$ m
 $BC = AB \tan \varphi_{II} = 2,8 \tan 22,5^\circ = 1,2$ m
 $BD = AB \tan (45^\circ + \varphi_{II}/2) = 4,2$ m

C. afstand $AB = 3,8$ m
 $BC = AB \tan \varphi_{II} = 3,8 \tan 22,5^\circ = 1,6$ m
 $BD = AB \tan (45^\circ + \varphi_{II}/2) = 5,7$ m

N.B.: Formeel is de afstand BD in geval C anders. Omdat op NAP -5,5 m een andere laag begint met een andere hoek van inwendige wrijving. Als benadering wordt echter deze afstand aangehouden.

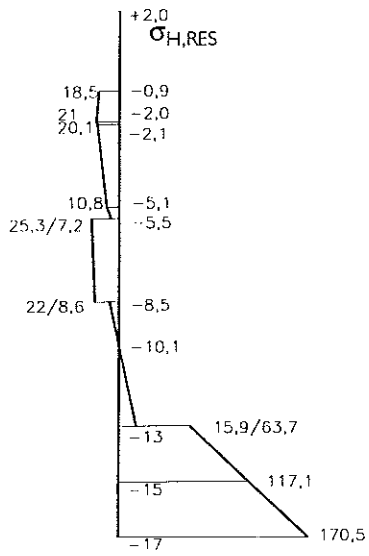
Maatgevend voor de gronddrukken op de damwand is belastinggeval II, met bovenbelasting, BG II.c

B. 1 m ontlastvloer

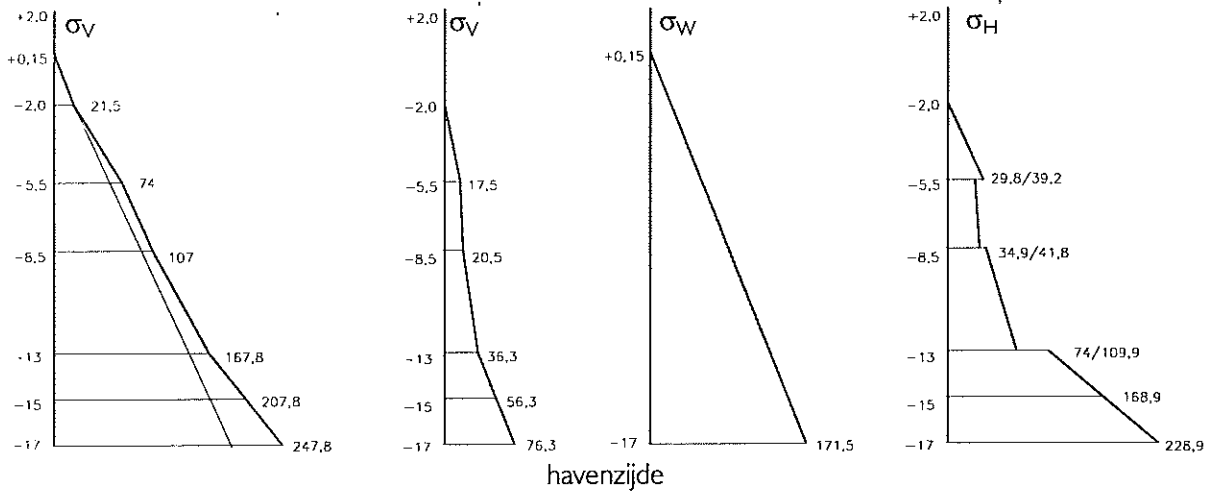
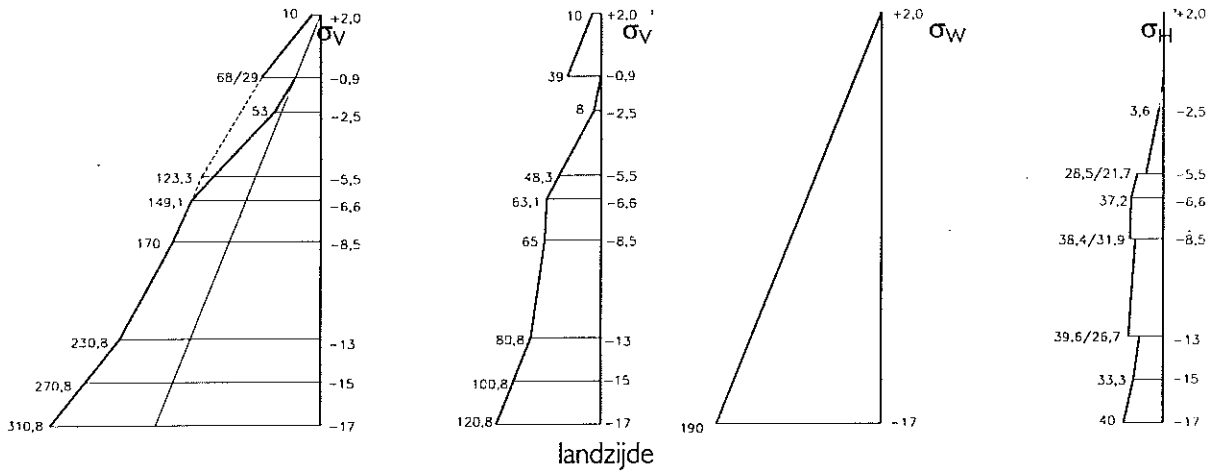


tabel B.5.1: Horizontale gronddrukken (in kN/m)

Niveau	Korrelsp. links	Korrelsp. rechts	Watersp. links	Watersp. rechts	Resultierend
-0.9	0	0	29	-10.5	18.5
-2.0	2.5	0	40	-21.5	21
-2.1	2.7	-1.1	41	-22.5	20.1
-5.1	2.7	-34.7	71	-52.5	10.8
-5.5 ⁻	27.9	-39.2	75	-56.5	7.2
-5.5 ⁺	36.6	-29.8	75	56.5	25.3
-8.5 ⁻	38.4	-34.9	105	-86.5	22
-8.5 ⁺	31.9	-41.8	105	-86.5	8.6
-13 ⁻	39.6	-74	150	-131.5	-15.9
-13 ⁺	26.7	-108.9	150	131.5	-63.7
-15	33.3	-168.9	170	-151.5	-117.1
-17	40	-228.9	190	-171.5	-170.5

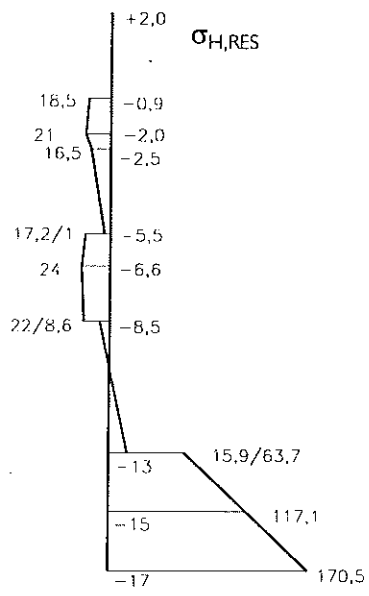


C. 2 m ontlastvloer



tabel B.5.2: gronddrukken (in kN/m)

Niveau	Korrelsp. links	Korrelsp. rechts	Watersp. links	Watersp. rechts	Resultante
-0.9	0	0	29	0-10.5	18.5
-2.0	2.5	0	40	-21.5	21
-2.5	3.6	-5.6	45	-26.5	16.5
-5.5 ⁻	21.7	-39.2	75	-56.5	1
-5.5 ⁺	28.5	-29.8	75	-56.5	17.2
-6.6	37.2	-31.7	86	-67.5	24
-8.5 ⁻	38.4	-34.9	105	-86.5	22
-8.5 ⁺	31.9	-41.8	105	-86.5	8.6
-13 ⁻	39.6	-74	150	-131.5	-15.9
-13 ⁺	26.7	-108.9	150	-131.5	-63.7
-15	33.3	-168.9	170	-151.5	-117.1
-17	40	-228.9	190	-171.5	-170.4



Bijlage B.6: Dimensionering damwand

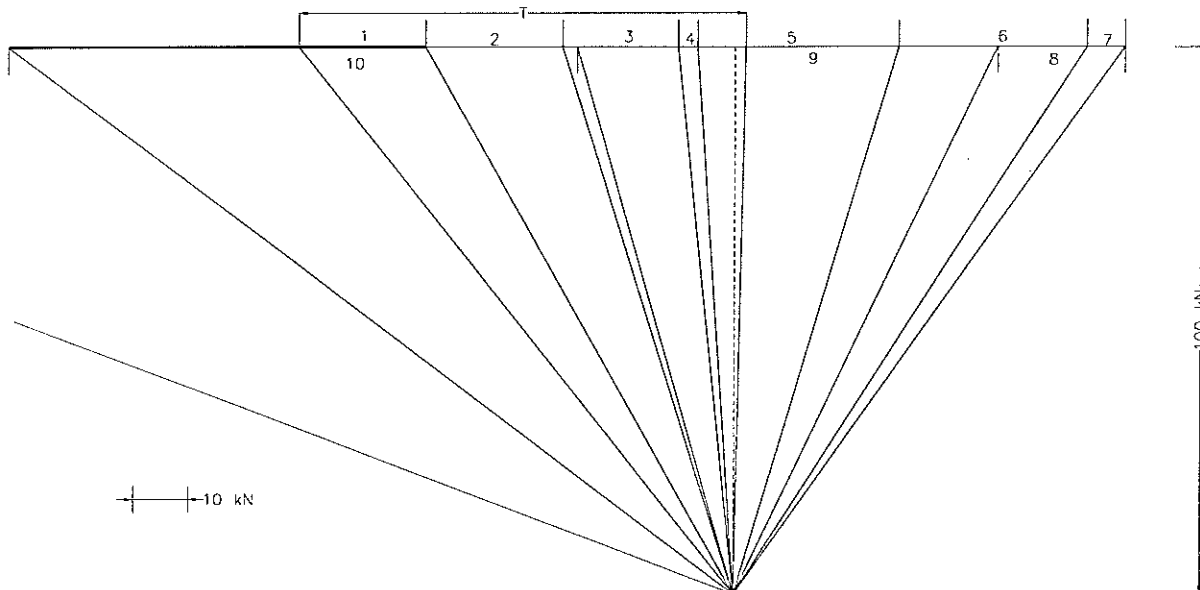
De lengte van de ontlastvloer heeft naast een grote invloed op de ligging van de resultante van uitwendige krachten ook invloed op de krachten in de damwand. De vloer zorgt voor het ontstaan van een schaduwgebied, waarin de korrelspanning opgebouwd boven de vloer over een bepaalde lengte van de damwand niet merkbaar is en over een bepaalde lengte voor een deel merkbaar is. Zo zorgt een langere ontlastvloer voor een minder zware horizontale belasting op de damwand. Hoe de lengte van de ontlastvloer de keuze van de damwand beïnvloedt wordt in de nu volgende bijlage getoetst.

Aanpak

Eerst wordt met behulp van de methode Blum globaal de inheidiepte en het profiel van de damwand bepaald. De inheidiepte en profielkeuze uit Blum is de invoer voor MSheet. Hiermee wordt de inheidiepte meer precies bepaald en vervolgens kan worden nagegaan hoe groot de invloed van de normaalkracht op de damwand is en in hoeverre de lengte van de ontlastvloer de momenten in de damwand reduceert.

Blumberekening

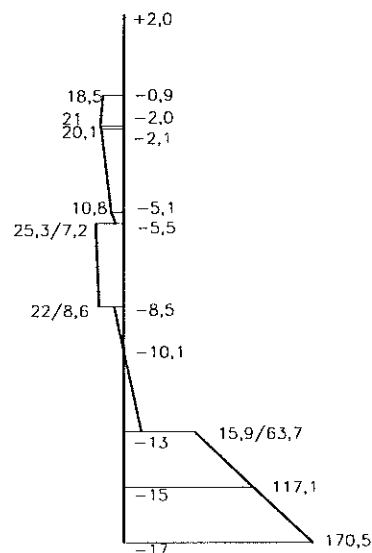
B. 1 m ontlastvloer

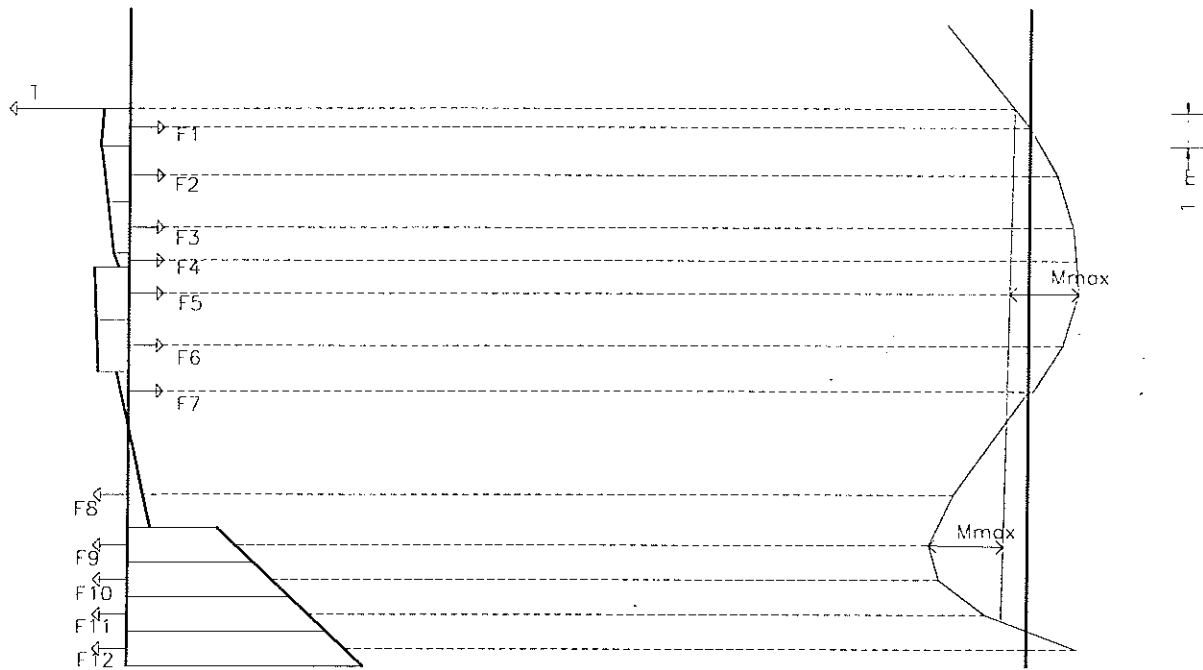


Resulterende horizontale gronddrukken:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= (2,1-0,9)(18,5+20,1)/2 &= 23,2 \text{ kN/m} \\
 F_2 &= (3,5-2,1)(20,1+15,8)/2 &= 25,2 \text{ kN/m} \\
 F_3 &= (5,1-3,5)(15,8+10,8)/2 &= 21,3 \text{ kN/m} \\
 F_4 &= (5,5-5,1)(10,8+7,2)/2 &= 3,6 \text{ kN/m} \\
 F_5 &= (7-5,5)(25,3+23,7)/2 &= 36,8 \text{ kN/m} \\
 F_6 &= (8,5-7)(23,7+22)/2 &= 34,3 \text{ kN/m} \\
 F_7 &= (10,1-8,5)*8,6*1/2 &= 6,9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_8 &= (13-10,1)*15,9*1/2 &= 23,1 \text{ kN/m} \\
 F_9 &= (14-13)(63,7+90,4)/2 &= 77,1 \text{ kN/m} \\
 F_{10} &= (15-14)(90,4+117,1)/2 &= 103,8 \text{ kN/m} \\
 F_{11} &= (16-15)(117,1+143,8)/2 &= 130,5 \text{ kN/m} \\
 F_{12} &= (17-16)(170,5+143,8)/2 &= 157,2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$





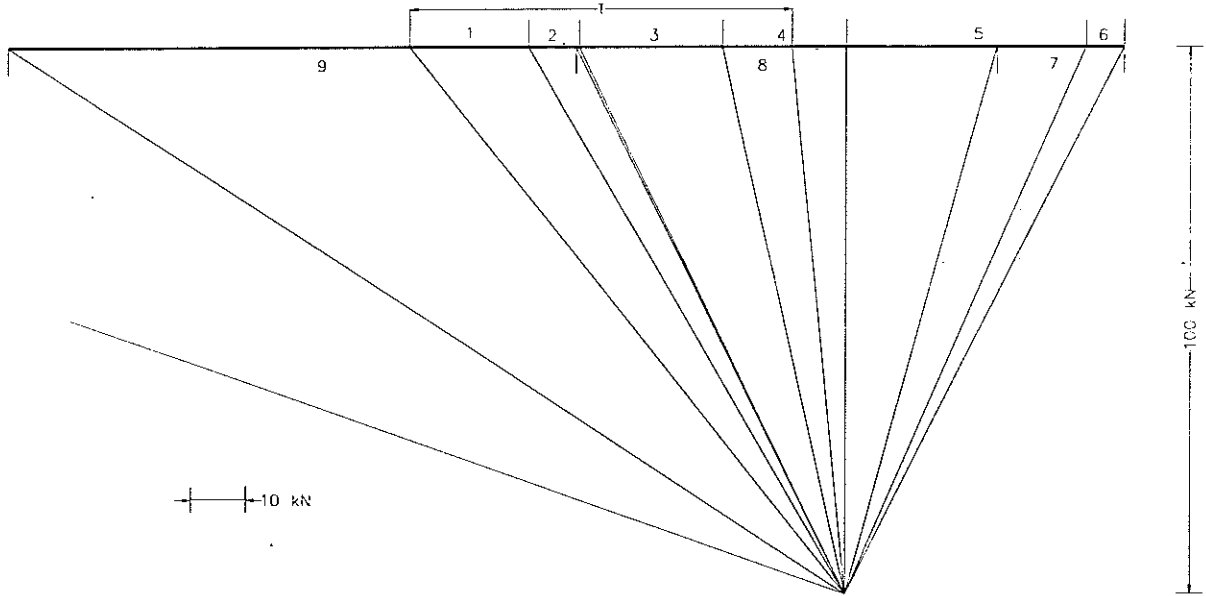
De sluitlijn wordt zo getekend dat $M_{max,links} = M_{max,rechts}$.

De lengte van de sluitlijn wordt vermenigvuldigd met een factor 1,2 om de gewenste inheidiepte te verkrijgen.

Uit de figuren volgen de waarden voor:

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= 200 \text{ kNm} \\
 T &= 82 \text{ kN} \\
 l &= 14,8 * 1,2 = 17,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

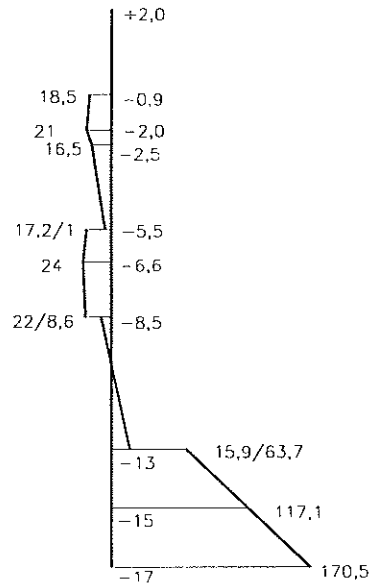
C. 2 m ontlastvloer

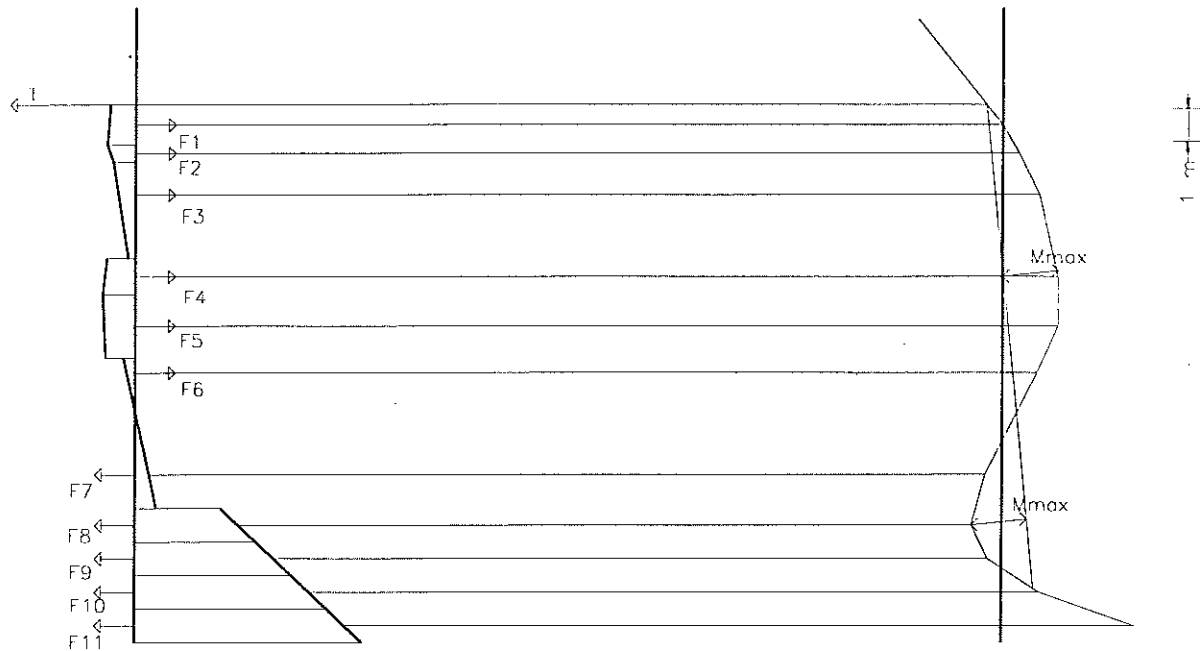


Resulterende horizontale gronddrukken:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= (2,1-0,9)(18,5+21)/2 &= 21,7 \text{ kN/m} \\
 F_2 &= (2,5-2,1)(21+16,5)/2 &= 9,4 \text{ kN/m} \\
 F_3 &= (5,5-2,5)(16,5+1)/2 &= 26,3 \text{ kN/m} \\
 F_4 &= (6,6-5,5)(17,2+24)/2 &= 22,7 \text{ kN/m} \\
 F_5 &= (8,5-6,6)(24+22)/2 &= 43,7 \text{ kN/m} \\
 F_6 &= (10,1-8,5)*8,6*1/2 &= 6,9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_7 &= (13-10,1)*15,9*1/2 &= 23,1 \text{ kN/m} \\
 F_8 &= (14-13)(63,7+90,4)/2 &= 77,1 \text{ kN/m} \\
 F_{11} &= (15-14)(90,4+117,1)/2 &= 103,8 \text{ kN/m} \\
 F_{12} &= (16-15)(117,1+143,8)/2 &= 130,5 \text{ kN/m} \\
 F_{12} &= (17-16)(170,5+143,8)/2 &= 157,2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$





De sluitlijn wordt zo getekend dat $M_{\max, \text{links}} = M_{\max, \text{rechts}}$.

De lengte van de sluitlijn wordt vermenigvuldigd met een factor 1,2 om de gewenste inheidiepte te verkrijgen.

Uit de figuren volgen de waarden voor:

$$M_{\max} = 160 \text{ kNm}$$

$$T = 70 \text{ kN}$$

$$l = 14,3 * 1,2 = 17,2 \text{ m}$$

Keuze damwandprofiel

De uitkomsten van de Blumberekening zijn als volgt:

B. 1 m ontlastvloer:

$$\begin{aligned} \text{lengte} &= 17,8 \text{ m} \\ M_{\text{max}} &= 200 \text{ kN/m} \\ N_{\text{max}} &= 85 \text{ kN} \end{aligned}$$

C. 1 m ontlastvloer:

$$\begin{aligned} \text{lengte} &= 17,2 \text{ m} \\ M_{\text{max}} &= 160 \text{ kN/m} \\ N_{\text{max}} &= 66 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gekozen wordt voor een PU 12 (zie figuur B.6.1 met profielgegevens):

$$\begin{aligned} W &= 1200 \cdot 10^3 \text{ mm}^3/\text{m} \\ A &= 140 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

De spanningen in de damwand, als wordt aangenomen dat er geen excentriciteit optreedt, zijn:

B. 1 m ontlastvloer:

$$\begin{aligned} \sigma &= M/W + N/A \\ \sigma &= 200 \cdot 10^6 / 1200 \cdot 10^3 + 85 \cdot 10^3 / 140 \cdot 10^2 \\ \sigma &= 167 + 6 = 173 \text{ N/mm}^2 \\ \text{staalsoort PAE 270:} \\ \sigma_{\text{toel.}} &= 180 \text{ N/mm}^2 > 173 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

C. 1 m ontlastvloer:

$$\begin{aligned} \sigma &= M/W + N/A \\ \sigma &= 160 \cdot 10^6 / 1200 \cdot 10^3 + 66 \cdot 10^3 / 140 \cdot 10^2 \\ \sigma &= 133 + 5 = 138 \text{ N/mm}^2 \\ \text{staalsoort PAE 240:} \\ \sigma_{\text{toel.}} &= 160 \text{ N/mm}^2 > 138 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

De normaalkracht heeft maar relatief weinig invloed heeft op de totale spanning in de damwand. Dit ligt in de orde van 3 %. Het lijkt voor de damwand dus relatief gunstig te zijn een lange ontlastvloer te hebben door de verkleining van het moment in de damwand. Op de uiteindelijke damwandkeuze heeft het in dit geval nochtans nauwelijks invloed.

Profile	Width b mm	Height h mm	Back thickness e mm	Flange thickness a mm	Sectional area cm ² /m of wall	Mass		Section modulus cm ³ /m of wall	Moment of inertia cm ⁴ /m of wall
						kg/m of s. pile	kg/m ² of wall		
PU 6	600	226	7,5	6,4	96	45,3	75	600	6720
PU 8	600	280	8,0	8,0	116	54,5	91	830	11610
PU 12	600	360	9,8	9,0	140	65,9	110	1200	21550
PU 16	600	380	12,0	9,0	159	74,7	124	1600	30520
PU 20	600	400	12,4	9,7	180	84,7	141	2000	39970
PU 25	600	452	14,2	10,0	200	94,1	157	2500	56500
PU 32	600	452	19,5	11,0	243	114,6	191	3200	72260
L 2 S	500	340	12,3	9,0	177	69,6	139	1600	27500
L 3 S	500	380	14,1	10,0	201	79,0	158	2000	38000
L 4 S	500	440	15,5	10,0	224	88,0	176	2500	54800
L 5 S	500	450	20,6	11,5	270	106,0	212	3200	72000

Note: Data for small width profiles L 31, L 2 N, L 3 N, L 6, JSP 2, JSP 3, JSP 4: see page 15.

figuur B.6.1: profielgegevens

MSheet

Het damwandprofiel met de bijbehorende stijfheid en inehdiepte gevonden met de methode Blum wordt ingevoerd in MSheet. Als vuistregel voor het ontwerp van de damwand wordt vaak gesteld dat het positieve moment maximaal ongeveer drie keer zo groot mag zijn als het negatieve moment en dat de verplaatsingen onder de 0,05 m moeten blijven. Het blijkt dat als men deze ontwerp-regels hanteert in MSheet de inehdiepte verkleind kan worden en een minder zwaar profiel kan worden toegepast. Deze uitkomst is volgens de verwachtingen, omdat de methode Blum een conservatiever rekenschema heeft dan MSheet.

De uitvoer van MSheet is te vinden op de volgende bladzijden.

Keuze damwandprofiel

Gekozen kan worden voor een PU 8:

$$W = 830 \cdot 10^3 \text{ mm/m}$$

$$A = 116 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

De spanningen in de damwand blijven dan onder de toelaatbare:

B. 1 ontlastvloer:

$$\sigma = M/W + N/A$$

$$\sigma = 97,6 \cdot 10^6 / 830 \cdot 10^3 + 85 \cdot 10^3 / 116 \cdot 10^2$$

$$\sigma = 118 \text{ N/mm}^2 + 7 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2$$

$$E 240 \text{ SP: } \sigma_{\text{toel}} = 160 \text{ N/mm}^2 > 125 \text{ N/mm}^2$$

C. 2m ontlastvloer:

$$\sigma = M/W + N/A$$

$$\sigma = 92,3 \cdot 10^6 / 830 \cdot 10^3 + 66 \cdot 10^3 / 116 \cdot 10^2$$

$$\sigma = 111 \text{ N/mm}^2 + 6 \text{ N/mm}^2 = 117 \text{ N/mm}^2$$

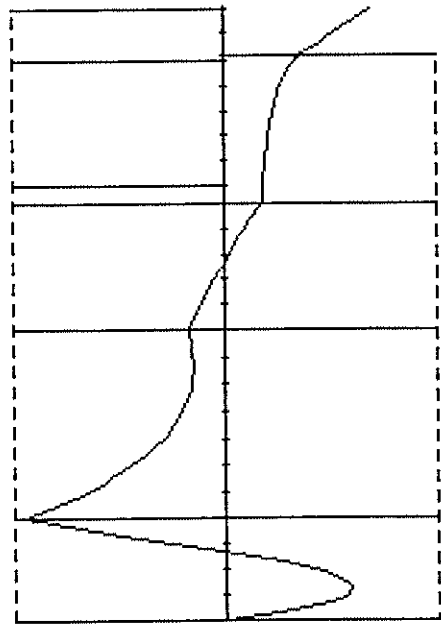
$$E 240 \text{ SP: } \sigma_{\text{toel}} = 160 \text{ N/mm}^2 > 117 \text{ N/mm}^2$$

Nu zou exact dezelfde damwand worden gekozen. De profielen zijn bovendien al de lichtste die in de handel verkrijgbaar zijn. Het verlengen van de ontlastvloer levert dus geen besparing op in de keuze van het damwandprofiel.

Conclusie

Aan de hand van voorgaande berekeningen blijkt dat het voor de uiteindelijke keuze van het type damwand weinig uitmaakt hoe lang de ontlastvloer is. De winst die wordt behaald door de vloer enkele meters langer te maken uit zich niet noemenswaardig in de keuze van een damwandprofiel. De lengte van de ontlastvloer wordt dus volledig bepaald door de krachtsverdeling op de fundering. Een langere vloer zorgt voor een gunstige krachtsverdeling in de fundering en betekent vermindering van de trekkrachten door het vergroten van het gewicht. Uit bijlage B.3 bleek dat een ontlastvloer van circa 1 meter leidt tot acceptabele krachten in de fundering. Met deze constructie wordt verder gerekend.

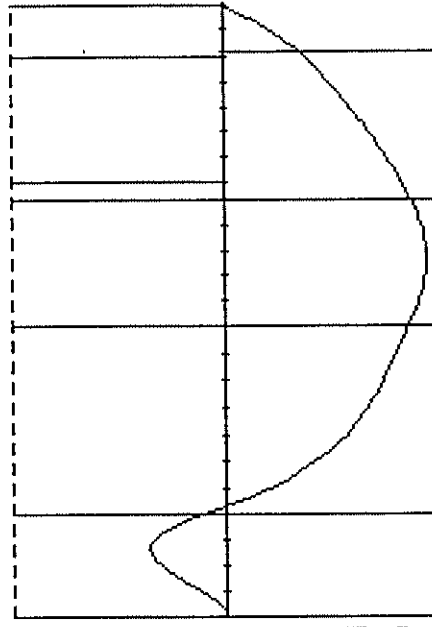
KRACHTEN EN VERPLAATSINGEN BOUWFASE : 1



Dwarskrachten [kN/Bm]

Maximum : 42.0

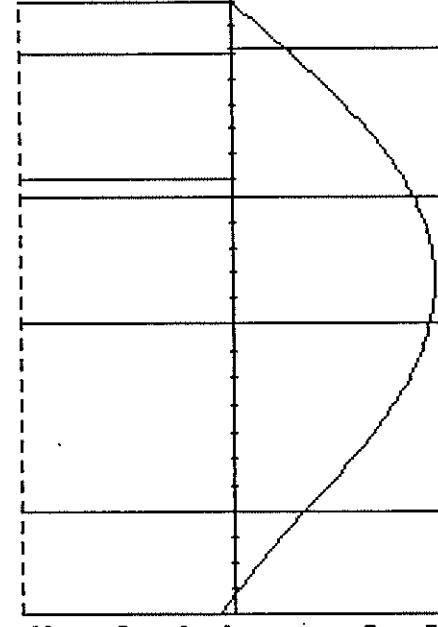
Minimum : -58.5



Momenten [kNm/Bm]

Maximum : 97.6

Minimum : -36.7



Verplaatsingen [mm]

Maximum : 54.7

RWS D.W.W.

Lic:0393 Cop:1

GD MSHEET [4.1.0]

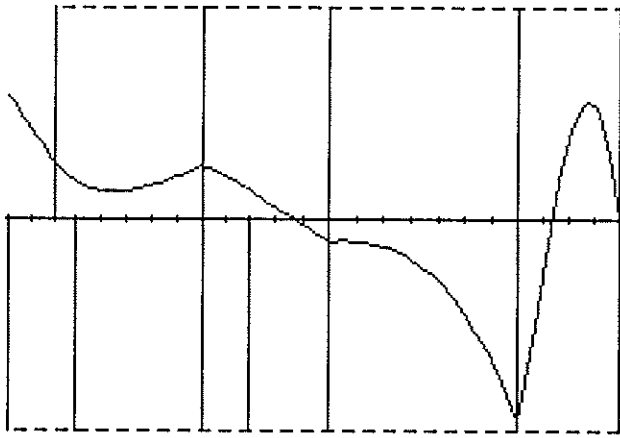
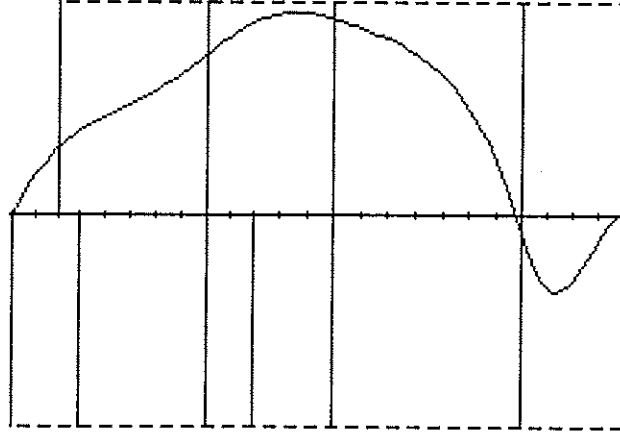
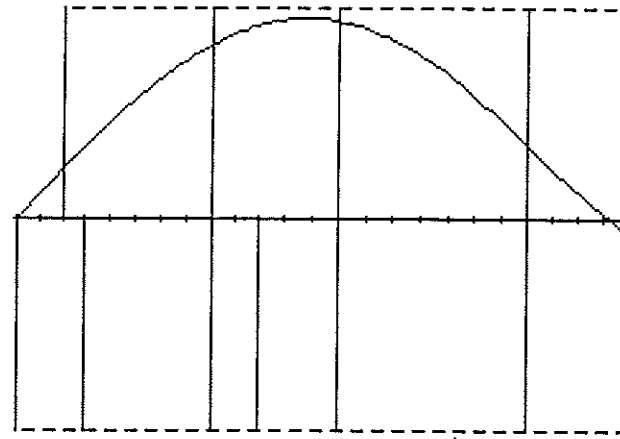
File : TEST1

Maaiveld L/R : 2 / 1 Lengte : 14.50

Water L/R : 2.00 / 0.15

Ontlastvloer 1 m

Belastingsituatie II

KRACHTEN EN VERPLAATSINGEN BOUWFASE : 1		
 <p>Dwarskrachten [kN/Bm] Maximum : 36.7 Minimum : -59.9</p>	 <p>Momenten [kNm/Bm] Maximum : 92.3 Minimum : -34.9</p>	 <p>Verplaatsingen [mm] Maximum : 51.2</p>
RMS D.M.W.	Maaiveld L/R : 2 / 1	Lengte : 14.50
Lic:0393 Cop:1	Water L/R : 2.00 / 0.15	
GD MSHEET [4.1.01]	Ontlastvloer 2 m	
File : TEST2	Belastingsituatie II	

Draagkracht damwand

Uit de MSheet-berekening volgde een damwand profiel PU 8 met een lengte van 14,5 m.

De draagkracht bestaat uit twee componenten:

$$F_{r,max} = F_{r,max;schacht} + F_{r,max;punt}$$

$$F_{r,max;schacht} = O L p_{r,max;schacht}$$

$$F_{r,max;punt} = A_{punt} p_{r,max;punt}$$

$$F_{r,max} = \text{maximale draagkracht}$$

$$F_{r,max;schacht} = \text{maximale schachtwrijvingskracht}$$

$$F_{r,max;punt} = \text{maximale draagkracht van de punt}$$

$$O = \text{omtrek van de schacht}$$

$$L = \text{lengte waarover schachtwrijving wordt geleverd}$$

$$p_{r,max;schacht} = \text{maximale schachtwrijving}$$

$$A_{punt} = \text{oppervlakte van de punt}$$

$$p_{r,max;punt} = \text{maximale puntweerstand}$$

Schachtwrijving

De schachtwrijving kan alleen worden ontleend aan de zandlaag, omdat bij de andere lagen een te grote verplaatsing nodig is om de wrijving te activeren.

$$p_{r,max;schacht} = \alpha_s q_c$$

$q_c =$ gemiddelde conusweerstand = 8 Mpa (zie sondering einde bijlage) #

$\alpha_s = 0,0075$ (voor stalen profielen in zand)

$$p_{r,max;schacht} = 8 * 10^3 * 0,0075 = 60 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{r,max;schacht} = O L p_{r,max;schacht}$$

$$O = 2(A/t) = 2(116 * 10^2 / 8) = 2,9 \text{ m/m}$$

$$L = -(inheidiepte - \text{begin zandlaag}) = 15,4 - 13 = 2,4 \text{ m}$$

$$F_{r,max;schacht} = 2,9 * 2,4 * 60 = 418 \text{ kN/m}$$

De conusweerstand in de haven zullen verschillen met die in het straatprofiel. Door de geringer bovenbelasting zullen in de haven kleinere waarden gevonden worden. Bij gebrek aan een sondering in de haven worden echter toch waarden van de sondering in de straat genomen. De werkelijke draagkracht zal hierdoor lager liggen, waardoor de damwand wellicht dieper moet worden ingeheid.

Punt draagkracht

$p_{r,max;punt}$ = conuswaarde op eerste terugval na inheidiepte = 5,6 Mpa

$$F_{r,max;punt} = A_{punt} p_{r,max;punt}$$

$$F_{r,max;punt} = 116 * 10^{-4} * 5,6 * 10^3 = 65 \text{ kN/m}$$

Draagkracht

$$F_{r,max} = F_{r,max;schacht} + F_{r,max;punt}$$

$$F_{r,max} = 418 + 65 = 483 \text{ kN/m}$$

Belasting

De maximaal optredende drukkracht op de damwand, F_d , bij een ontlastvloer van 1 m treedt op in BG IIc en bedraagt:

$$F_{d,druk} = 85 \text{ kN/m}$$

Extra belasting door negatieve kleef

Negatieve kleef wordt veroorzaakt door zakking van de slappe bovenlagen, waardoor een negatief gerichte wrijvingskracht op de schacht van de damwand wordt uitgeoefend. Of de slappe lagen zullen zakken, en zoveel zakken dat de kleef over de gehele hoogte van de laag actief is, is zeer de vraag. De bodem van de haven zal waarschijnlijk niet of nauwelijks aan zakking onderhevig zijn. Een zakking wordt meestal veroorzaakt door het aanbrengen van een bovenbelasting of een verlaging van de waterspanning. Een bovenbelasting zal op de bodem van de haven niet snel plaatsvinden en het verlagen van de waterspanning wordt in stedelijk gebied meestal vermeden, omdat veel oude gebouwen daar last van ondervinden (o.a. door negatieve kleef!). Voor de damwand wordt derhalve aangenomen dat de negatieve kleef alleen werkt aan de landzijde van de damwand, over de gehele hoogte van de slappe laag. Voor de damwand wordt aangenomen dat de negatieve kleef alleen werkt aan de kade kant van de damwand, over de gehele hoogte van de slappe bovenlaag.

Een eenvoudige benadering voor de negatieve kleef, die tevens een bovengrens vormt, is de slipmethode en is analoog aan de slipmethode voor positieve kleef.

$$F_{s,ink} = O * L * K_0 * \tan \delta * \sigma_v$$

- $F_{s,ink}$ = wrijvingskracht tengevolge van negatieve kleef
- O = omtrek van de paalschacht
- L = lengte van de paal waarover negatieve kleef berekend wordt
- K_0 = neutrale horizontale gronddrukcoëfficiënt
- δ = wrijvingshoek tussen paal en grond
- σ_v = gemiddelde verticale effectieve spanning

Voor $K_0 * \tan \delta$ wordt in de praktijk 0,25 aangehouden.

De gemiddelde verticale korrelspanning is (zie bijlage B.5: Gronddrukken):

$$\begin{aligned}\sigma_{v, \text{gem}} &= \left\{ (2,1 - 0,9) \left(\frac{0+6}{2} \right) + (5,1 - 2,1) \left(\frac{6+60}{2} \right) + (5,5 - 5,1) \left(\frac{60+62}{2} \right) + (8,5 - 5,5) \left(\frac{62+65}{2} \right) + \right. \\ &\quad \left. (13 - 8,5) \left(\frac{65+80,8}{2} \right) \right\} / (13 - 0,9) \\ &= 53 \text{ kN} / \text{m}^2\end{aligned}$$

De waarde voor de negatieve kleef wordt dan:

$$F_{s, \text{nk}} = 1/2 * 2,9 * (13 - 0,9) * 0,25 * 53 = 232 \text{ kN/m}$$

De totale belasting op de damwand is dan:

$$F_d = F_{d, \text{druk}} + F_{s, \text{nk}} = 85 + 232 = 317 \text{ kN/m}$$

$$F_d < F_{r, \text{max}}$$

$$317 < 483, \quad \text{dus de damwand kan bij deze inheidiepte de benodigde draagkracht leveren}$$

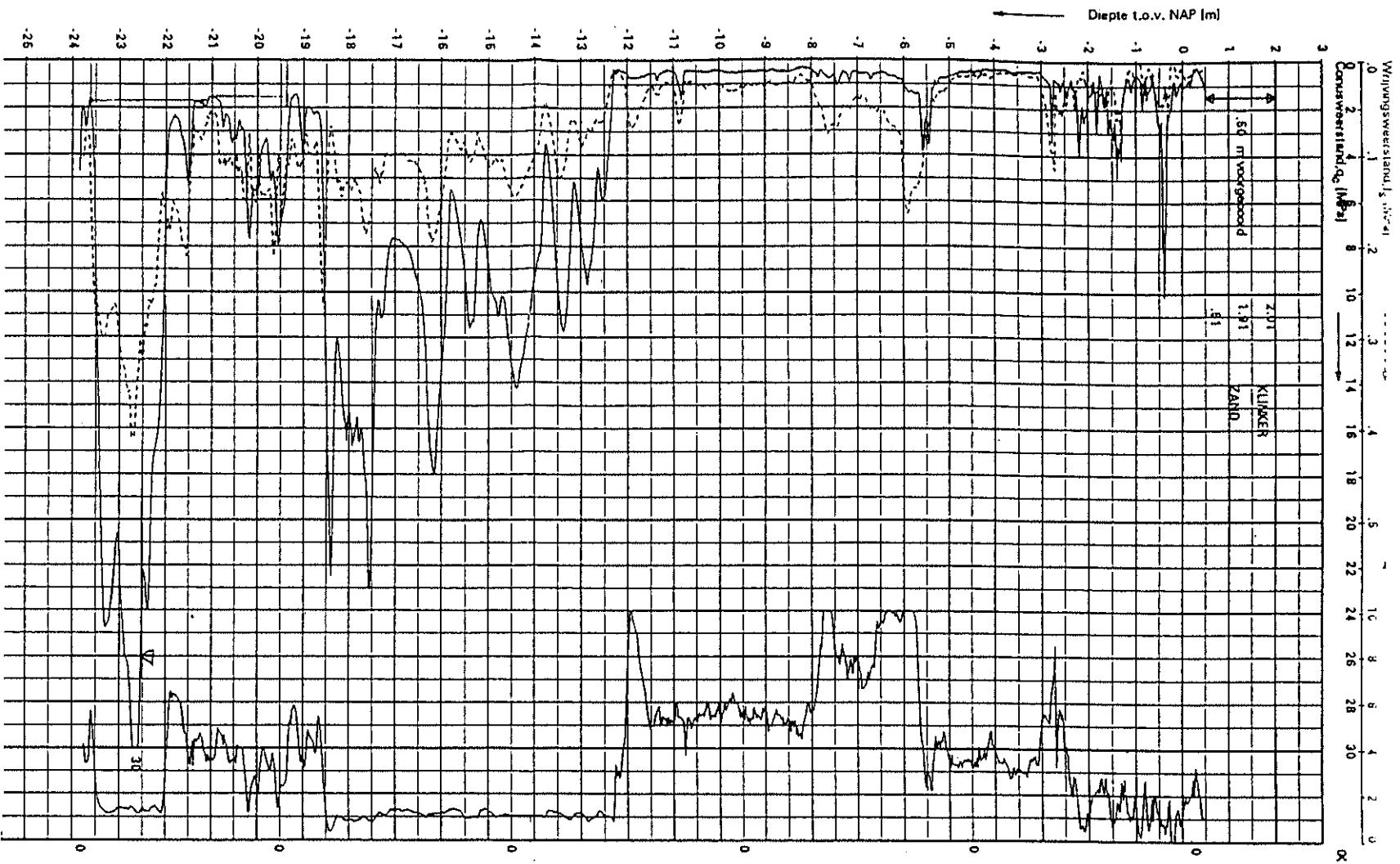
Trek:

De maximaal opneembare trekkracht is uiteraard gelijk aan de schachtwrijvingskracht alleen. De maximaal optredende trekkracht is (BG lb):

$$F_{d, \text{trek}} = < F_{r, \text{max; schacht}}$$

$$56 < 418, \quad \text{dus de damwand kan ook de benodigde trekkracht leveren}$$

Sondering

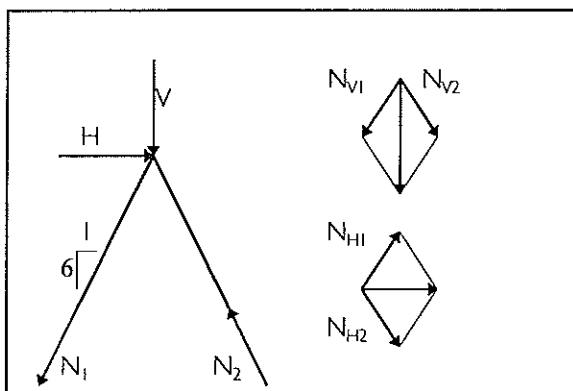


Bijlage B.7: Dimensionering palen

Er wordt aangenomen dat alle horizontale kracht door het palenjuk wordt opgenomen, inclusief de ankerkracht uit de damwand. De ankerkrachten van de damwand in de verschillende belastinggevallen volgden uit MSheet.

- BG I: ankerkracht = 26,2 kN/m←
 BG II: ankerkracht = 42 kN/m→
 BG III: ankerkracht = 40,1 kN/m→

Het palenplan wordt berekend voor de geschatte sectielengte van 20 m. Bij het schema dat is gebruikt voor het bepalen van de krachten in de palen wordt uitgegaan van een starre constructie:



figuur B.7.1: rekenschema palenjuk

Alle belastinggevallen zijn onderzocht en leveren de volgende belastingen in de paal op.

tabel B.7.1: belastingen in de palen (in kN/m)

	a	b	c
BG I	$R_v = 160 / H_v = 64 \leftarrow$ $N_1 = -274$ $N_2 = 112$	$R_v = 178 / H_v = 64 \leftarrow$ $N_1 = -283$ $N_2 = 103$	$R_v = 162 / H_v = 49 \leftarrow$ $N_1 = -231$ $N_2 = 67$
BG II	$R_v = 21 / H_v = 115 \rightarrow$ $N_1 = 339$ $N_2 = -361$	$R_v = 63 / H_v = 100 \rightarrow$ $N_1 = 271$ $N_2 = -335$	$R_v = 45 / H_v = 115 \rightarrow$ $N_1 = 327,4$ $N_2 = -373$
BG III	$R_v = 52 / H_v = 104 \rightarrow$ $N_1 = 290$ $N_2 = -342$	$R_v = 92 / H_v = 89 \rightarrow$ $N_1 = 224$ $N_2 = -318$	$R_v = 76 / H_v = 104 \rightarrow$ $N_1 = 277$ $N_2 = -355$

De palen worden eerst op trek gedimensioneerd, waarna gecontroleerd wordt of de palen bij die inheidipte ook de druk op kunnen nemen.

Trek

De trekkracht kan alleen ontleend worden aan de schachtwrijving in de zandlaag.

Schachtwrijving

De maximaal opneembare schachtwrijving is:

$$F_{r,max;schacht} = O L p_{r,max;schacht}$$

$$p_{r,max;schacht} = \alpha_s q_c$$

q_c = gemiddelde conusweerstand

$\alpha_s = 0,01$ (voor geheide palen in zand)

De gemiddelde conusweerstand hangt af van de inheidepte. Stel dat de paal 10 m in de zandlaag wordt geheid, tot NAP -23 m. De gemiddelde conusweerstand wordt dan:

$$q_c = [5,5 \cdot 8 + 3,5 \cdot 3 + 0,5 \cdot 15] / 9,5 = 6,5 \text{ Mpa (zie sondering)}$$

$$p_{r,max;schacht} = 6,5 \cdot 10^3 \cdot 0,01 = 65 \text{ kN/m}^2$$

stel palen 400x400:

$$O = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ m}$$

Volgens NEN 6740 moet voor op trek belaste palen een veiligheid van 1,4 aangehouden worden:

$$F_{r,max;schacht} = O L p_{r,max;schacht} / 1,4$$

De maximale trekkracht in de achterste palen (1) bedraagt:

$$F_{trek,max} = 339 \text{ kN/m}$$

De benodigde inheidepte wordt dan:

$$L = 1,4 \cdot 339 / 1,6 \cdot 65 = 4,6 \text{ m/m}$$

Als de palen h.o.h. 2 m komen te staan, moet elke paal dus 9,2 m in de zandlaag worden geheid, wat neerkomt op NAP -22,2m. De maximale trekkracht in de achterste palen wordt dan:

$$F_{trek,max} = 2 \cdot 339 = 678 \text{ kN/m}$$

De maximale trekkracht in de voorste palen (2) bedraagt:

$$F_{trek,max} = 112 \text{ kN/m}$$

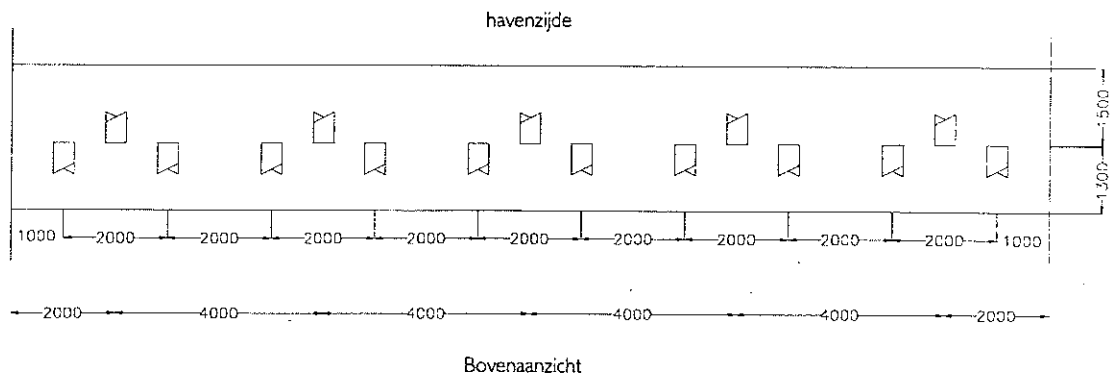
$$L = 1,4 \cdot 112 / 1,6 \cdot 65 = 1,5 \text{ m/m}$$

Als de palen h.o.h. 4 m komen te staan, moet elke paal dus 6 m in de zandlaag worden geheid, wat neerkomt op NAP -19m. De gemiddelde conusweerstand wordt dan zelfs iets hoger, wat tot een iets kortere inheidepte kan leiden. Dit wordt niet verder uitgezocht.

De maximale trekkracht in de voorste palen (2) wordt dan:

$$F_{trek,max} = 4 \cdot 112 = 448 \text{ kN/m}$$

Het voorlopige palenschema komt er dan voor een sectie van 20 m als volgt uit te zien:

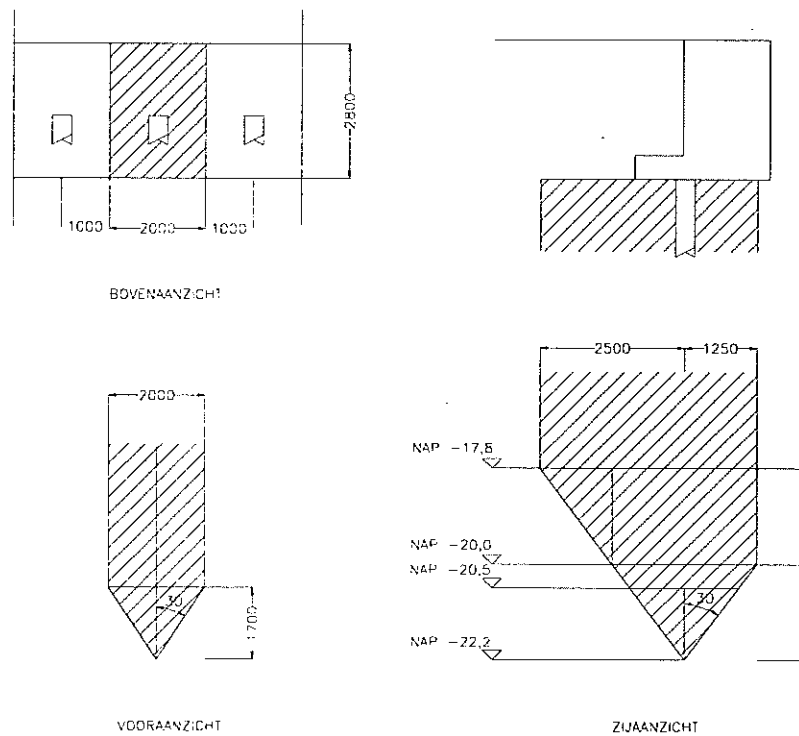


figuur B.7.2: voorlopig palenschema

Controle kluitgewicht

De trekkracht van de individuele palen is nu gewaarborgd. Gecontroleerd moet echter worden of de palen niet zo dicht op elkaar staan dat het kluitgewicht maatgevend is.

Het is niet waarschijnlijk dat links van de paal het afschuifvlak van de grond onder de hoek ϕ doorloopt tot aan het maaiveld. Aangenomen wordt dat de invloed zich twee keer zo ver laat gelden dan aan de havenkant, waar het beperkt wordt door de aanwezigheid van de damwand. De in rekening te brengen kluit is aangegeven in de figuur B.7.3. De grootste trekkracht komt in de achterste palen, die bovendien ook het dichtst op elkaar staan en dus de kleinste kluit kunnen activeren. Als het kluitcriterium voor deze palen niet maatgevend is, is het dat voor de voorste palen zeker niet.



figuur B.7.3: kluitgewicht

Het gewicht van de in figuur B.7.3 getoonde kluit bedraagt:

I.	$(5,5-0,9)*3,75*2*(15-10)$	= 172,5 kN
II.	$(8,5-5,5)*3,75*2*(11-10)$	= 22,5 kN
III.	$(13,5-8,5)*3,75*2*(13,5-10)$	= 118,1 kN
IV.	$(17,8-13)*3,75*2*(20-10)$	= 360 kN
V.	$1/2*(20-17,8)*1,25*2*(20-10)$	= 27,5 kN
VI.	$(20-17,8)*2,5*2*(20-10)$	= 110 kN
VII.	$(20,5-20)*2,25*2*(20-10)$	= 22,5 kN
VIII.	$1/3*1,7*2*2*(20-10)$	= 22,7 kN
Totale gewicht:		= 856 kN

Op het kluitgewicht wordt over het algemeen een materiaalfactor van 1,1 toegepast. De rekenwaarde voor het kluitgewicht wordt dan:

$$F_{r,g,max;d} = 856/1,1 = 778 \text{ kN}$$

De maximale trekkracht van de paal, bepaald, volgens de methode met de conusweerstand, was:

$$F_{trek,max} = 678 \text{ kN/paal}$$

$F_{trek,max} < F_{r,g,max;d}$; dus de schachtwrijving is maatgevend.

Nu kan veilig worden aangenomen dat bij de voorste palen tevens de schachtwrijving maatgevend zal zijn.

Drukdraagvermogen

Vervolgens wordt gekeken of het palenschema, opgesteld aan de hand van de trekkrachten, ook de drukkrachten kunnen opnemen.

Naast de al voor de trekpalen berekende schachtwrijving, haalt de drukpaal zijn draagvermogen voor uit het puntdraagvermogen.

$$F_{r,max} = F_{r,max;schacht} + F_{r,max;punt}$$

$$F_{r,max;punt} = A_{punt} p_{r,max;punt}$$

Hierbij wordt de puntweerstand, $p_{r,max;punt}$, berekend met de methode Koppejan.

De drukkracht per meter is van de voorste palen (2) het grootst. Omdat in deze rij minder palen staan en ze bovendien minder diep ingeheid zijn dan de achterste palenrij, wordt eerst de draagkracht van de voorste palen bepaald. Als deze voldoen is het veilig aan te nemen dat ook de achterste rij voldoet.

Voorste palen (2)

Bepaling $F_{r,max;punt}$ met behulp van de methode Koppejan:

De maximaal optredende drukkracht in de voorste palen is:

$$F_{d,max} = 4*373 \text{ kN/m} = 1492 \text{ kN/paal}$$

inheidiepte NAP -19,0 m

$$D_{\text{paal}} = 0,4 \text{ m}$$

De invloed diepte onder de paal:

$$\text{minimaal, } 0,7D = 0,28 \text{ m}$$

$$\text{maximaal, } 4D = 1,6 \text{ m}$$

Boven de paal is de invloed diepte:

$$8D = 3,2 \text{ m}$$

Eigenlijk is in de sondering direct in te zien de draagkracht waarschijnlijk niet gehaald wordt, omdat op NAP -19,0 m precies een slapper laagje aanwezig is. Het zou verstandig zijn de palen door dit laagje heen te heien in de zandlaag op NAP -22 m.

De minimale puntweerstand $p_{r,\text{max;punt}}$ wordt gevonden bij de maximale invloed diepte van 1,6 m, wat precies samenvalt met de terugval op NAP -23,6 m (zie sondering):

$$q_{I,\text{gem}} = \{(7+24)/2 \cdot 0,4 + 23 \cdot 0,1 + 27 \cdot 0,5 + 27 \cdot 0,5 + 22,5 \cdot 0,3 + (24,8+2)/2 \cdot 0,3\} / 1,6 = 20,5 \text{ MPa}$$

$$q_{II,\text{gem}} = 1,9 \text{ MPa}$$

$$q_{III,\text{gem}} = \{(5+2,2)/2 \cdot 0,2 + 2,2 \cdot 0,5 + 1,8 \cdot 0,3 + 1,6 \cdot 1,9 + 1,4 \cdot 0,3\} / 3,2 = 1,82 \text{ MPa}$$

$$p_{r,\text{max;punt}} = 1/2 \{(20,5 + 1,9)/2 + 1,82\} = 6,5 \text{ MPa}$$

De maximale punt draagkracht wordt dan:

$$F_{r,\text{max;punt}} = A_{\text{punt}} p_{r,\text{max;punt}}$$

$$F_{r,\text{max;punt}} = 0,4^2 \cdot 6,5 \cdot 10^3 = 1040 \text{ kN/paal}$$

De maximale schachtwrijvingskracht was:

$$F_{r,\text{max;schacht}} = O L p_{r,\text{max;schacht}}$$

$$F_{r,\text{max;schacht}} = 1,6 \cdot 9 \cdot 65 = 936 \text{ kN/paal}$$

Het totale draagvermogen van de paal wordt dan:

$$F_{r,\text{max}} = F_{r,\text{max;schacht}} + F_{r,\text{max;punt}}$$

$$F_{r,\text{max}} = 936 + 1040 = 1976 \text{ kN/paal}$$

Extra belasting door negatieve kleeft:

Door zakking, ten opzichte van de nagenoeg zettingsvrije paal, oefent de slappe bovenlaag een negatief gerichte wrijvingskracht uit op de paal. Een eenvoudige benadering voor de negatieve kleeft, die tevens een bovengrens vormt, is de slipmethode en is analoog aan de slipmethode voor positieve kleeft.

$$F_{s,nk} = O \cdot L \cdot K_0 \cdot \tan \delta \cdot \sigma_v$$

$F_{s,nk}$ = wrijvingskracht tengevolge van negatieve kleeft

O = omtrek van de paalschacht

L = lengte van de paal waarover negatieve kleeft berekend wordt

K_0 = neutrale horizontale gronddrukcoëfficiënt

δ = wrijvingshoek tussen paal en grond

σ_v = gemiddelde verticale effectieve spanning

Voor $K_0 \cdot \tan \delta$ wordt in de praktijk 0,25 aangehouden. In de meest negatieve situatie werkt de negatieve kleef over de volledige hoogte van de slappe laag.

De waarde voor de negatieve kleef wordt dan:

$$\begin{aligned} \sigma_{v, gem} &= \left\{ (2,1 - 0,9) \left(\frac{0 + 6}{2} \right) + (5,1 - 2,1) \left(\frac{6 + 60}{2} \right) + (5,5 - 5,1) \left(\frac{60 + 62}{2} \right) + (8,5 - 5,5) \left(\frac{62 + 65}{2} \right) + \right. \\ &\quad \left. (13 - 8,5) \left(\frac{65 + 80,8}{2} \right) \right\} / (13 - 0,9) \\ &= 53 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$F_{s, nk} = 1,6 \cdot (13 - 0,9) \cdot 0,25 \cdot 53 = 257 \text{ kN}$$

De totale kracht op de paal wordt dus:

$$F_{d, max} = F_{d, max; kop} + F_{s, nk} = 1492 + 257 = 1749 \text{ kN/paal}$$

$$F_{r, max} = 1976 \text{ kN/paal}$$

$F_{d, max} < F_{r, max}$, dus de paal voldoet

Omdat de achterste palen in dezelfde zandlaag op NAP -22 m staan, hebben deze palen dezelfde draagkracht. Ook deze palen kunnen dus het benodigde draagvermogen leveren:

Achterste palenrij(1):

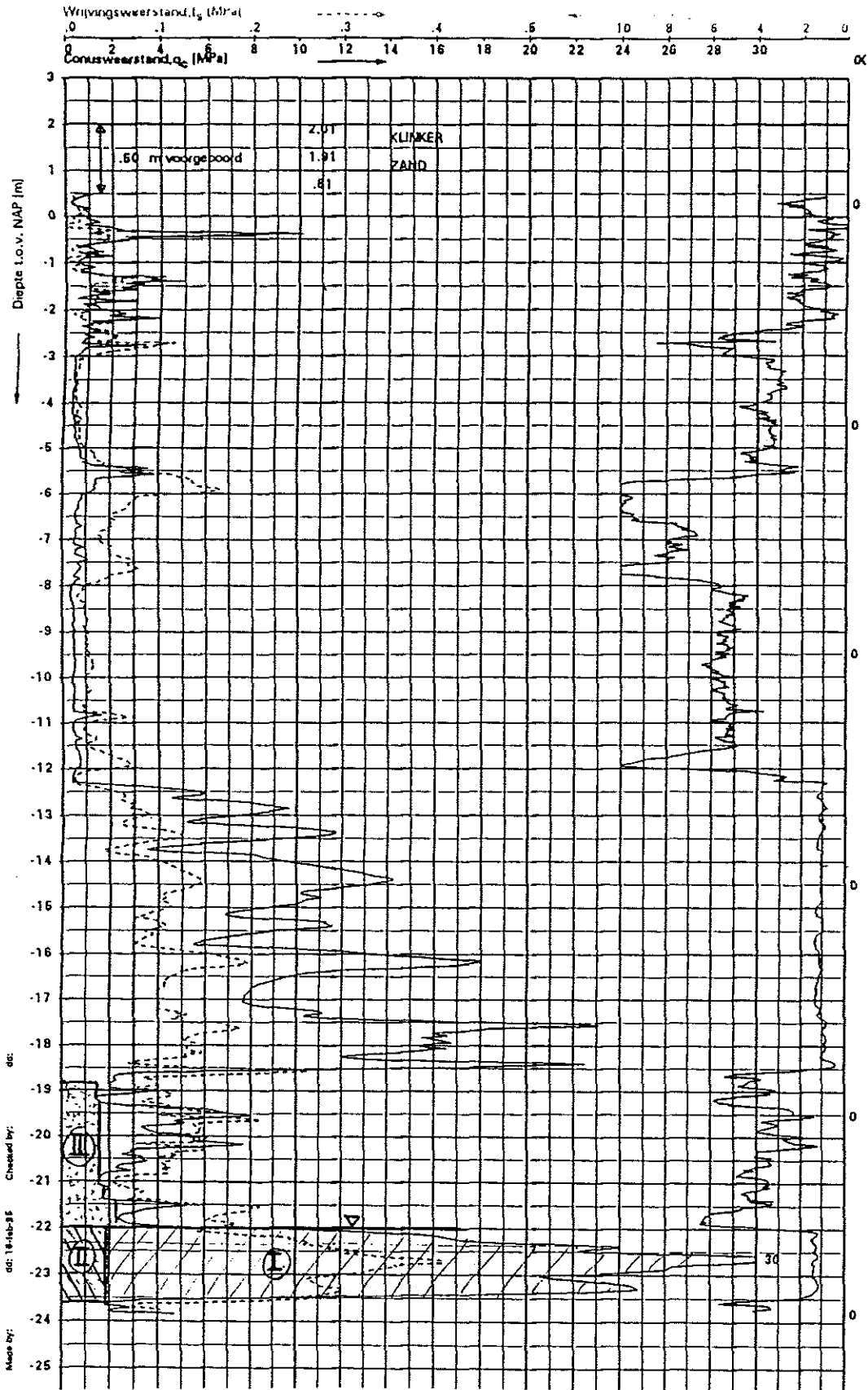
$$F_{d, max; kop} = 2 \cdot 283 = 566 \text{ kN/paal}$$

$$F_{s, nk} = 257 \text{ kN/paal}$$

$$F_{d, max} = F_{d, max; kop} + F_{s, nk} = 566 + 257 = 823 \text{ kN/paal}$$

$F_{d, max} < F_{r, max}$, dus de paal voldoet

Methode Koppejan



Bijlage B.8: Krachten op schuif

Bepaling waterdruk

Belastinggeval I

De ontwerpgolfhoogte is gelijk aan de significante golfhoogte, zoals gevonden in bijlage B.2

$$H_d = H_s = 0,16 \text{ m}$$

Bij volledige reflectie is de golfhoogte ter hoogte van de schuif:

$$H_{kw} = 2 * H_d = 2 * 0,16 = 0,32 \text{ m}$$

De amplitude:

$$a_{kw} = 1/2 * H_{kw} = 1/2 * 0,32 = 0,16 \text{ m}$$

De middenstandsverhoging wordt verwaarloosd.

De drukverdeling is nu niet meer hydrostatisch en volgens Battjes: *Korte golven, collegehandleiding b76*; TU Delft; 1993, kan de druk op de bodem worden weergegeven door:

$$p_{bodem} = \rho g \left\{ D + a_{kw} \frac{1}{\cosh 2\pi \frac{D}{L}} \right\} \quad [\text{kN/m/m}]$$

D = waterdiepte [m]

L = lokale golflengte [m]

golflengte op diep water L_0 :

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \quad [m]$$

T = golfperiode [s]

$$T = 2,3 \text{ s}$$

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9,81 * 2,3^2}{2\pi} = 8,3 \text{ m}$$

$$D = \text{NAP-bodemniveau} + \text{MHW} + \text{opwaaiing} = 0,00 + 2,00 + 3,40 + 0,01 = 5,41 \text{ m}$$

$$D/L_0 = 5,41/8,25 = 0,66 > 0,5 \quad \Rightarrow \text{diep water}$$

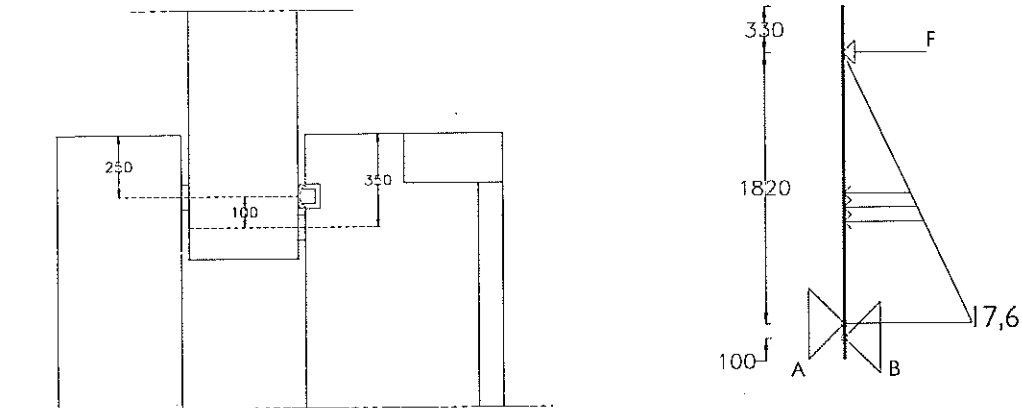
$$p_{\text{bodem}} = 1000 \cdot 9,8 \left\{ 5,41 + 0,16 \frac{l}{\cosh 2\pi \frac{5,41}{8,3}} \right\} \approx 54 \text{ kN / m / m}$$

De druk aan de bodem is dus vrijwel gelijk aan de hydrostatische situatie.

Afdracht waterdruk naar betonconstructie

Voor de veranderlijke belastingen wordt, om de onzekerheid in de grootte ervan te compenseren, een veiligheidsfactor van 1,5 aangehouden. Voor de belasting van de waterdruk wordt een factor 1 aangehouden.

De opleggingen en de waterafdichting zijn in de doorsnede gepositioneerd als in figuur B.8.1. In de lengterichting staan de opleggingen h.o.h. 2 m.



figuur B.8.1: krachtenafdracht schuif

De druk bij de waterafsluiting is:

$$p_{\text{afsluiting}} = (p_{\text{bodem}}/h_{\text{bodem}}) \cdot h_{\text{afsluiting}} = 54/5,57 \cdot (1,57 + 0,25) = 17,6 \text{ kN/m/m}$$

Momenten-evenwicht om de oplegging rechts levert:

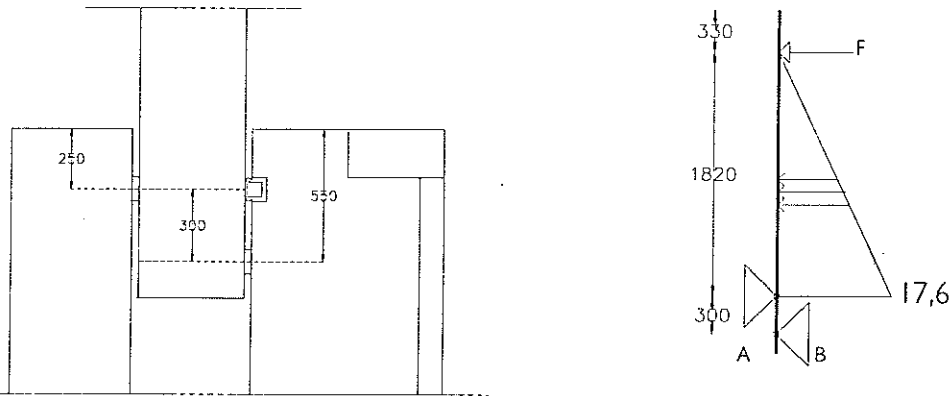
$$\Sigma TIB = 2 \left(\frac{1}{2} \cdot p_{\text{afsluiting}} \cdot h_{\text{afsluiting}} \right) \left(\frac{1}{3} \cdot h_{\text{afsluiting}} + 0,1 \right) + \gamma \cdot F \cdot (h_{\text{afsluiting}} + 0,1) - R_A \cdot 0,1 = 0$$

$$\Sigma TIB = 2 \left(\frac{1}{2} \cdot 17,6 \cdot 1,82 \right) \left(\frac{1}{3} \cdot 1,82 + 0,1 \right) + 1,5 \cdot 2 \cdot (1,82 + 0,1) - R_A \cdot 0,1 = 0$$

$$R_A = 284 \text{ kN}$$

$$R_B = 249 \text{ kN}$$

De reactiekrachten worden erg groot omdat de verticale afstand tussen de opleggingen zeer klein is. Als deze afstand iets vergroot wordt worden de reactiekrachten iets gunstiger:



figuur B.8.2: krachtenafdracht schuif

$$\Sigma TIB = 2 \left(\frac{1}{2} * p_{afsluiting} * h_{afsluiting} \right) \left(\frac{1}{3} * h_{afsluiting} + 0,3 \right) + \gamma * F * (h_{afsluiting} + 0,3) - R_A * 0,3 = 0$$

$$\Sigma TIB = 2 \left(\frac{1}{2} * 17,6 * 1,82 \right) \left(\frac{1}{3} * 1,82 + 0,3 \right) + 1,5 * 2 * (1,82 + 0,3) - R_A * 0,3 = 0$$

$$R_A = 118 \text{ kN}$$

$$R_B = 83 \text{ kN}$$

De krachten worden met meer dan de helft gereduceerd. Met deze krachtsverdeling wordt nu de rest van de constructie gedimensioneerd.

Bijlage B.9: Wanden

Voor de betonconstructie wordt uitgegaan van beton B35 en betonstaal FeB 500 HWL. Om niet steeds te hoeven herhalen worden hier de belangrijkste rekenwaarden van deze materialen gegeven.

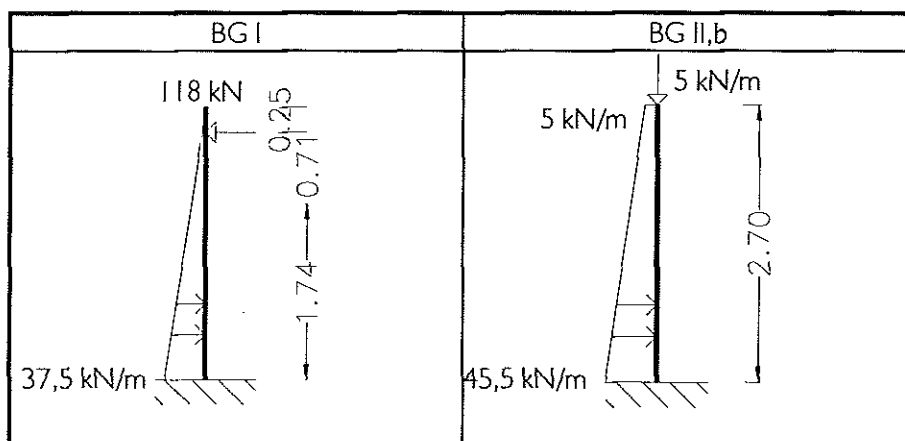
tabel B.91: rekenwaarden (N/mm^2)

	f_{ck}	f_{rep}	f_b	f_b
B35	35	25,2	21	1,4

	f_{srep}	f_s
FeB 500 HWL	500	435

Wand landzijde

De maatgevende belastinggevallen voor de achterste wand zijn de kerende situatie en de situatie met de grootste horizontale kracht uit de gronddrukken, BG II met bovenbelasting achter de constructie.



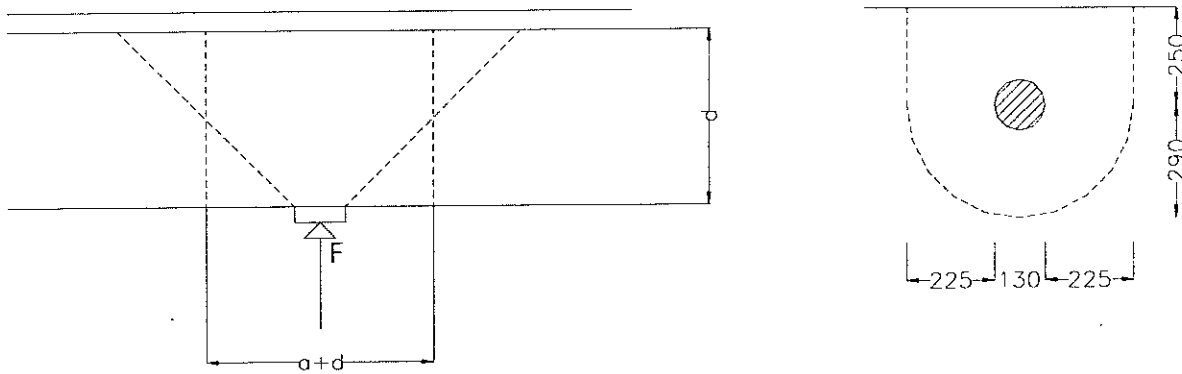
figuur B.9.1: maatgevende belastinggevallen voor de achterste wand

Pons

Eerst wordt bekeken of de geconcentreerde oplegreactie niet door de constructie heen pons, door de geringe dikte of afstand tot de rand. De kracht grijpt aan op een oppervlak van 100×100 mm. Voor de ponsberekening moet dit vervangen worden door een cirkelvormig oppervlak met dezelfde omtrek:

$$4 \cdot 100 = \pi a$$

$$a = 127 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm}$$



figuur B.9.2: referentie omtrek ponscriterium

De referentie omtrek waarover de kracht zich verdeeld wordt beperkt door de afstand tot de rand en is gelijk aan:

$$u = 1/2 * \pi * (a + 2 * 0,5 * d) + 2 * x$$

$$d = \text{nuttige hoogte} \approx 0,9 * h$$

$$d = 0,9 * 500 = 450 \text{ mm}$$

$$u = 1/2 * \pi * (130 + 450) + 2 * 250 = 1411 \text{ mm}$$

De optredende schuifspanning wordt dan:

$$\tau_d = \frac{F}{ud} = \frac{118 * 10^3}{1411 * 450} = 0,19 \text{ N / mm}^2$$

Deze waarde mag niet groter zijn dan de grenswaarde τ_l , waarvoor geldt:

$$\tau_l = 0,8 f_b k_d \sqrt[3]{\omega_0} \geq 0,8 f_b$$

$$k_d = 1,5 - 0,6d > 1 \quad (d \text{ in meter})$$

$$\omega = \sqrt{\omega_x \omega_y} < 2$$

Uitgewerkt voor de wand levert dit:

$$k_d = 1,5 - 0,6 * 0,45 = 1,23$$

voor ω_x en ω_y wordt voorlopig ω_0 aangehouden

voor B35 is het minimum wapeningspercentage bij B35, $\omega_0 = 0,18 \%$

$$\omega = \sqrt{0,18 * 0,18} = 0,18$$

$$f_b = 1,40 \quad (\text{B35})$$

$$\tau_l = 0,8 * 1,4 * 1,23 * \sqrt[3]{0,18} = 0,78 \leq 0,8 * 1,4$$

$$\tau_l = 0,8 * 1,4 = 1,12 \text{ N / mm}^2$$

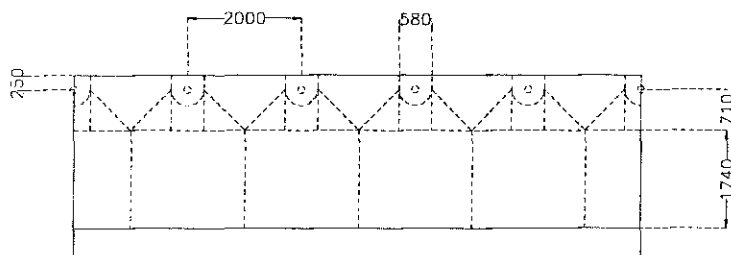
Toets:

$$\tau_l > \tau_d \quad \Rightarrow 1,12 > 0,19, \text{ dus de wand voldoet aan het ponscriterium}$$

Momentwapening

In hoogterichting

De puntlast zal zich in eerste instantie nog niet over de volle breedte van de wand spreiden. Aangenomen wordt dat de puntlast zich, over de hoogte van de wand, onder 45° spreidt. Pas als de invloedsgebieden van de puntlasten zich mengen, gedraagt de last zich als een verdeelde belasting. Uit het ponscriterium blijkt dat de puntlast zich door de dikte van de wand ook spreidt. Hoe dikker de wand, hoe groter de meewerkende breedte is. De diameter, volgend uit het ponscriterium, wordt dan ook aangehouden als de breedte die meewerkt als de belasting nog niet volledig is gespreid. Na ruim 0,7 m is de belasting volledig gespreid.



figuur B.9.3: spreiding van de krachten

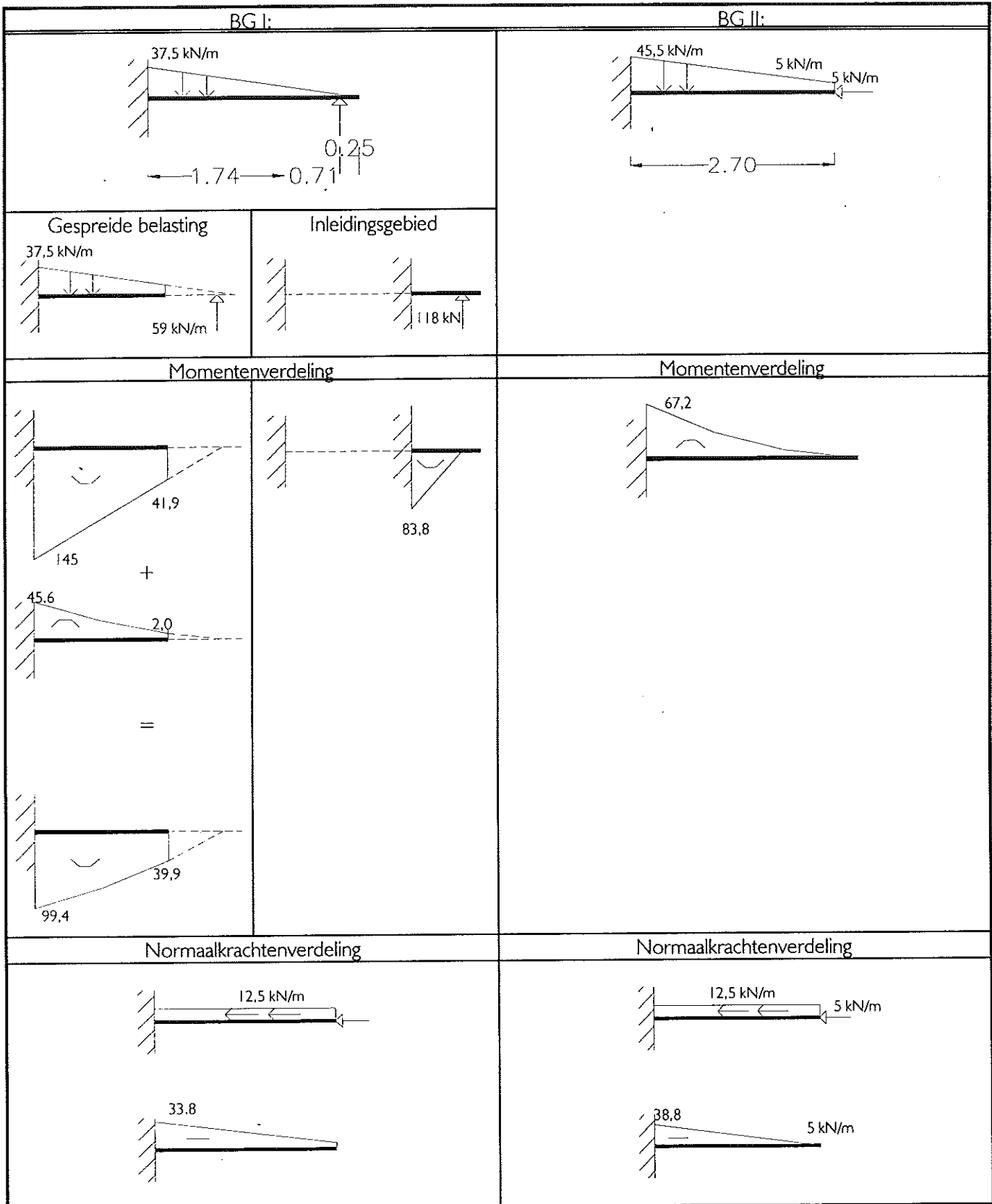
De wand wordt voor het bepalen van de momentwapening in twee delen gesplitst:

- Een balk van 580 mm breed met aan het eind een puntlast, voor het deel waar de belasting nog niet verdeeld is.
- Een wand, die per strekkende meter kan worden berekend met een verdeelde last uit de opleggingen.

De volgende aannamen worden gedaan:

- Het kleine moment tengevolge van de verdeelde belasting van de gronddruk wordt verwaarloosd.
- Voor de normaalkracht door eigen gewicht wordt over de volledige hoogte het droge gewicht genomen; daarboven komt geen extra belastingfactor.
- Omdat de belastinggevallen conservatief zijn wordt voor de gronddruk geen veiligheid aangenomen

De maatgevende belastingschema's, met bijbehorende momenten- en normaalkrachtenlijnen, zien er als volgt uit:



figuur B.9.4: momentenlijnen en normaalkrachtenlijnen

Inleidingsgebied

BG I levert de grootste momenten op in de doorsnede:

$$M_{\max} = 83,8 \text{ kNm}$$

$$N_{\max} = 12 \text{ kNm}$$

Uit het interactie-diagram voor op buiging en normaalkracht belaste constructiedelen (zie einde van deze bijlage) volgt:

$$m_d = \frac{M_d}{bh^2f'_b} = \frac{83,8 \cdot 10^6}{580 \cdot 450^2 \cdot 21} = 0,03$$

$$n_d = \frac{N_d}{bhf'_b} = \frac{12 \cdot 10^3}{580 \cdot 450 \cdot 21} = 0,002$$

Dit leidt tot hele kleine waarden voor de wapening.

$$\Psi = \omega \frac{f_s}{f_b} = 0,04$$

$$\omega = 0,04 \frac{21}{435} = 0,0019$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot h = 0,0019 \cdot 580 \cdot 450 = 496 \text{ mm}^2 / 580 \text{ mm} = 855 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Ø}16-200, A_{s,h} = 1005 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

of

$$\text{Ø}12-130, A_{s,h} = 870 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Er wordt symmetrisch gewapend!

Gespreide gebied

$$M_{\max} = 99 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\max} = 33,8 \text{ kNm/m}$$

$$m_d = \frac{M_d}{bh^2f'_b} = \frac{99 \cdot 10^6}{1000 \cdot 450^2 \cdot 21} = 0,023$$

$$n_d = \frac{N_d}{bhf'_b} = \frac{33,8 \cdot 10^3}{1000 \cdot 450 \cdot 21} = 0,0036$$

$$\Psi = \omega \frac{f_s}{f_b} = 0,03$$

$$\omega = 0,03 \frac{21}{435} = 0,0014$$

Dit is kleiner dan het minimum wapeningspercentage van 0,18%! Om brosse breuk te voorkomen moet dus over de gehele hoogte worden toegepast:

$$A_s = \omega * b * h = 0,18 * 10^{-2} * 1000 * 450 = 810 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Geschikte wapening zou kunnen zijn:

$$\text{Ø}16-200, A_{s,h} = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$$

of

$$\text{Ø}12-135, A_{s,h} = 838 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Voor het gemak wordt de benodigde wapening uit het inleidingsgebied doorgezet en wordt gekozen voor Ø12-130 over de gehele hoogte.

In lengterichting

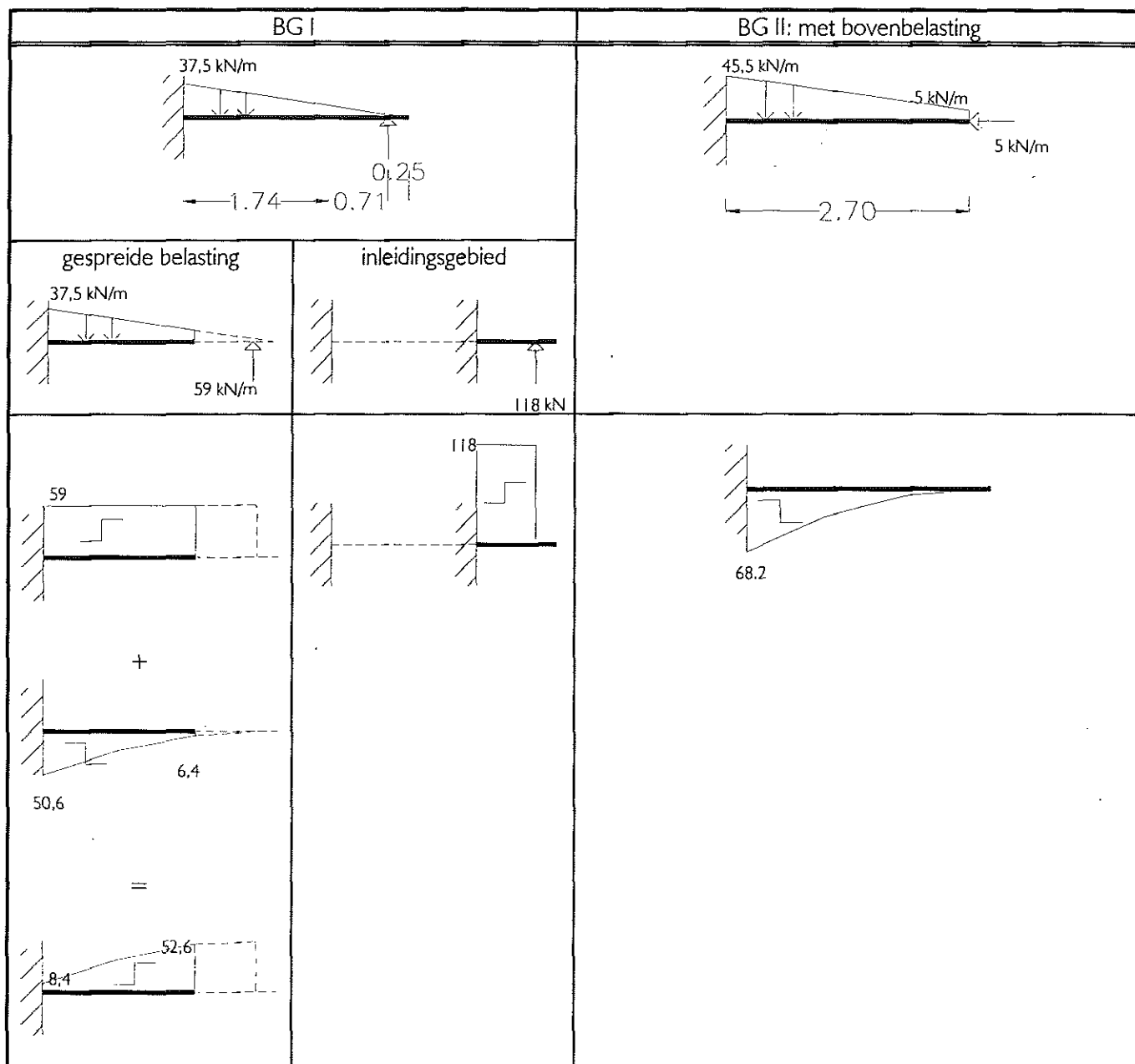
De optredende momenten in de lengterichting zijn lastiger te bepalen dan in de hoogterichting. Het valt buiten het bereik van deze studie om daar diep op in te gaan. Voldoende is te constateren dat de momenten in de lengterichting waarschijnlijk veel kleiner zullen zijn dan de momenten in hoogterichting. Minimale wapening ter voorkoming van brosse breuk is echter altijd noodzakelijk. Omdat in de hoogterichting al vrijwel de minimale wapening wordt toegepast, wordt in de lengterichting dezelfde wapening toegepast.

$$\text{Ø}12-130, A_{s,l} = 870 \text{ mm}^2/\text{m}$$

N.B.: De aanname bij de ponsberekening dat de minimumwapeningspercentages in beide richtingen wordt toegepast klopt redelijk

Dwarskrachtwapening

De dwarskrachten-verdeling, volgens de aangenomen belastingspreiding, ziet er als volgt uit:



figuur B.9.5: dwarskrachtenlijnen

BG I**Inleidingsgebied**

$$V_{\max} = 118 \text{ kN}$$

De optredende schuifspanning ten gevolge van deze dwarskracht is:

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{118 \cdot 10^3}{580 \cdot 450} = 0,45 \text{ N / mm}^2$$

De uiterste opneembare schuifspanning volgens de TGB gesteld op τ_1 is:

$$\tau_1 = 0,4f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{\omega_0} \geq 0,4f_b$$

$$\begin{aligned} f_b &= 0,5(1,05 + 0,05f_{ck}') = 1,4 \text{ N/mm}^2 \\ k_\lambda &= 1 \\ k_h &= 1,6 - h > 1,0 \quad (h \text{ in meters}) \\ \omega_0 &= \text{langswaapeningspercentage in \%} \end{aligned}$$

$$\tau_1 = 0,4 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \sqrt[3]{0,18} = 0,35 < 0,4 \cdot 1,4$$

$$\tau_1 = 0,56 \text{ N / mm}^2$$

Toets:

$$\tau_1 > \tau_d \quad \Rightarrow 0,56 > 0,45$$

Gespreide gebied

$$V_{\max} = 52,6 \text{ kN/m}$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{52,6 \cdot 10^3}{1000 \cdot 450} = 0,12 \text{ N / mm}^2$$

Toets:

$$\tau_1 > \tau_d \quad \Rightarrow 0,56 > 0,12$$

$$d_{\text{benodigd}} = 52,6 / 0,56 = 94 \text{ mm}$$

BG II

$$V_{\max} = 68,2 \text{ kN/m}$$

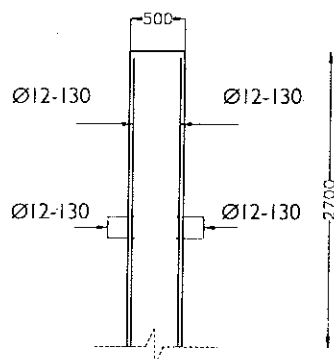
$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{68,2 \cdot 10^3}{1000 \cdot 450} = 0,15 \text{ N / mm}^2$$

Toets:

$$\tau_1 > \tau_d \quad \Rightarrow 0,56 > 0,15$$

$$d_{\text{benodigd}} = 68,2 / 0,56 = 122 \text{ mm}$$

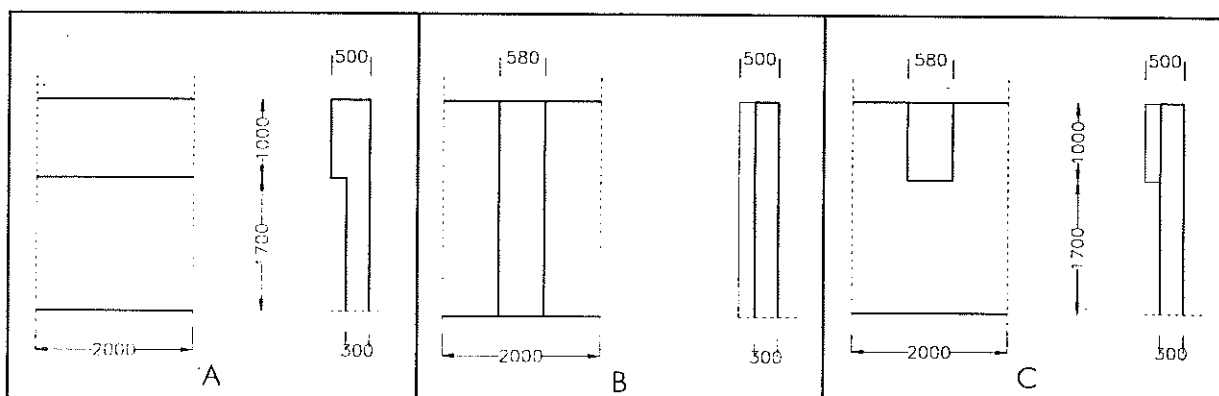
De wapening voor de wand aan de landzijde met gelijke dikte ziet er nu als volgt uit:



figuur B.9.6: wapening wand

Voor de dikte van de wand is de dwarskracht ter plaatse van de opleggingen maatgevend. Te zien is dat de benodigde wanddikte op andere plaatsen veel kleiner kan. Deze kleinere dikte wordt niet overal toegepast omdat dan een aanzienlijke hoeveelheid moeilijk aan te brengen dwarskrachtwapening nodig is. Alternatieve oplossingen zijn het verdikken van de wand op de plaatsen waar dit nodig is. Enkele van deze oplossingen zijn:

- Over de gehele lengte van het beton een verdikking aanbrengen over de hoogte van het inleidingsgebied
- Over de gehele hoogte van de wand, bij elke oplegging, de muur verdikken.
- Het beton heel plaatselijk verdikken, over de meewerkende breedte en de hoogte van het inleidingsgebied.

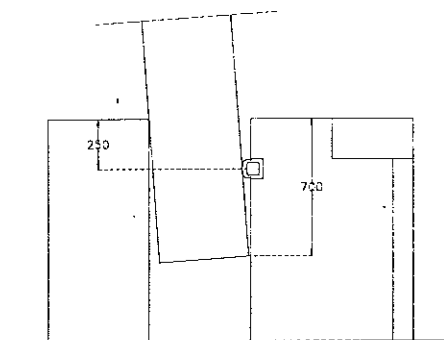
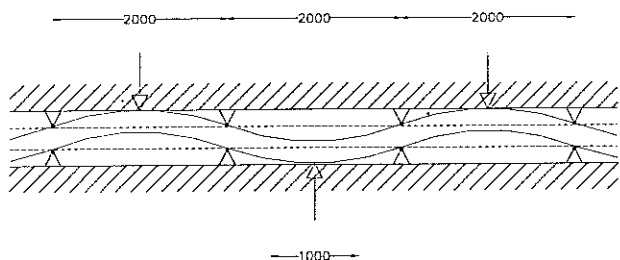


figuur B.9.7: oplossingen A, B en C

De laatste twee oplossingen gaan uit van een versmalling van de wanden tussen de opleggingen. Mocht de constructie nu zo vervormen dat er tussen de opleggingen een extra oplegging ontstaat, moet de wand ook deze krachten op kunnen nemen. Om de benodigde wanddikte op deze plaatsen te kunnen bepalen moeten eerst de krachten worden bepaald die op de constructie komen als zo'n extra oplegging ontstaat.

Extra oplegging

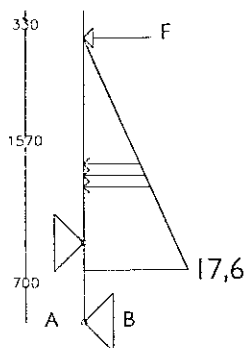
De maximale vervorming van de schuif is:



figuur B.9.8: vervormingen

Krachten op de schuif:

- waterkolom van 1 m breed
- geconcentreerde belasting van aandrijvend vuil.



figuur B.9.9: belastingschema

De oplegreacties worden dan:

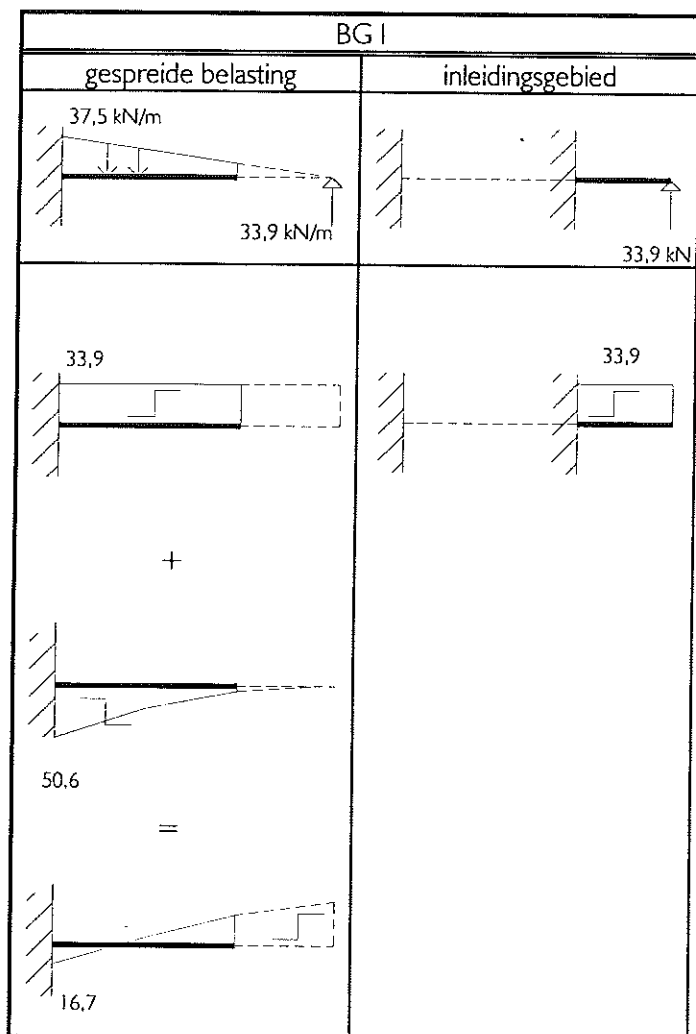
$$\Sigma TIB = (1/2 * 17,6 * 1,82) * (1/3 * 1,82 + 0,45) + 1,5 * 2 * (1,82 + 0,45) - R_A * 0,7 = 0$$

$$R_A = 33,9 \text{ kN}$$

$$R_B = 14,9 \text{ kN}$$

Dwarskracht

De dwarskrachten tengevolge van deze oplegreacties:



figuur B.9.10: dwarskrachten tengevolge van extra oplegreacties

De dwarskrachten blijven onder die van de Ausgangssituatie, zelfs onder de dwarskrachten van BG II. De schuifspanning wordt echter beïnvloed door de dikte van de wand.

De maximale schuifspanning in BG II was:

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{68,2 \cdot 10^3}{1000 \cdot d}$$

De minimale meewerkende breedte is gelijk aan de wanddikte. De maximale schuifspanning ten gevolge van een ongewilde oplegreactie in het inleidingsgebied tussen de oplettingen is:

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{33,9 \cdot 10^3}{d \cdot d}$$

Als deze twee spanningen aan elkaar gelijk gesteld worden volgt dat voor $d < 497$ mm het inleidingsgebied bij de extra opletting altijd maatgevend is!

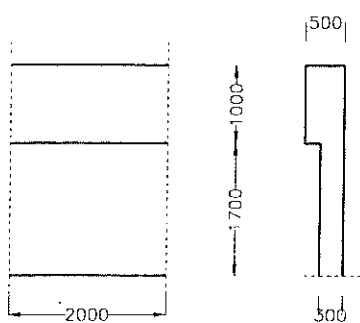
De benodigde dikte, waarbij geen dwarskrachtwapening hoeft te worden toegepast, bij de maximale dwarskracht door de extra oplegging is:

$$V_{\max} = 33,9 \text{ kN/m}$$

$$\tau_l = \frac{V_d}{bd} = \frac{V_d}{d^2}$$

$$d_{\text{benodigd}} = \sqrt{\frac{V_d}{\tau_l}} = \sqrt{\frac{33,9 \cdot 10^3}{0,56}} = 246 \text{ mm}$$

$$h_{\text{benodigd}} = 246 / 0,9 = 273 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{stel } h = 300 \text{ mm}$$

Alternatief A

figuur B.9.11: alternatief A

Dwarskrachtwapening

De verdikking wordt aangebracht over 1 m, ongeveer de hoogte van het inleidingsgebied. De verdikking is gelijk aan de benodigde dikte ter plaatse van de oplegpunten en is 500 mm.

Voor de wanddikte is de dwarskracht in het gespreide gebied maatgevend. Deze treedt op in BG II:

$$V_{\max} = 68,2 \text{ kN/m}$$

$$d_{\text{ben}} = 68,2 / 0,56 = 122 \text{ mm}$$

Het is niet verstandig de wand veel dunner te maken dan de verdikking, omdat dan extra krachten in de wand worden geïntroduceerd en de verbinding erg kwetsbaar wordt. De dikte van de wand wordt gesteld op 300 mm. De dwarskracht kan dan zonder wapening worden opgenomen.

Momentwapening

Het grootste moment treedt op onderin de wand in BG I en is gelijk aan het maatgevende moment voor de wand tussen de opleggingen:

$$M_{\max} = 99 \text{ kN/m}$$

$$N = 33,8 \text{ kN/m}$$

$$m_d = \frac{M_d}{bh^2f'_b} = \frac{99,4 \cdot 10^6}{1000 \cdot 270^2 \cdot 21} = 0,06$$

$$n_d = \frac{N_d}{bhf'_b} = \frac{33,8 \cdot 10^3}{1000 \cdot 270 \cdot 21} = 0,006$$

$$\Psi = \omega \frac{f_s}{f_b} = 0,08$$

$$\omega = 0,08 \frac{21}{435} = 0,0039$$

$$A_s = \omega b d = 0,0039 \cdot 1000 \cdot 270 = 1053 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Geschikte wapening is:

$$\begin{aligned} & \text{of} & \text{Ø16-190,} & A_s = 1058 \text{ mm}^2/\text{m} \\ & & \text{Ø12-105} & A_s = 1077 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Dit zou over de hoogte gereduceerd kunnen worden tot de minimale wapening na ongeveer 1,5 m, waar het moment is:

$$\begin{aligned} M &= 52 \text{ kNm/m} \\ N &= 15 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$m_d = \frac{M_d}{bh^2f_b} = \frac{52 \cdot 10^6}{1000 \cdot 270^2 \cdot 21} = 0,034$$

$$n_d = \frac{N_d}{bhf_b} = \frac{15 \cdot 10^3}{1000 \cdot 270 \cdot 21} = 0,003$$

$$\Psi = \omega \frac{f_s}{f_b} = 0,03$$

$$\omega = 0,03 \frac{21}{435} = 0,0014$$

$$A_s = \omega b d = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 270 = 486 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Ø12-200} \quad A_s = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Dit gebeurt echter niet omdat ter plaatse van de verdikking weer een hoger wapeningspercentage nodig is.

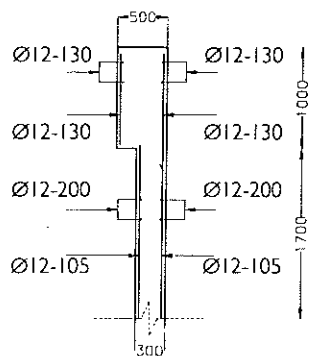
Het maximale moment ter plaatse van de verdikking bedraagt:

$$\begin{aligned} M_{max} &= 83,8 \text{ kNm} \\ N &= 12 \text{ kN} \end{aligned}$$

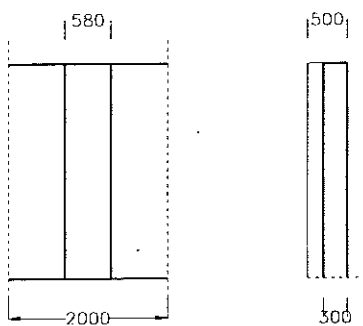
De wapening die hierbij toegepast kan worden is vrijwel gelijk aan de minimale wapening:

$$\begin{aligned} & \text{of} & \text{Ø16-200,} & A_{s,h} = 1005 \text{ mm}^2/\text{m} \\ & & \text{Ø12-135,} & A_{s,h} = 838 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

De wapening van alternatief A ziet er dan als volgt uit:



figuur B.9.12: wapening alternatief A

Alternatief B

figuur B.9.13: alternatief B

Aanname bij alternatief B is dat de verdikking zich niet als zijwanden gedragen waartussen de wand in de lengterichting is ingeklemd. De wand blijft zich als een geheel gedragen en de spreiding van de lasten verandert niet ten opzichte van de wand met een dikte

Dwarskrachtwapening

De dikte van de wand tussen de opleggingen wordt bepaald door de ongewilde oplegreacties. De benodigde dikte is 300 mm. (zie hiervoor).

Bij de verdikkingen is de wanddikte 500 mm.

Momentwapening

Voor de momentwapening is de maatgevende situatie BG I, onderin verdeelde gebied:

$$M_{\max} = 99,4 \text{ kN/m}$$

$$N = 33,8 \text{ kN/m}$$

Geschikte wapening hiervoor is:

$$\text{of } \quad \quad \quad \varnothing 16-190, \quad A_s = 1058 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\quad \quad \quad \varnothing 12-105 \quad A_s = 1077 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Dit kan over de hoogte gereduceerd worden tot de minimale wapening na 1,5 m.

Voor de benodigde momentwapening ter plaatse van de verdikking is het maximale moment in het inleidingsgebied maatgevend:

$$M_{\max} = 83,8 \text{ kNm}$$

$$N = 12 \text{ kN}$$

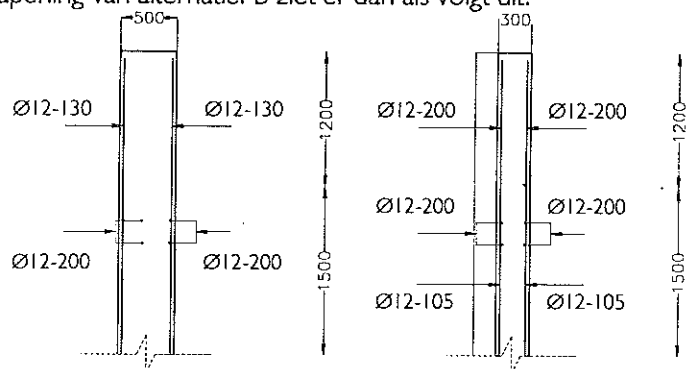
De wapening die hierbij toegepast kan worden is vrijwel gelijk aan de minimale wapening:

$$\varnothing 16-200, A_{s,h} = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$$

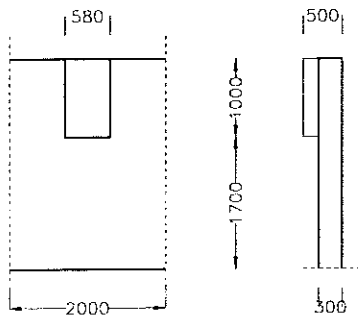
$$\text{of } \quad \quad \quad \varnothing 12-130, A_{s,h} = 870 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Dit laatste wordt over de gehele hoogte worden toegepast.

De wapening van alternatief B ziet er dan als volgt uit:



figuur B.9.14: wapening alternatief B

Alternatief C

figuur B.9.15: alternatief C

Dwarskrachtwapening

Voor de dikte van de wand zijn de ongewilde oplegreacties maatgevend. Dit leidt tot een wanddikte van 300 mm.

De dikte van de verdikkingen komt op 500 mm.

Momentwapening

Het grootste moment treedt op onderin de wand in BG I en is gelijk aan:

$$M_{\max} = 99 \text{ kN/m}$$

$$N = 33,8 \text{ kN/m}$$

Geschikte wapening zou kunnen zijn:

$$\text{Ø}16-190, A_{s,h} = 1058 \text{ mm}^2/\text{m}$$

of

$$\text{Ø}12-105, A_{s,h} = 1077 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Dit kan verminderd worden tot de minimale wapening na een afstand van 1,5 m.

De benodigde momentwapening ter plaatse van de verdikking wordt bepaald door het maximale moment in het inleidingsgebied in BG I:

$$M_{\max} = 83,8 \text{ kNm}$$

$$N = 12 \text{ kN}$$

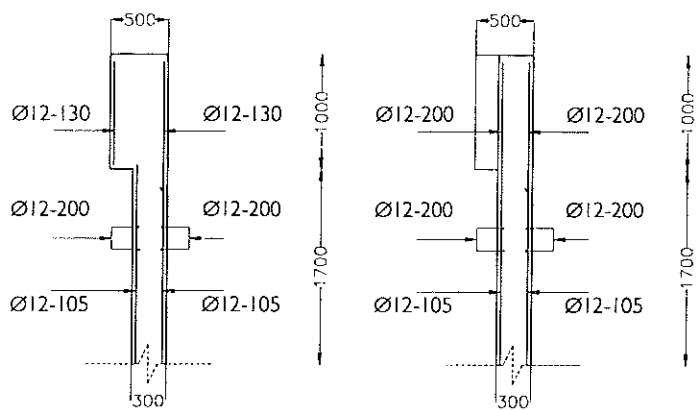
De wapening die hierbij toegepast kan worden is vrijwel gelijk aan de minimale wapening (zie hiervoor):

$$\text{Ø}16-200, A_{s,h} = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$$

of

$$\text{Ø}12-130, A_{s,h} = 870 \text{ mm}^2/\text{m}$$

De wapening van alternatief C ziet er dan als volgt uit:



figuur B.9.16:wapening alternatief C

Kostenvergelijking alternatieven achterste wand

Bij deze kostenvergelijking wordt alleen de wand in de beschouwing meegenomen.

Algemene kosten

Prijsopgaven gebaseerd op Vos, Jager: *Construction technology of concrete structures, lecture notes on special subjects*; TU Delft; januari 1996

- Personeelskosten: fl. 45,-/manuur
- Betonkosten:
wanden > 250 mm: fl. 110,-/m³ + 2 manuur
fl. 110,- + 2 x fl. 45,- = fl. 200,-/m³
- Wapening:
fl. 750,-/ton + 25 manuur
fl. 750,- + 25 x fl. 45,- = fl. 1875,-/ton = fl. 1,875/kg
- Bekisting:
houten bekisting met stalen frame:
verticale vlakke wand: fl. 175,-/m² + 0,8 manuur

leerfactor is 0,9

$$K = 1/n + \varphi \times \text{aantal manuur} \times \text{kosten/manuur}$$

De verticale schuifkering wordt ontworpen voor de locatie aan de Knolhaven. Het basisprincipe van de constructie zal op andere delen van het tracé niet veranderen. De kerende hoogte boven het maaiveld verandert echter wel over het tracé, door verschillen in maaiveldhoogte en waakhogte. Het is dus moeilijk vast te stellen wat de repetitie factor is voor de bekisting. Als alleen naar het deeltraject Knolhaven, van de Lange IJzeren brug tot aan de Roobrug, wordt gekeken, is de maaiveldhoogte redelijk constant en de waakhogte gelijk. De totale lengte van dit deeltraject is circa 200 meter. Bij een voorlopige sectielengte van 20 m is de repetitiefactor $n = 200/20 = 10$.

Het leereffect wordt op de volgende manier in rekening gebracht:

$$D_{2n} = \text{leerfactor} \times D_n$$

D_{2n} = manuur bij 2n stuks

D_n = manuur bij n stuks

$$n = 10 \quad {}^2\log 10 = 3,3$$

$$\varphi = \text{leerfactor}^{3,3} = 0,9^{3,3} = 0,71$$

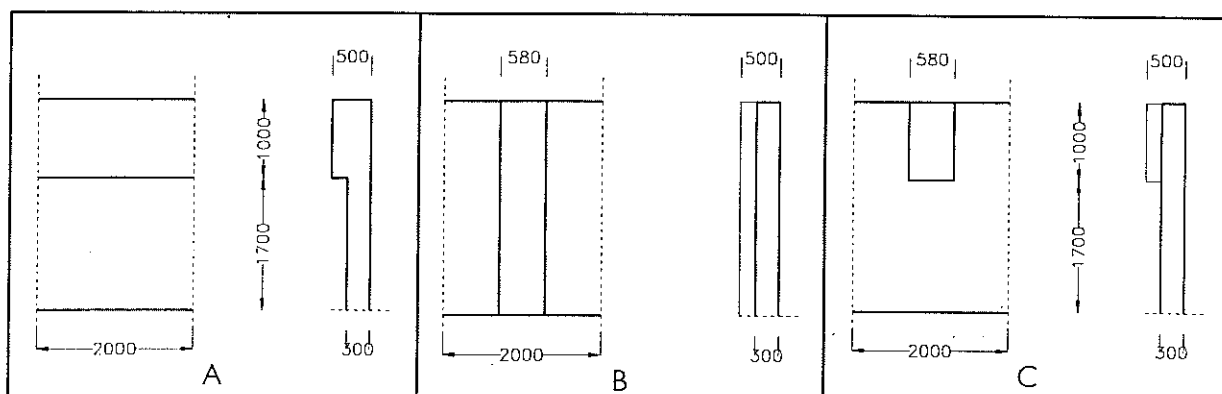
$$K = 175/10 + 0,71 \times 0,8 \times 45 = \text{fl. } 43,-/\text{m}^2$$

In het geval dat de bekisting niet parallel kan opschuiven naar de volgende sectie, maar eerst loodrecht over de lengte-as moet worden verschoven kost dit 0,4 manuur extra, met een leerfactor van 0,85

$$\varphi = 0,85^{3,3} = 0,58$$

$$K = 175/10 + (0,71 \times 0,8 + 0,58 \times 0,4)45 = \text{fl. } 54,-/\text{m}^2$$

Hoeveelheden



figuur B.9.17: verschillende alternatieven

Beton

Het aantal kubieke meter beton in de achterste wand van het schetsontwerp bedraagt per strekkende meter:

$$O: \quad B = 2,7 \times 0,5 = 1,35 \text{ m}^3/\text{m}$$

Van de alternatieve oplossingen:

$$A: \quad B = 2,7 \times 0,3 + 1 \times 0,2 = 1,01 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$B: \quad B = (2,7 \times 2 \times 0,3 + 2,7 \times 0,58 \times 0,2) / 2 = 0,97 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$C: \quad B = (2,7 \times 2 \times 0,3 + 1 \times 0,58 \times 0,2) / 2 = 0,87 \text{ m}^3/\text{m}$$

Wapening

Het aantal kg wapening per strekkende meter in de achterste wand bedraagt:

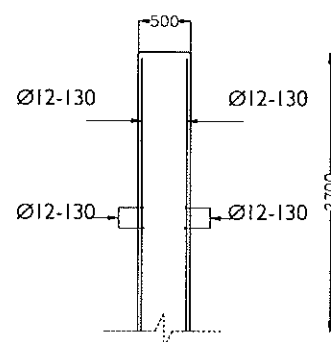
Het eigen gewicht van wapeningstaal is $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$.

$$O: \quad \begin{array}{l} \text{Het totale wapeningspercentage bedraagt:} \\ \text{wapening in hoogterichting:} \quad 2 \times 0,19 \% \\ \text{wapening in lengterichting} \quad 2 \times 0,19 \% \\ \omega = 0,79 \% \end{array}$$

Het aantal kg per strekkende meter beton is:

$$S = \omega \times B \times \gamma$$

$$S = 0,79 \times 1,35 \times 78,5 = 81 \text{ kg/m}$$

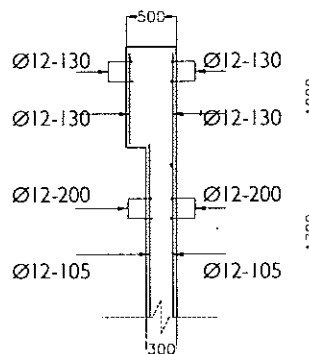


A: wand:
 hoogterichting: $2 \times 0,39 \%$
 lengterichting: $2 \times 0,18 \%$
 $1,14 \%$

verdikking:
 hoogterichting: $2 \times 0,19 \%$
 lengterichting: $2 \times 0,19 \%$
 $0,76 \%$

$$\omega = \frac{1,14 \times 0,51 + 0,76 \times 0,50}{1,01} = 0,94\% / m$$

$$S = 0,94 \times 1,01 \times 78,5 = 74 \text{ kg/m}$$



B: wand: boven $4 \times 0,18 = 0,72 \%$

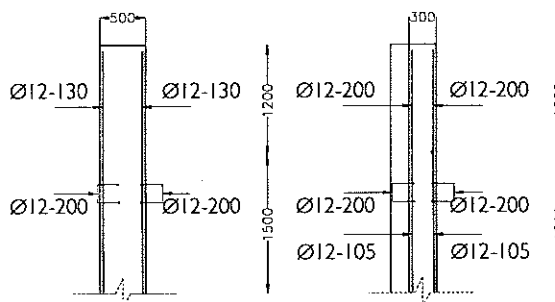
onder $2 \times 0,18 = 0,36 \%$
 $2 \times 0,39 = 0,78 \%$
 $= 1,14 \%$

verdikking: $2 \times 0,19 = 0,38 \%$
 $2 \times 0,13 = 0,26 \%$
 $= 0,64 \%$

$$\omega = \frac{0,72 \times 0,43 + 1,14 \times 0,72 + 0,64 \times 0,785}{1,93}$$

$$\omega = 0,85\% / m$$

$$S = 0,85 \times 0,97 \times 78,5 = 65 \text{ kg/m}$$



C: wand: $4 \times 0,18 = 0,72 \%$

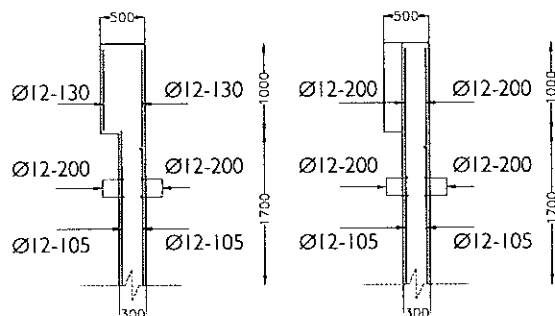
$2 \times 0,18 = 0,36 \%$
 $2 \times 0,39 = 0,78 \%$
 $= 1,14 \%$

verdikking: $4 \times 0,19 = 0,76 \%$

$$\omega = \frac{0,76 \times 0,55 + 1,14 \times 0,9 + 0,76 \times 0,29}{1,74}$$

$$\omega = 0,96\% / m$$

$$S = 0,96 \times 0,87 \times 78,5 = 66 \text{ kg/m}$$



Bekisting

Het aantal vierkante meter bekisting voor de achterste wand van het schetsontwerp bedraagt per strekkende meter:

$$0: \quad 2 \times 2,7 \quad = 5,4 \text{ m}^2/\text{m}$$

Van de alternatieve oplossingen:

$$A: \quad 2 \times 2,7 + 0,2 \quad = 5,6 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$B: \quad (2 \times 2 \times 2,7 + 2 \times 2,7 \times 0,2)/2 \quad = 5,9 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$C: \quad (2 \times 2 \times 2,7 + 2 \times 1 \times 0,2 + 0,58 \times 0,2)/2 \quad = 5,7 \text{ m}^2/\text{m}$$

Kosten:

0:	beton:	$1,35 \times \text{fl. } 200,-$	$= \text{fl. } 270,-$
	wapening:	$81 \times \text{fl. } 1,875,-$	$= \text{fl. } 152,-$
	bekisting:	$5,4 \times \text{fl. } 43,-$	$= \text{fl. } 232,-$
			$= \text{fl. } 654,-/\text{m}$

A:	beton:	$1,01 \times \text{fl. } 200,-$	$= \text{fl. } 202,-$
	wapening:	$74 \times \text{fl. } 1,875,-$	$= \text{fl. } 138,-$
	bekisting:	$5,6 \times \text{fl. } 43,-$	$= \text{fl. } 241,-$
			$= \text{fl. } 581,-/\text{m}$

B:	beton:	$0,97 \times \text{fl. } 200,-$	$= \text{fl. } 194,-$
	wapening:	$65 \times \text{fl. } 1,875,-$	$= \text{fl. } 122,-$
	bekisting:	$2,7 \times \text{fl. } 43,-$	$= \text{fl. } 116,-$
		$3,2 \times \text{fl. } 54,-$	$= \text{fl. } 173,-$
			$= \text{fl. } 605,-/\text{m}$

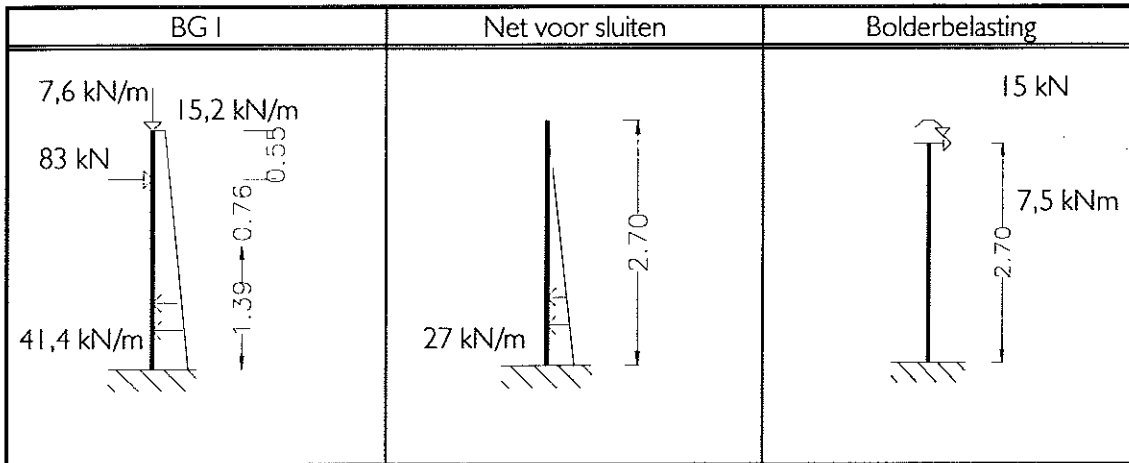
C:	beton:	$0,87 \times \text{fl. } 200,-$	$= \text{fl. } 174,-$
	wapening:	$66 \times \text{fl. } 1,875,-$	$= \text{fl. } 124,-$
	bekisting:	$2,7 \times \text{fl. } 43,-$	$= \text{fl. } 116,-$
		$3,0 \times \text{fl. } 54,-$	$= \text{fl. } 162,-$
			$= \text{fl. } 576,-/\text{m}$

Conclusie

Alle alternatieven zijn goedkoper dan het 0-alternatief. A en C zijn de goedkoopste oplossingen. Het verschil in kosten tussen alternatief A en C is zeer gering. Om het eigen gewicht van de constructie niet al te veel te verminderen wordt voor A gekozen.

Wand havenzijde

De maatgevende belastingschema's voor de voorste wand zijn de kerende situatie, BG I, de situatie net voor het sluiten van de kering, waarbij de waterdruk tot aan het maaiveld staat, en een maximale kracht op de bolder bij een extreem lage waterstand.



figuur B.9.18: maatgevende belastinggevallen voor de wand aan havenzijde

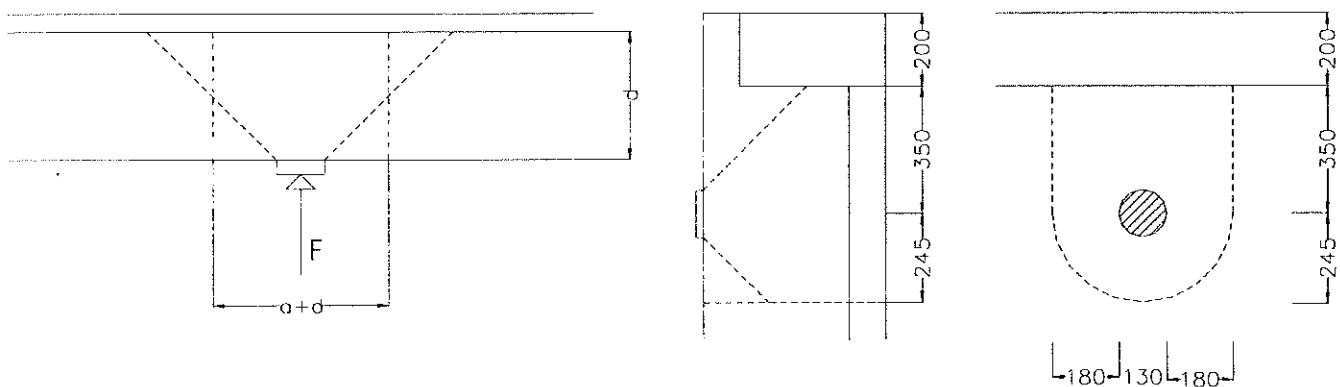
Pons

De geconcentreerde kracht grijpt aan op een oppervlak van 100x100 mm. Voor de ponsberekening moet dit vervangen worden door een cirkelvormig oppervlak met dezelfde omtrek:

$$4 \cdot 100 = \pi a$$

$$a = 127 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm}$$

De referentie-omtrek waarover de kracht zich verdeelt wordt beperkt door de afstand tot de rand, in dit geval de natuurstenen rand, en is gelijk aan:



figuur B.9.19: referentie omtrek ponscriterium

$$u = 1/2 \cdot \pi (a + 2 \cdot 0,5 \cdot d) + 2 \cdot x$$

$$d = \text{nuttige hoogte} \approx 0,9 \cdot h$$

$$d = 0,9 \cdot 400 = 360 \text{ mm}$$

$$u = 1/2 \cdot \pi (130 + 360) + 2 \cdot 350 = 1470 \text{ mm}$$

De optredende schuifspanning wordt dan:

$$\tau_d = \frac{F}{ud} = \frac{83 \cdot 10^3}{1470 \cdot 360} = 0,16 \text{ N / mm}^2$$

Deze waarde mag niet groter zijn dan de grenswaarde τ_l , waarvoor geldt:

$$\tau_l = 0,8 f_b k_d \sqrt[3]{\omega_0} \geq 0,8 f_b$$

$$k_d = 1,5 - 0,6d > 1 \quad (d \text{ in meter})$$

$$\omega = \sqrt{\omega_x \omega_y} < 2$$

Uitgerwerkt voor de voorste wand levert dit:

$$k_d = 1,5 - 0,6 \cdot 0,36 = 1,28$$

voor ω_x en ω_y wordt voorlopig ω_0 aangehouden

voor B35 is het minimum wapeningspercentage bij B35, $\omega_0 = 0,18 \%$

$$\omega = \sqrt{0,18 \cdot 0,18} = 0,18$$

$$f_b = 1,40 \quad (\text{B35})$$

$$\tau_l = 0,8 \cdot 1,4 \cdot 1,28 \cdot \sqrt[3]{0,18} = 0,81 \leq 0,8 \cdot 1,4$$

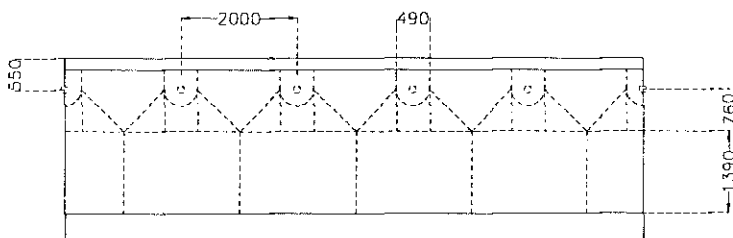
$$\tau_l = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ N / mm}^2$$

Toets:

$$\tau_l > \tau_d \quad \Rightarrow 1,12 > 0,16, \text{ voldoet aan ponscriterium!}$$

Momentwapening

In hoogterichting



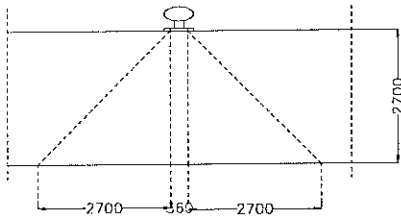
figuur B.9.20: spreiding van de krachten

De wand wordt voor het bepalen van de momentwapening in twee delen worden gesplitst:

- Een balk van 490 mm breed met aan het eind een puntlast, voor het deel waar de belasting nog niet verdeeld is.
- Een wand, die per strekkende meter kan worden berekend met een verdeelde last uit de opleggingen.

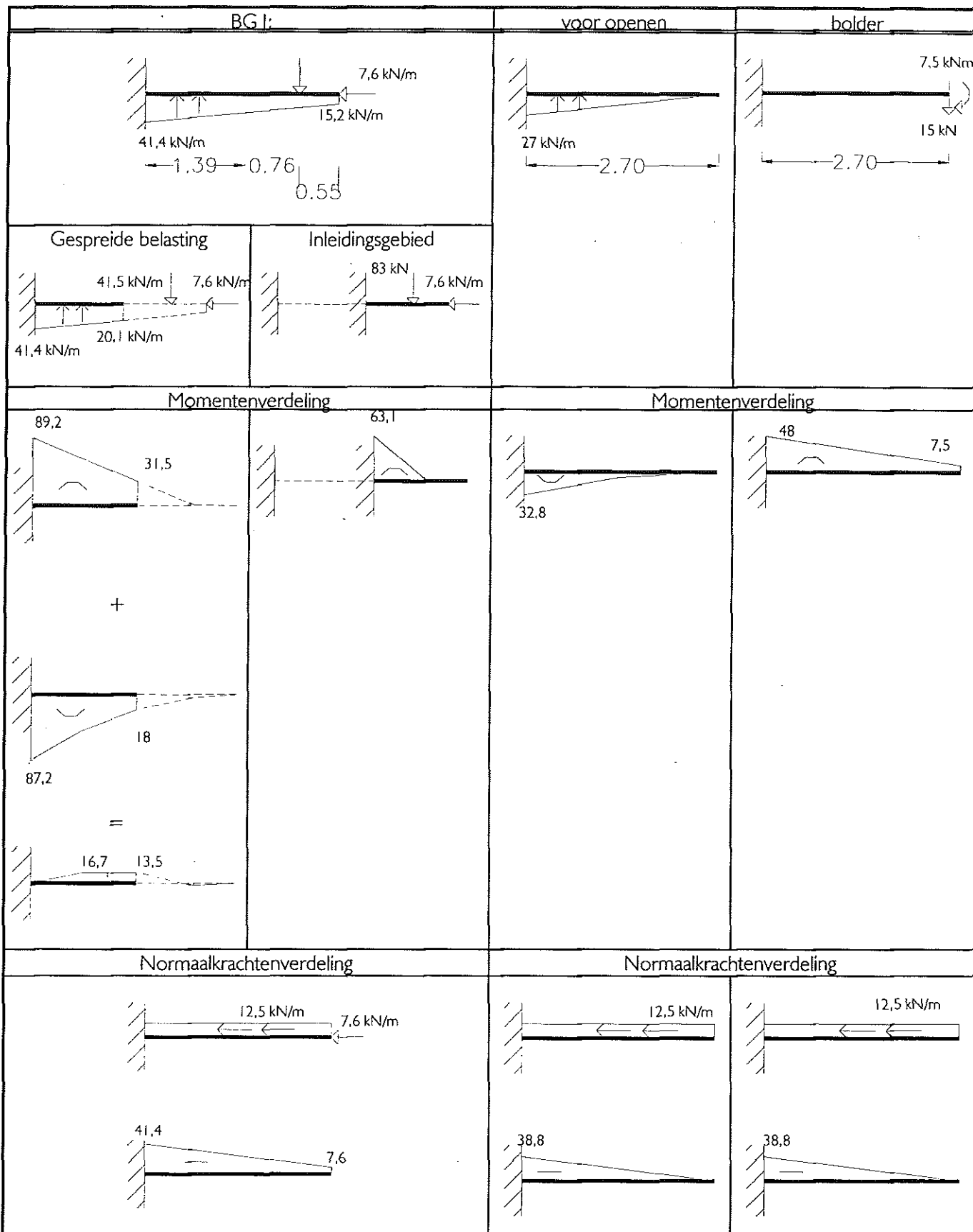
Voor de belastingen worden de volgende aannamen gedaan:

- De waterdruk aan de kade kant van de wand wordt verwaarloosd
- Voor de normaalkracht door eigen gewicht wordt over de volledige hoogte het droge beton gewicht genomen; hierop wordt geen extra veiligheid toegepast
- Bij de maximale bolderbelasting staat geen water voor de kade; op de bolderbelasting wordt een veiligheidsfactor toegepast van 1,5
- De bolderbelasting spreidt zich onder een hoek van 45° . De minimale meewerkende breedte is de effectieve dikte d . De basis van de bolder zal ongeveer gelijk zijn aan deze dikte. De spreiding van de bolderbelasting ziet er dan als volgt uit:



figuur B.9.21: spreiding bolderbelasting

De bijbehorende momenten- en normaalkrachtenlijnen, zien er als volgt uit:



figuur B.9.22: momentenlijnen en normaalkrachtenlijnen

BG I

BG I levert de grootste momenten op in de doorsnede.

Inleidingsgebied

$$M_{\max} = 63,1 \text{ kNm}$$

$$N_{\max} = 24 \text{ kNm}$$

Uit het interactie-diagram voor op buiging en normaalkracht belaste constructiedelen volgt:

$$m_d = \frac{M_d}{bh^2f_b} = \frac{63,1 \cdot 10^6}{490 \cdot 360^2 \cdot 21} = 0,05$$

$$n_d = \frac{N_d}{bhf_b} = \frac{24 \cdot 10^3}{490 \cdot 360 \cdot 21} = 0,007$$

Dit leidt tot kleine waarden voor de wapening.

$$\dot{\Psi} = \omega \frac{f_s}{f_b} = 0,05$$

$$\omega = 0,05 \frac{21}{435} = 0,0024$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot h = 0,24 \cdot 10^{-2} \cdot 490 \cdot 360 = 423 \text{ mm}^2 / 490 \text{ mm} = 863 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Geschikte wapening is:

$$\text{Ø}16-200, A_{s,x} = 1005 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

of

$$\text{Ø}12-130, A_{s,x} = 870 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Er wordt symmetrisch gewapend.

Gespreide gebied

Voor het gebied waar de puntlast zodanig is gespreid dat het als een verdeelde belasting kan worden gezien zijn de momenten in BG I heel klein, omdat het water nu voldoende tegendruk levert tegen de oplegreacties uit de schuif.

Het moment dat de maximale trek levert aan de waterkant van de wand ontstaat net voor sluiten, als het water tot aan het kadeniveau staat:

Voor openen

$$M_{\max} = 32,8 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\max} = 38,8 \text{ kN/m}$$

$$m_d = \frac{M_d}{bh^2f_b} = \frac{32,8 \cdot 10^6}{1000 \cdot 360^2 \cdot 21} = 0,0$$

$$\eta_d = \frac{N_d}{bh f_b} = \frac{38,8 \cdot 10^3}{1000 \cdot 360 \cdot 21} = 0,005$$

$$\Psi = \omega \frac{f_s}{f_b} = 0,01$$

$$\omega = 0,01 \frac{21}{435} = 0,0005$$

De minimale wapening moet dus worden toegepast:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot h = 0,18 \cdot 10^{-2} \cdot 1000 \cdot 360 = 648 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Geschikte wapening is:

$$\text{Ø}16-250, A_{s,x} = 804 \text{ mm}^2/\text{m}$$

of

$$\text{Ø}12-170, A_{s,x} = 648 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Bolder

Het moment tengevolge van de bolderkracht is onderin de wand gespreid over 5,76 m.

$$M_{\max} = 48/5,76 = 8,3 \text{ kNm/m}$$

$$N = 38,8 \text{ kNm/m}$$

Dit leidt tot de minimale wapening. Zie hierboven.

In lengterichting

Ook hier is aangenomen dat de benodigde wapening in de lengterichting gelijk is aan de minimale wapening:

$$\text{Ø}16-250, A_{s,y} = 804 \text{ mm}^2/\text{m}$$

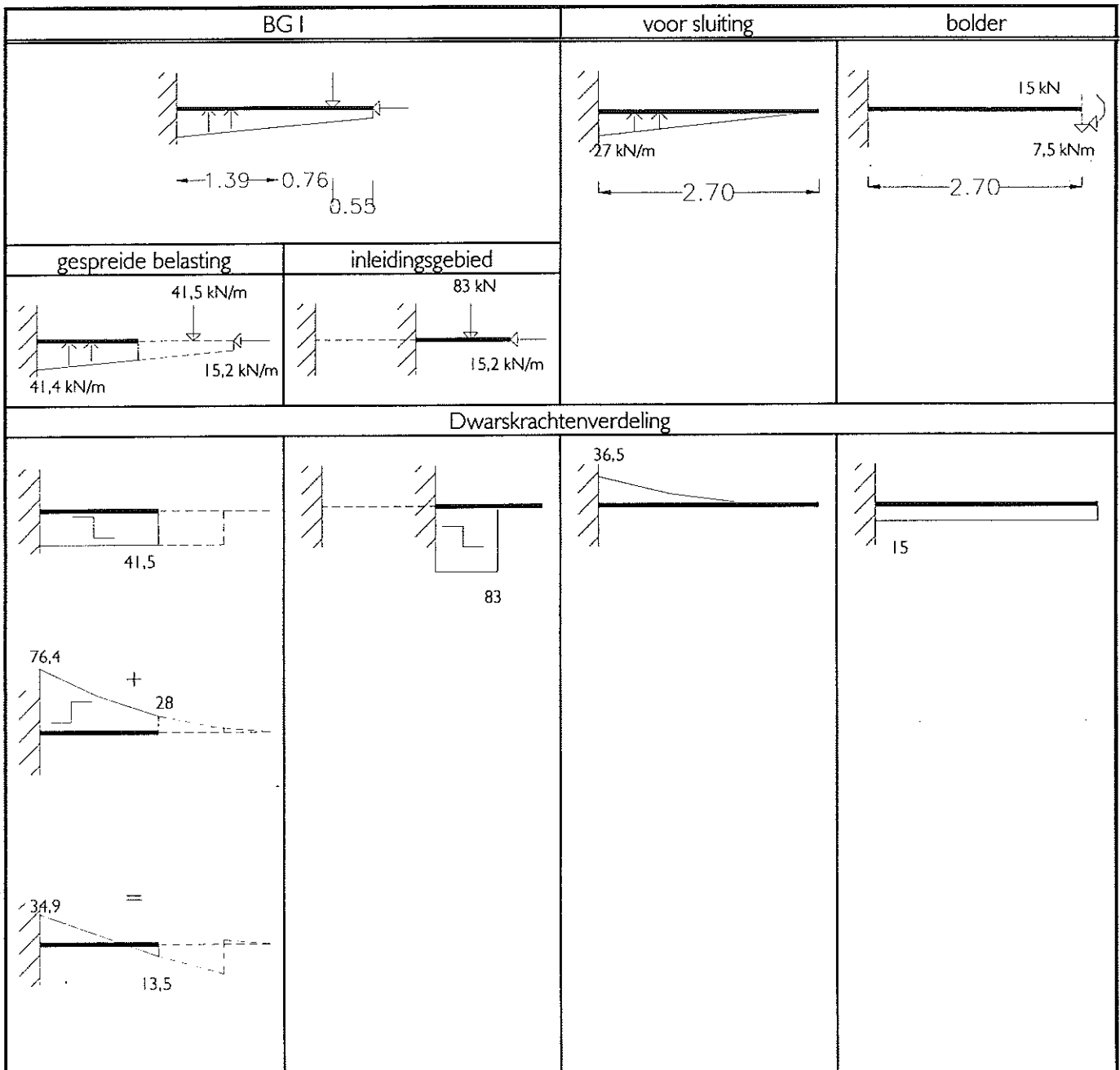
of

$$\text{Ø}12-170, A_{s,x} = 648 \text{ mm}^2/\text{m}$$

De aanname bij de ponsberekening dat de minimumwapeningspercentages in beide richtingen wordt toegepast klopt redelijk!

Dwarskrachtwapening

De dwarskrachten-verdeling, volgens de aangenomen belastingspreiding, ziet er als volgt uit:



figuur B.9.23: dwarskrachtenlijnen

Inleidingsgebied

De dwarskracht in BG I is maatgevend en is gelijk aan de geconcentreerde oplegreactie:

$$V_{\max} = 83 \text{ kN}$$

De optredende schuifspanning ten gevolge van deze dwarskracht is:

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{83 \cdot 10^3}{490 \cdot 360} = 0,47 \text{ N / mm}^2$$

De uiterste opneembare schuifspanning volgens de TGB gesteld op τ_1 is:

$$\tau_1 = 0,4 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{\omega_0} \geq 0,4 f_b$$

$$f_b = 0,5(1,05 + 0,05 f_{ck}) = 1,4 \text{ N/mm}^2$$

$$k_\lambda = 1$$

$$k_h = 1,6 - h > 1,0 \quad (h \text{ in meters})$$

$$\omega_0 = \text{langswaperingspercentage in \%}$$

$$\tau_1 = 0,4 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot \sqrt[3]{0,18} = 0,38 < 0,4 \cdot 1,4$$

$$\tau_1 = 0,56 \text{ N / mm}^2$$

Toets:

$$\tau_1 > \tau_d \quad \Rightarrow 0,56 > 0,47$$

Gespreide gebied

$$V_{\max} = 34,9 \text{ kN/m}$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{34,9 \cdot 10^3}{1000 \cdot 360} = 0,10 \text{ N / mm}^2$$

Toets:

$$\tau_1 > \tau_d \quad \Rightarrow 0,56 > 0,10$$

$$d_{\text{benodigd}} = 34,9 / 0,56 = 62 \text{ mm}$$

Net voor sluiten

$$V_{\max} = 36,5 \text{ kN/m}$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{36,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 360} = 0,10 \text{ N / mm}^2$$

Toets:

$$\tau_l > \tau_d \quad \Rightarrow 0,56 > 0,10$$

$$d_{\text{benodigd}} = 36,5 / 0,56 = 65 \text{ mm}$$

Bolderbelasting

$$V_{\text{max}} = 15 \text{ kN/m}$$

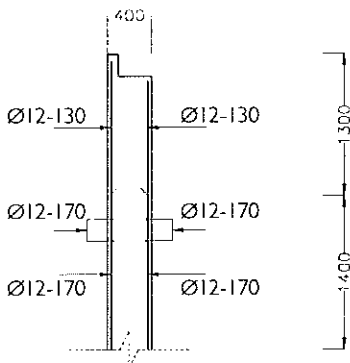
$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{15 \cdot 10^3}{360 \cdot 360} = 0,12 \text{ N / mm}^2$$

Toets:

$$\tau_l > \tau_d \quad \Rightarrow 0,56 > 0,12$$

$$d_{\text{ben}} = \sqrt{\frac{15 \cdot 10^3}{0,56}} = 164 \text{ mm}$$

De wapening van de wand met gelijke dikte ziet er als volgt uit:

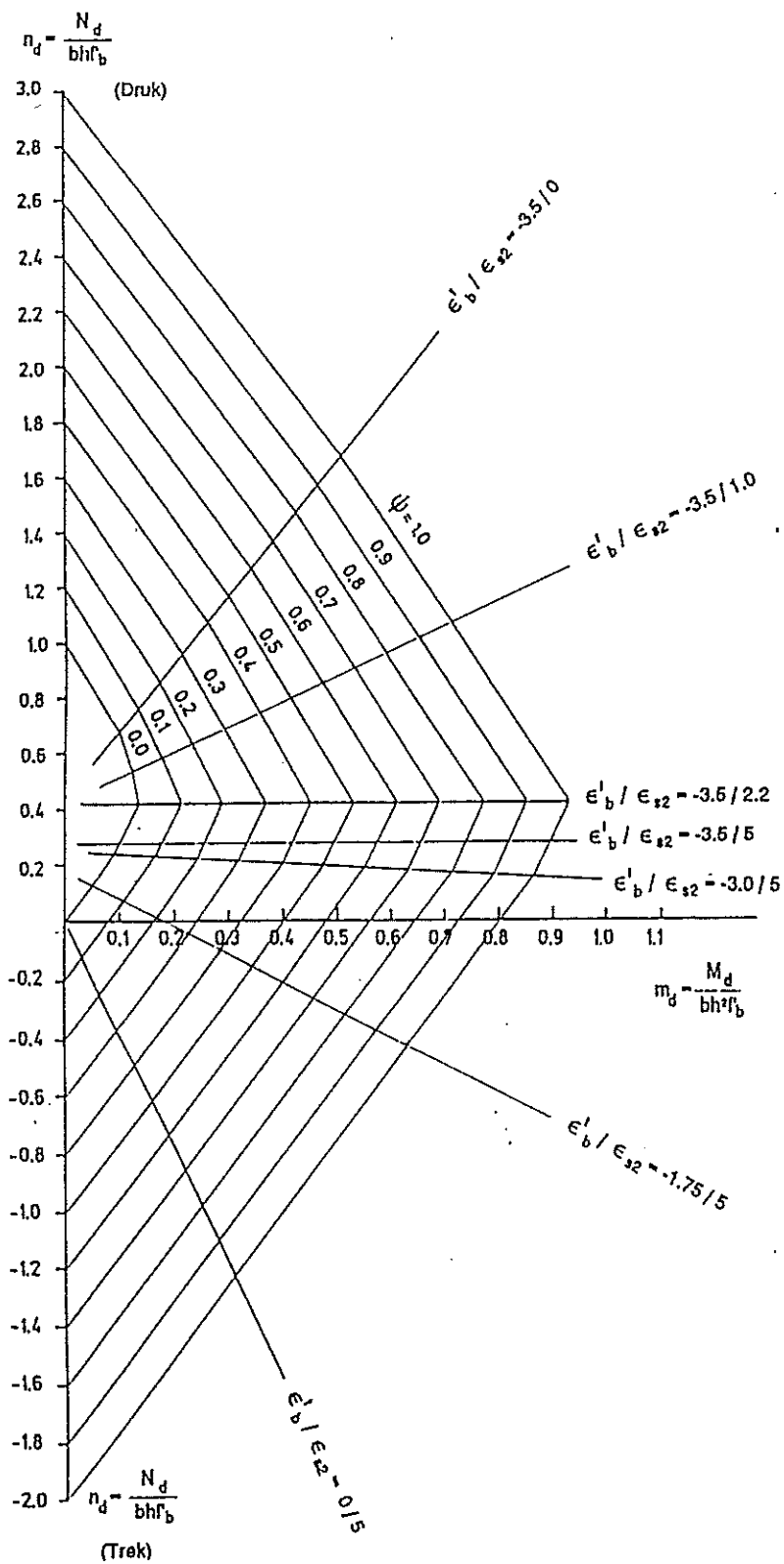


figuur B.9.24: wapening voorste wand

Ook hier kan de wand op sommige plaatsen veel dunner worden uitgevoerd. Om het oorspronkelijke uiterlijk van de kademuur te kunnen behouden, moet er echter voldoende ruimte blijven om de natuurstenen rand op te leggen en de bolders te plaatsen. Aan de havenzijde van de wand is een vlakke afwerking van de wand gewenst om de voorkant van de oude kademuur tegen de constructie aan te metselen. In hoofdstuk 9 is behandeld waarom de waterafdichting bij voorkeur aan de havenzijde van de funderingsbak plaats moet vinden.

Voor de waterafdichting is ook een vlakke wand nodig. Van de alternatieven voor de wand aan de landzijde is alleen alternatief A geschikt. Dit heeft echter vergaande consequenties voor de uitvoering. De voorste wand moet geheel ontlast zijn voordat aan de achterste wand begonnen kan worden. De bekisting moet namelijk eerst loodrecht op de wand verplaatst worden voordat hij kan worden verwijderd. Bij gelijktijdig storten en ontlasten van de twee wanden is hier geen ruimte voor beschikbaar. Het na elkaar storten van de wanden levert vertraging van de cyclustijd, wat leidt tot een verhoging van de kosten. Voor een juiste afweging zou ook hier dieper op de kosten- en uitvoeringsaspecten en moet met name gekeken worden naar de invloed van repeterende bekistingselementen. In het kader van deze studie is een dergelijke analyse niet mogelijk en wordt voor de voorste wand uitgegaan van gelijke dikte.

Interaktie-diagram



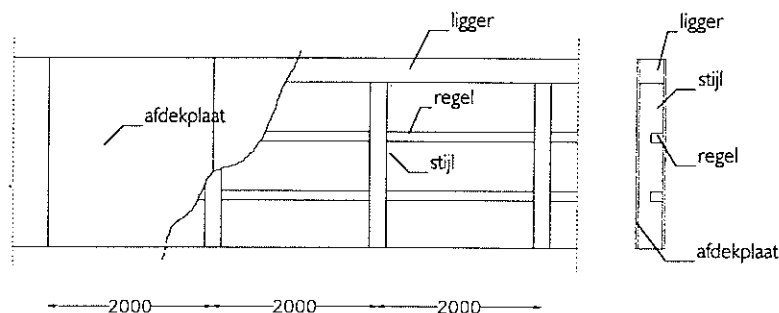
Bijlage B.10: Schuif

Staalsoort waarmee de schuif wordt vervaardigd:

$$FeE235 = Fe 360$$

$$f_{y,rep} = 235 \text{ N/mm}^2$$

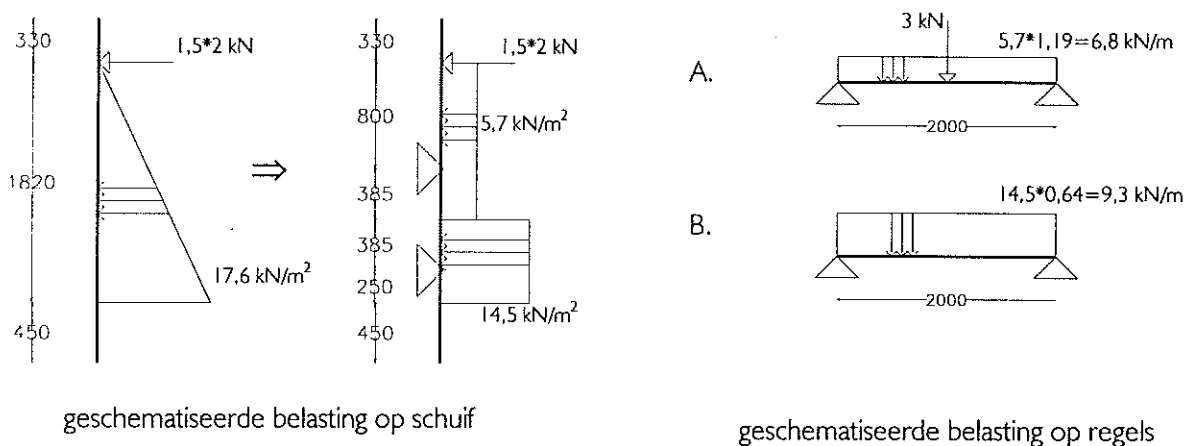
De lengte van de schuif is in eerste instantie 20 m. De vijzels zijn bevestigd aan een, aan de bovenzijde van de schuif aanwezige, doorgaande balk, waaraan de rest van de schuif hangt. Ter plaatse van de opleggingen die de krachten naar de betonbak over moeten brengen zijn verticale stijlen aangebracht. De schuif wordt aan de waterzijde versterkt door horizontale regels. Aan beide kanten van de schuif komt een dekplaat.



figuur B.10.1: schema opbouw schuif

Regels

De regels worden zo geplaatst dat de momenten in de beide regels ongeveer van gelijke waarde zijn. De ligging van de regels en de bijbehorende belastingen in het maatgevende belastinggeval BG I, zijn:

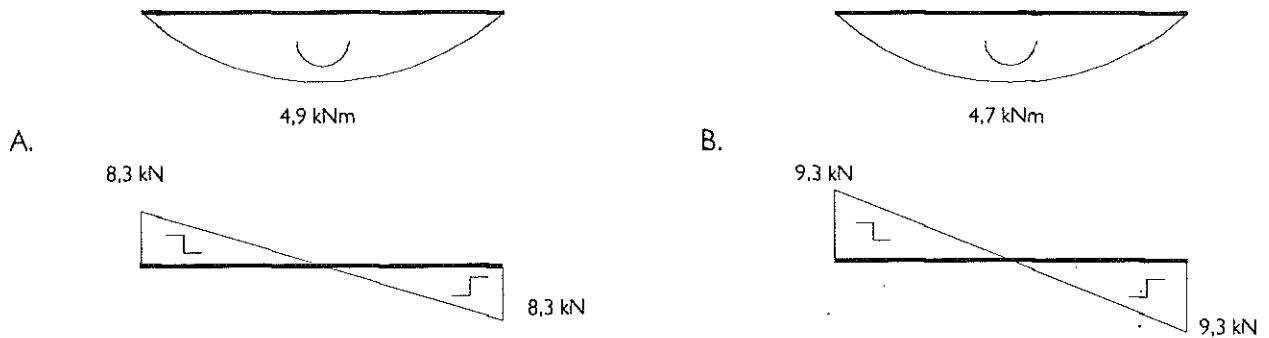


geschematiseerde belasting op schuif

geschematiseerde belasting op regels

figuur B.10.2: belastingschema regels

De momenten en dwarskrachten tengevolge hiervan zijn:



figuur B.10.3: momenten- en dwarskrachtenlijn

$$M_{\max} = 4,9 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{benodigd}} = \frac{4,9 \cdot 10^6}{235} \geq 20,9 \cdot 10^3$$

tabel B.10.1: geschikte profielen

	Gewicht (kN/m)	A (mm ²)	A _{liff} (mm ²)	I _{zz} (*10 ⁴ mm ⁴)	W _z (*10 ³ mm ³)
UNP 180x70	0,220	2800	1120	114	22,4
IPE 100	0,081	1030	410	171	34,2

Gekozen wordt voor de IPE 100

Dwarskrachtcontrole

$$V_{\max} = 9,3 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V}{A_{\text{liff}}} = \frac{V}{dh}$$

$$\tau_{\text{toel.}} = \frac{f_{y,\text{rep}}}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 136 \text{ N / mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A_{\text{liff}}} = \frac{V}{dh} = \frac{9,3 \cdot 10^3}{4,1 \cdot 100} = 22,7 \text{ N / mm}^2$$

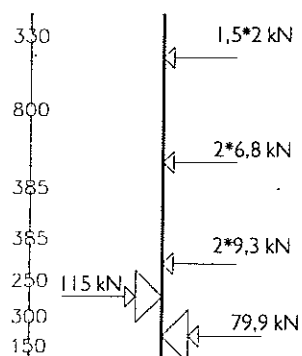
toets:

$$\tau_d < \tau_{\text{toel.}}$$

$$24 < 136, \quad \text{dus voldoet}$$

Stijlen

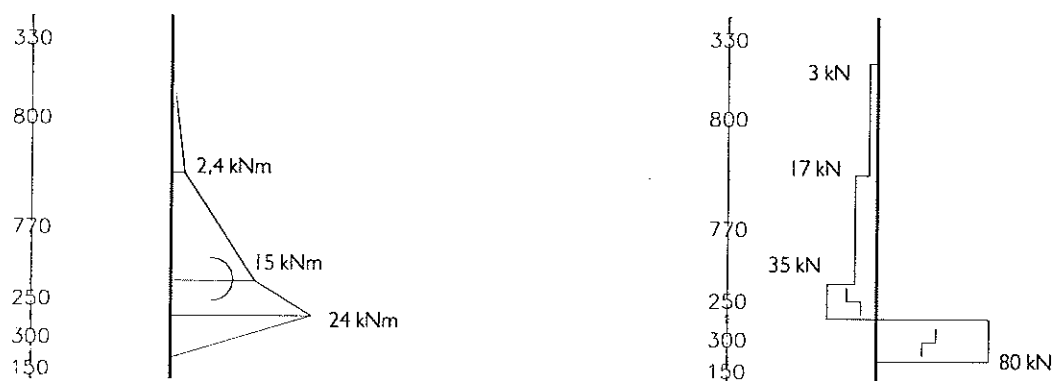
Krachten op de stijlen van de schuif in het maatgevende belastingsgeval, BG I, zijn:



figuur B.10.4: belastingschema schuif

N.B.: Merk op dat de oplegreacties in de oplegpunten door afrondingen iets verschillen met die in bijlage B.3. Daar werd uitgegaan van de situatie dat een plaat de waterdruk verdeeld op de stijlen overbracht. Nu wordt ervan uitgegaan dat de waterdruk geheel via de regels op de stijlen wordt overgedragen door puntlasten. Omdat de regels en de stijlen in hetzelfde vlak liggen en de dekplaat op beide rust, zal de werkelijke krachtenverdeling ergens hier tussenin liggen.

De momenten en dwarskrachten tengevolge hiervan:



figuur B.10.5: momenten- en dwarskrachtenlijn

$$M_{\max} = 24 \text{ kNm}$$

$$f = \frac{M}{W}$$

$$f_{y, \text{rep}} = 235 \text{ N / mm}^2$$

Normaalkracht door eigen gewicht wordt verwaarloosd.

$$W_{\text{benodigd}} \geq \frac{24 \cdot 10^6}{235} = 102 \cdot 10^3$$

tabel B.10.2: geschikte profielen

	Gewicht (kN/m)	A (mm ²)	A _{vir} (mm ²)	I _{zz} (*10 ⁴ mm ⁴)	W _z (*10 ³ mm ³)
HE 120B	0,267	3400	780	606	144
IPE 180	0,188	2390	954	1317	146

De stijlen bepalen samen met de ligger de dikte van de schuif. Om de schuif vlak af te werken met een afdekplaat is het verstandig de hoogten van deze twee elementen aan elkaar aan te passen. Voorlopig wordt verder gerekend met het IPE-profiel.

Dwarskrachtcontrole

$$V_{\max} = 80 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V}{A_{\text{vir}}} = \frac{V}{dh}$$

$$\tau_{\text{toel.}} = \frac{f_{y,\text{rep}}}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 136 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A_{\text{vir}}} = \frac{V}{dh} = \frac{80 \cdot 10^3}{5,3 \cdot 180} = 84 \text{ N/mm}^2$$

toets:

$$\tau_d < \tau_{\text{toel.}}$$

$$96 < 136, \quad \text{dus voldoet}$$

Ligger

De ligger wordt in geopende toestand gedragen door de vijzels. Alle onderdelen van de schuif zijn opgehangen aan de ligger. De belastingen op de ligger zijn:

platen:

$$2(\text{ lengte} \cdot \text{ hoogte} \cdot \text{ dikte}) \cdot \text{ volumegewicht} = 2(20 \cdot 2,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3}) 78,5 = 42,4 \text{ kN}$$

$$\text{per meter} = 42,4/20 = 2,1 \text{ kN/m}$$

regels:

$$2 \times \text{ IPE 100 met een lengte van 20 m}$$

$$\text{eigen gewicht} = 0,081 \text{ kN/m}$$

$$\text{totaal} = 2 \cdot 20 \cdot 0,081 = 3,24 \text{ kN}$$

$$\text{per meter} = 3,24/20 = 0,16 \text{ kN/m}$$

stijlen:

$$10 \times \text{ IPE 180 met een lengte van 2,5 m}$$

$$\text{eigen gewicht} = 0,188 \text{ kN/m}$$

$$\text{totaal} = 10(2,5 \cdot 0,188) = 4,7 \text{ kN}$$

$$\text{per meter} = 4,7/20 = 0,24 \text{ kN/m}$$

ligger:

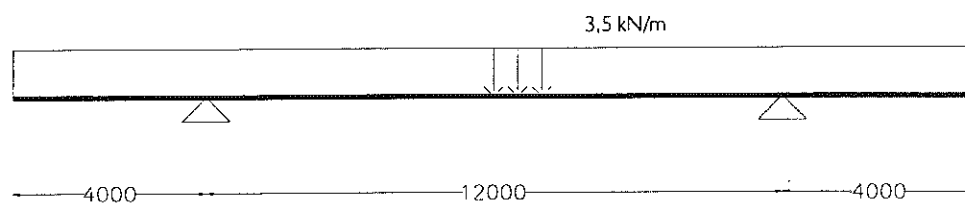
$$\text{stel HE 180 A (sluit aan op de stijlen)}$$

$$\text{eigen gewicht} = 0,355 \text{ kN/m}$$

Totaal aan eigen gewicht:

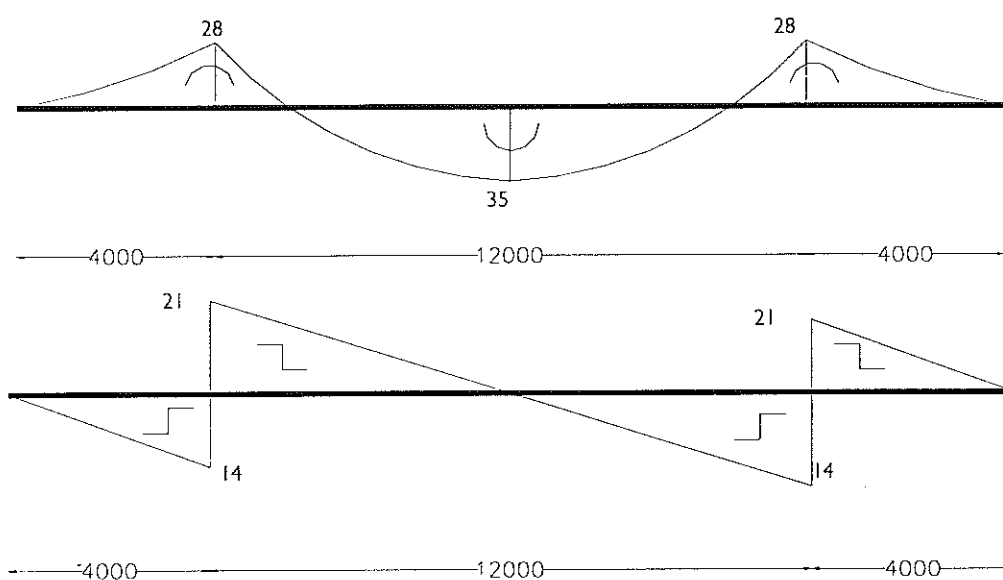
$$1,2 \cdot (2,1 + 0,16 + 0,24 + 0,355) = 1,2 \cdot 2,9 = 3,5 \text{ kN/m}$$

Het belastingschema van de ligger ziet er als volgt uit:



figuur B.10.6: belastingschema ligger, BG I

Dit leidt tot de volgende momenten- en dwarskrachtenlijn:



figuur B.10.7: momenten- en dwarskrachtenlijn

$$M_{\max} = 35 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{benodigd}} = \frac{35 \cdot 10^6}{235} \geq 149 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\text{HE 180A; } W = 294 \cdot 10^3 \text{ mm}^3, \quad \text{dus voldoet ruim}$$

Doorbuiging

Uit een PC-frame berekening volgt dat de uitbuiging aan de beide uiteinden 0,04 m is en in het midden 0,08 m.

Als de maximale doorbuiging wordt gesteld op:

$$u_{max} = 1/250 * 12 = 0,048 \text{ m}$$

Dan kan gekozen worden voor:

$$HE 200B \quad \Rightarrow u_{max} = 0,039 \text{ m}$$

De hoekverdraaiing aan de de uiteinden is:

$$\varphi = 0,00402 \text{ rad}$$

De verplaatsing van de onderkant van de schuif is dan:

$$\Delta x = h * \varphi = 2,6 * 0,00402 = 0,01 \text{ m}$$

Dit is een acceptabele verplaatsing.

De stijlen worden aangepast aan de breedte van de ligger.

Het totale gewicht van de schuif wordt nu:

platen:

$$\begin{aligned} 2(\text{ lengte} * \text{ hoogte} * \text{ dikte}) * \text{ volumegewicht} &= 2(20 * 2,7 * 5 * 10^{-3}) 78,5 = 42,4 \text{ kN} \\ \text{per meter} &= 42,4 / 20 = 2,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

regels:

$$\begin{aligned} 2 \times \text{ IPE 100 met een lengte van 20 m} \\ \text{eigen gewicht} &= 0,081 \text{ kN/m} \\ \text{totaal} &= 2 * 20 * 0,081 = 3,24 \text{ kN} \\ \text{per meter} &= 3,24 / 20 = 0,16 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

stijlen:

$$\begin{aligned} 10 \times \text{ IPE 200 met een lengte van 2,4 m} \\ \text{eigen gewicht} &= 0,224 \text{ kN/m} \\ \text{totaal} &= 10(2,4 * 0,224) = 5,4 \text{ kN} \\ \text{per meter} &= 5,4 / 20 = 0,27 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ligger:

$$\begin{aligned} \text{stel HE 200B} \\ \text{eigen gewicht} &= 0,613 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Totaal aan eigen gewicht:

$$1,2 * (2,1 + 0,16 + 0,27 + 0,613) = 1,2 * 3,14 = 3,8 \text{ kN/m}$$

Kracht op vijzels

Op elk van de twee vijzels komt dus in BG I een kracht te staan van:

$$(q^*)/2 = (3,8*20)/2 = 38 \text{ kN}$$

Als de schuif gesloten is krijgen de stijlen een kracht van:

$$(q^*)/10 = (3,8*20)/10 = 7,6 \text{ kN}$$

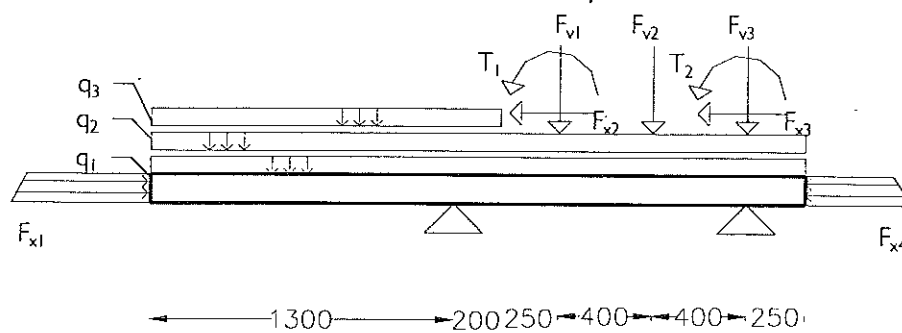
Het totale gewicht van de schuif is nu bekend op het gewicht van de vijzels en de installatie na.

De vijzels + installatie wordt per vijzel geschat op 5 kN.

Bijlage B.11: Vloer

De vloer wordt geschematiseerd als een plaat, opgelegd door twee lijnopleggingen. De plaat wordt berekend als een ligger van een meter breed.

Het algemiene belastingschema van de vloer ziet er uit als in de onderstaande figuur:



figuur B.11.1: belastingschema vloer

De belastingen op de vloer in de verschillende belastinggevallen zijn:

F_{x1} : gronddruk links:

Niveau bovenkant vloer= NAP -0,7 m

Niveau onderkant vloer= NAP -1,2 m

Zie bijlage B.3, de bepaling van de horizontale krachten

BG I.a+b	$(37,5+45)/2*0,5$	=20,6 kN/m→
BG I.c	$(42,4+50)/2*0,5$	=23,1 kN/m→
BG II.a+c	$(53+45,5)/2*0,5$	=24,6 kN/m→
BG II.b	$(48+40,5)/2*0,5$	=22,1 kN/m→
BG III.a+c	$(47+39,5)/2*0,5$	=21,6 kN/m→
BG III.b	$(42+34,5)/2*0,5$	=19 kN/m→

F_{x2}: dwarskracht uit achterste wand:

Zie dwarskrachtenlijnen uit bijlage B.9

BG I.a+b	=8,4	kN/m←
BG I.c	=5,1	kN/m→
Net voor sluiten:	=64	kN/m→
BG II.a+c	=68,2	kN/m→
BG II.b	=54,7	kN/m→
BG III.a+c	=55	kN/m→
BG III.b	=41,5	kN/m→

F_{x3}: dwarskracht uit voorste wand:

Zie dwarskrachtenlijnen uit bijlage B.9, Wanden

BG I	=34,9	kN/m←
net voor sluiten	=36,5	kN/m←
BG II.a+c	=1,1	kN/m←
BG II b	=3,6	kN/m←
BG III.a+c	=2,5	kN/m→
BG III.b	=0	kN/m

F_{x4}:waterdruk rechts:

Niveau bovenkant vloer= NAP -0,7 m

Niveau onderkant vloer= NAP -1,2 m

Zie bijlage B.5, de bepaling van de horizontale gronddrukken

BG I	$(46+41)/2*0,5$	=21,8 kN/m←
Net voor sluiten	$(27+22)/2*0,5$	=12,3 kN/m←
BG II	$(13,5+8,5)/2*0,5$	=5,5 kN/m←
BG III		

$$(4,5+0)/2*0,5 = 1,1 \text{ kN/m} \leftarrow$$

F_{y1} : Eigen gewicht achterste wand:

BG I	$0,5*0,5*25$	$=6,3 \text{ kN/m}$
	$0,5*0,5*(25-10)$	$=3,8 \text{ kN/m}$
	$0,3*1,7*(25-10)$	<u>$=7,7 \text{ kN/m}$</u>
		$=17,8 \text{ kN/m}$

BG II	$0,5*1,0*(25-10)$	$=7,5 \text{ kN/m}$
	$0,3*1,7*(25-10)$	<u>$=7,7 \text{ kN/m}$</u>
		$=15,2 \text{ kN/m}$

BG III	$0,5*1,0*25$	$=12,5 \text{ kN/m}$
	$0,3*1,7*(25-10)$	<u>$=7,7 \text{ kN/m}$</u>
		$=20,2 \text{ kN/m}$

F_{y2} : Eigen gewicht schuif + vijzels:

Uit bijlage B.10 volgt voor het gewicht van de schuif:

BG I	$38 + 5$	$=43 \text{ kN}$
------	----------	------------------

Alle andere belastinggevallen (gewicht onder water wordt verwaarloosd)

$$3,8 + (2*5)/20 = 4,3 \text{ kN/m}$$

F_{y3} : Eigen gewicht voorste wand:

(voor het gewicht van de gemetselde muur en de stenen rand wordt ook 25 kN/m^3 aangehouden)

BG I	$0,5*0,5*25$	$=6,3 \text{ kN/m}$
	$0,5*2,2*(25-10)$	<u>$=16,5 \text{ kN/m}$</u>
		$=22,8 \text{ kN/m}$

BG II	$0,5*2,7*(25-10)$	$=20,3 \text{ kN/m}$
-------	-------------------	----------------------

BG III	$0,5*1,0*25$	$=12,5 \text{ kN/m}$
	$0,5*1,7*(25-10)$	<u>$=12,8 \text{ kN/m}$</u>
		$=25,3 \text{ kN/m}$

T₁: Moment uit achterste wand:

Zie bijlage B.9 voor de momentenlijnen:

BG I.a+b	=99,4 kNm/m (linksom)
BG I.c	=81,2 kNm/m (linksom)
Net voor sluiten:	=45,6 kNm/m (rechtsom)
BG II.a+c	=67,2 kNm/m (rechtsom)
BG II.b	=49,2 kNm/m (rechtsom)
BG III.a+c	=52,5 kNm/m (rechtsom)
BG III.b	=34,3 kNm/m (rechtsom)

T₂: Moment uit voorste wand:

Zie bijlage B.9 voor de momentenlijnen:

BG I	=2 kNm/m (rechtsom)
Net voor sluiten:	=32,8 kNm/m (linkssom)
BG II.a+c	=6,9 kNm/m (rechtsom)
BG II.b	=1 kNm/m (linksom)
BG III.a+c	=7,9 kNm/m (rechtsom)
BG III.b	=0 kNm/m (rechtsom)

q₁: Eigen gewicht vloer:

$$0,5 \cdot (25 - 10) = 7,5 \text{ kN/m/m}$$

q₂: Bovenbelasting:

$$= 10 \text{ kN/m/m}$$

q₃: Eigen gewicht grond:

$$\begin{array}{rcl} \text{BG I:} & & \\ 0,5 \cdot 18 & = 9 & \text{kN/m/m} \\ 2,2 \cdot (20-10) & = 22 & \text{kN/m/m} \\ & \hline & = 31 & \text{kN/m/m} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{BG II:} & & \\ 2,7 \cdot (20-10) & = 27 & \text{kN/m/m} \end{array}$$

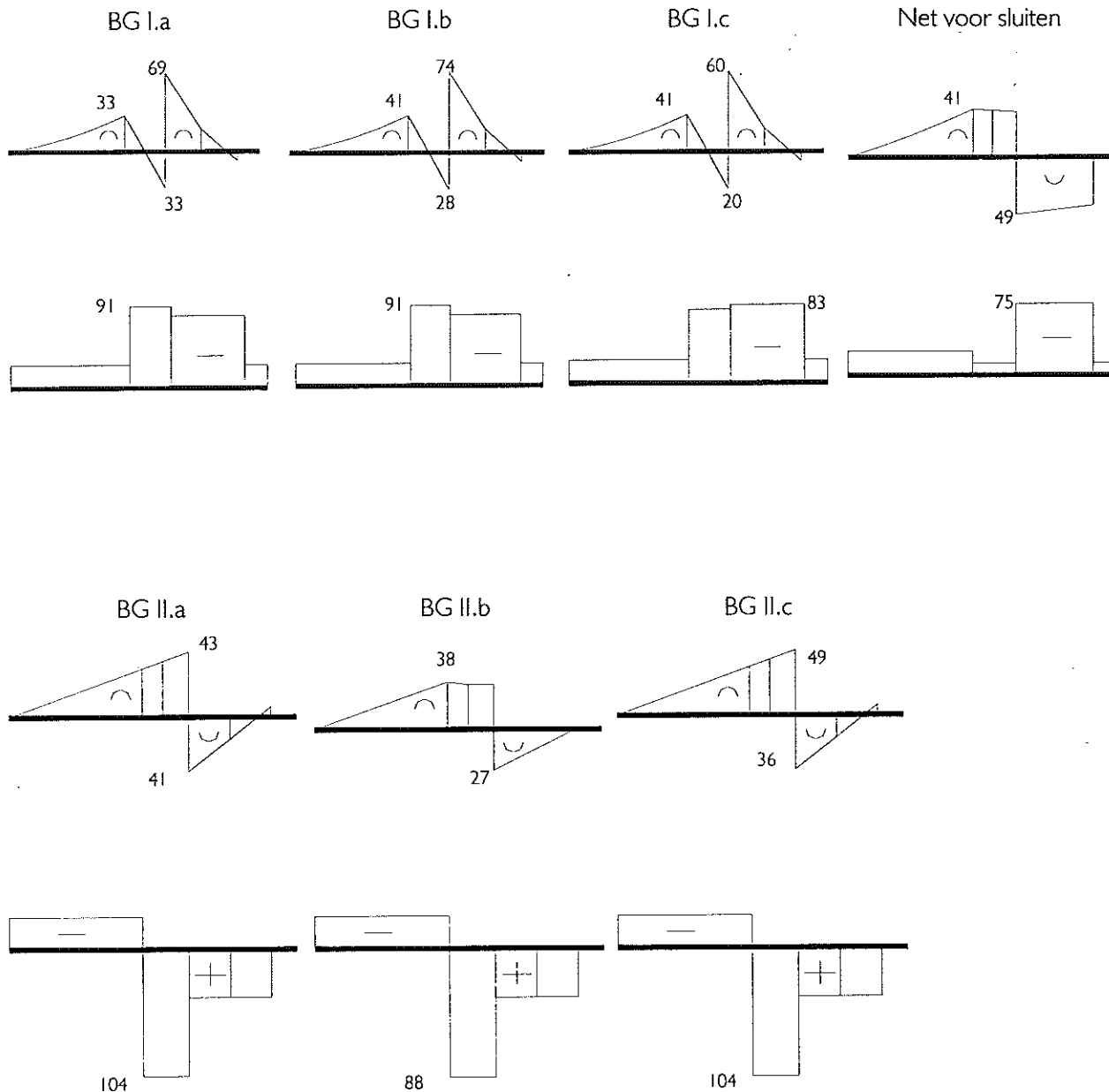
$$\begin{array}{rcl} \text{BG III:} & & \\ 1,0 \cdot 18 & = 18 & \text{kN/m/m} \\ 1,7 \cdot (20-10) & = 17 & \text{kN/m/m} \\ & \hline & = 35 & \text{kN/m/m} \end{array}$$

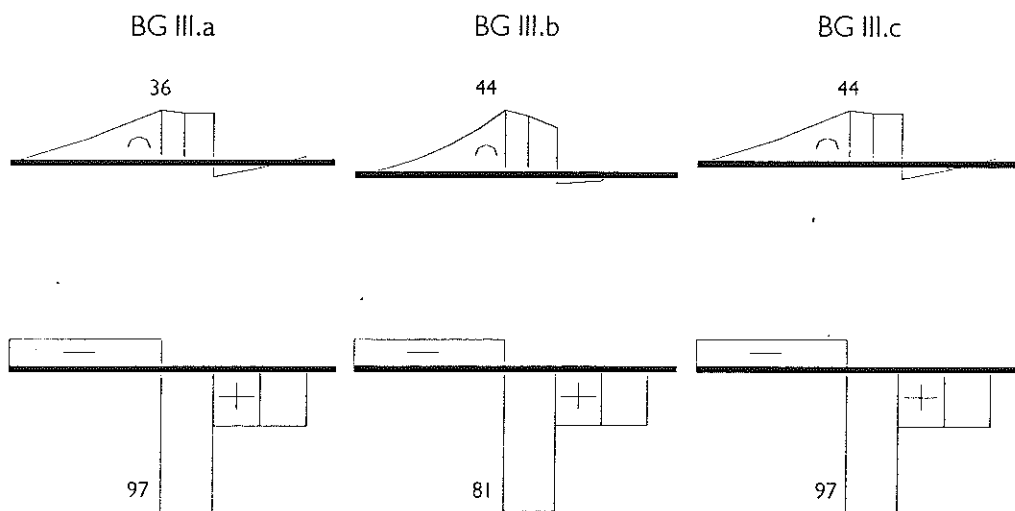
De vloer wordt geschematiseerd als een lijn door het zwaartepunt van de vloer. Alle krachten worden daar naar toe verplaatst, dit levert extra momenten op bij de dwarskrachten uit de wanden.

Momentwapening

Breedte richting

De momenten- en normaalkrachtenlijnen behorende bij de verschillende belastinggevallen zijn gegeven in de volgende figuur:





figuur B.11.2: momenten- en normaalkrachtenlijnen bij verschillende BG's

Moment + normaaldrukkracht

Het grootste moment treedt op in BG I.b:

$$M_{\max} = 74 \text{ kNm/m}$$

$$N = 91 \text{ kN/m}$$

$$m_d = \frac{M_d}{bh^2f_b'} = \frac{74 \cdot 10^6}{1000 \cdot 450^2 \cdot 21} = 0,02$$

$$n_d = \frac{N_d}{bhf_b'} = \frac{91 \cdot 10^3}{1000 \cdot 450 \cdot 21} = 0,0$$

$$\Psi = \omega \frac{f_s}{f_b} \approx 0,04$$

$$\omega = 0,04 \frac{21}{435} = 0,0019$$

Dit percentage is vrijwel gelijk aan het minimum (=0,0018).

$$A_{s,\text{benodigd}} = \omega b d = 0,0019 \cdot 1000 \cdot 450 = 855 \text{ mm}^2$$

Geschikte wapening is:

$$\text{Ø}16-200, A_{s,y} = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$$

of

$$\text{Ø}12-130, A_{s,x} = 870 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Moment + normaaltrekkkracht

Uitgaande van de situatie dat er aan beide zijden gewapend wordt met $\emptyset 12-130$, wordt nu gekeken of de maatgevende combinatie moment-trekkkracht kan worden opgenomen. Deze treedt op in BG II.:

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 104 \text{ kN/m} \\ M &= 49 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$N_1 = \frac{l}{2} N - \frac{M}{z} = 52 - \frac{49}{0,44} = -59 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{l}{2} N + \frac{M}{z} = 52 + \frac{49}{0,44} = 163 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 870 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} \geq \frac{N_2}{f_s}$$

$$\frac{N_2}{f_s} = \frac{163 \cdot 10^3}{435} = 375 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

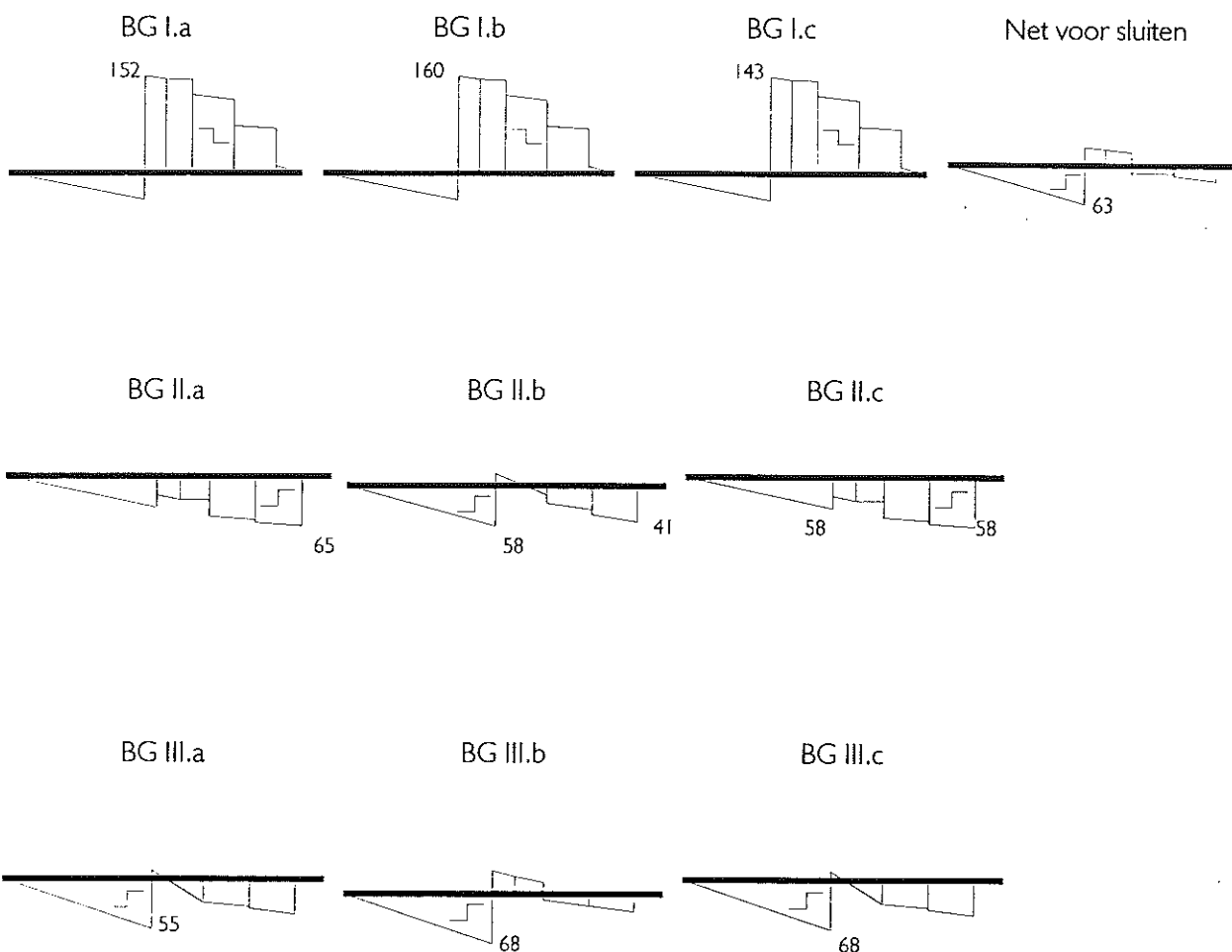
Dit kan dus opgenomen worden.

Lengterichting

Omdat de momenten in de lengterichting kleiner zullen zijn dan in de breedte wordt ook in de lengterichting de minimale wapening toegepast.

Dwarskracht

De dwarskrachtenlijnen van de belastinggevallen staan in de onderstaande figuur.



figuur B.11.3: dwarskrachtenlijnen

De grootste dwarskracht in de vloer ontstaat in BG I:

$$V_{\max} = 160 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{160 \cdot 10^3}{1000 \cdot 450} = 0,36 \text{ N / mm}^2$$

Toets:

$$\tau_1 > \tau_d \quad \Rightarrow 0,56 > 0,36, \quad \text{dus de dikte is voldoende om de dwarskracht op te nemen}$$

De dikte kan naar het einde van de ontlastvloer gemakkelijk afnemen naar 200 mm. De dwarskracht die daarbij kan optreden is:

$$V = \tau_1 \cdot d = 0,56 \cdot 0,9 \cdot 200 = 101 \text{ kN/m}$$

En deze dwarskracht treedt nergens in de ontlastvloer op.

Wat wordt dan de benodigde wapening in de vloer?

Het maximale moment dat kan worden opgenomen bij toepassing van minimale wapening volgt uit:

$$\omega = \Psi \frac{f'_b}{f_s} = 0,0018$$

$$\Psi = 0,0018 \frac{435}{21} = 0,04$$

De bijdrage door de normaalkracht wordt verwaarloosd. De m_d die hoort bij een Ψ van 0,04 volgt uit de interactie-grafiek. Het opneembare moment wordt dan in de minimale doorsnede:

$$M_d = m_d b h^2 f = 0,03 * 1000 * 200^2 * 21 = 25,2 \text{ kNm} / \text{m}$$

De maximale momenten treden op in BG III.b,c. De waarde van 25 kNm/m wordt pas overschreden als de vloer ruim 400 mm dik is. De ontlastvloer kan dus over de gehele lengte minimaal gewapend worden.

Pons

De kracht uit de vijzels in BG I mag niet door het beton heen ponsen. De kracht uit de vijzels is:

$$F = 44 \text{ kN}$$

De oppervlakte waarop deze geconcentreerde kracht werkt zal ongeveer een cirkel zijn met een diameter van 250 mm:

De omtrek van de referentie-cirkel waarover de schuifspanning wordt verdeeld is:

$$u = \pi(a + 2 * 0,5 * d)$$

$$d = \text{nuttige hoogte} \approx 0,9 * h$$

$$d = 0,9 * 500 = 450 \text{ mm}$$

$$u = \pi(250 + 450) = 2199 \text{ mm}$$

De optredende schuifspanning wordt dan:

$$\tau_d = \frac{F}{ud} = \frac{44 * 10^3}{2199 * 450} = 0,04 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Deze waarde mag niet groter zijn dan de grenswaarde τ_1 , waarvoor geldt:

$$\tau_1 = 0,8 f_b = 0,8 * 1,4 = 1,12 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Toets:

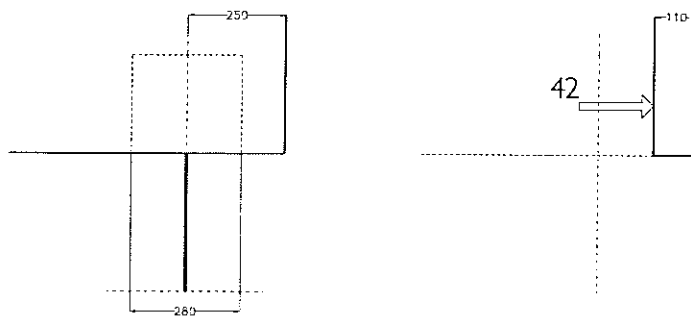
$$\tau_d < \tau_1 \quad \Rightarrow 0,04 < 1,12, \text{ dus de vijzels ponsen niet door de vloer}$$

Maatgevend voor de pons is echter hoogstwaarschijnlijk de drukpaal onder de constructie. Om de kracht in de drukpaal in de veranderde constructie te bepalen moet weer naar het uitwendig evenwicht worden gekeken. Dat wordt gedaan in bijlage B.12, waarna de vloer op pons gecontroleerd wordt.

Uitdrukken damwand

De grootste ankerkracht uit damwand in BG II en bedraagt 42 kN.

De hoek wordt als volgt geschematiseerd:



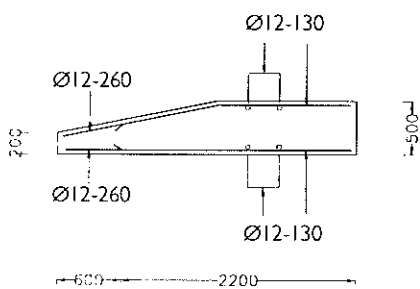
figuur B.11.4: detail damwand

$$V = 42 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{F}{bd} = \frac{42 \cdot 10^3}{1000 \cdot 110} = 0,38 \text{ N / mm}^2 < 0,56 \text{ N / mm}^2$$

$$\tau_d < \tau_1 \quad \Rightarrow \text{dus voldoet}$$

De wapening voor de vloer komt er voorlopig als volgt uit te zien:



figuur B.11.5: wapening vloer

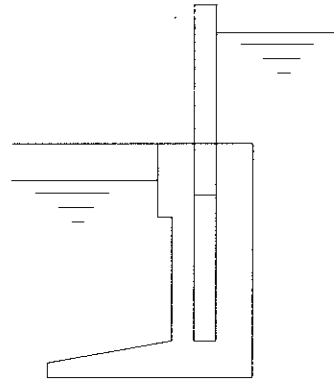
Bijlage B.12: Herbeschouwing van uitwendig krachteenwicht

B. 1 m ontlastvloer

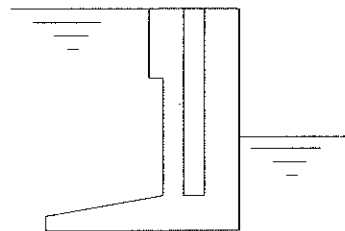
1. Eigen gewicht constructie

BG I:

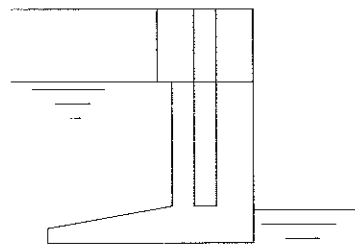
vloer:		
$1,7 * 1/2 * (0,2 + 0,5) * (25 - 10)$	= 8,9	kN/m
$1,1 * 0,5 * (25 - 10)$	= 8,3	kN/m
wand landzijde:		
$1,7 * 0,30 * (25 - 10)$	= 7,7	kN/m
$(0,5 * 0,3 + 0,5 * 0,5) * 25$	= 10	kN/m
wand havenzijde:		
$2,2 * 0,50 * (25 - 10) + 0,5 * 0,5 * 25$	= 22,8	kN/m
staal + installaties:	= 4,4	kN/m
	= 62,1	kN/m ↓

**BG II:**

vloer:		
$1,7 * 1/2 * (0,2 + 0,5) * (25 - 10)$	= 8,9	kN/m
$1,1 * 0,5 * (25 - 10)$	= 8,3	kN/m
wand landzijde:		
$(1,7 * 0,30 + 1,0 * 0,5) * (25 - 10)$	= 15,2	kN/m
wand havenzijde:		
$2,7 * 0,50 * (25 - 10)$	= 20,3	kN/m
staal + installaties:	= 4,4	kN/m
	= 57,1	kN/m ↓

**BG III:**

vloer:		
$1,7 * 1/2 * (0,2 + 0,5) * (25 - 10)$	= 8,9	kN/m
$1,1 * 0,5 * (25 - 10)$	= 8,3	kN/m
wand landzijde:		
$1,7 * 0,30 * (25 - 10) + 1,0 * 0,50 * 25$	= 20,2	kN/m
wand havenzijde:		
$1,7 * 0,50 * (25 - 10) + 1,0 * 0,50 * 25$	= 25,3	kN/m
staal + installaties:	= 4,4	kN/m
	= 67,1	kN/m ↓

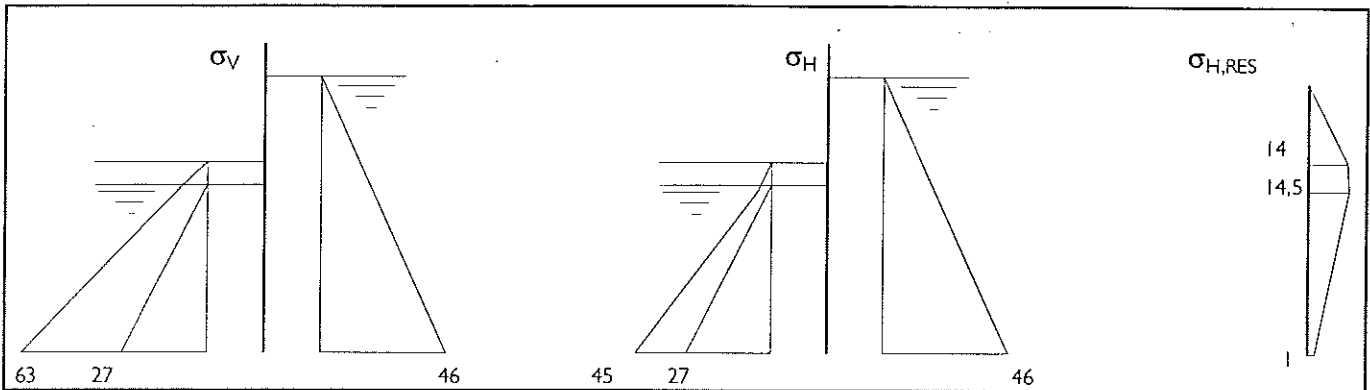


2. Bolderbelasting

Bolderbelasting: $= 1 \text{ kN/m} \rightarrow$

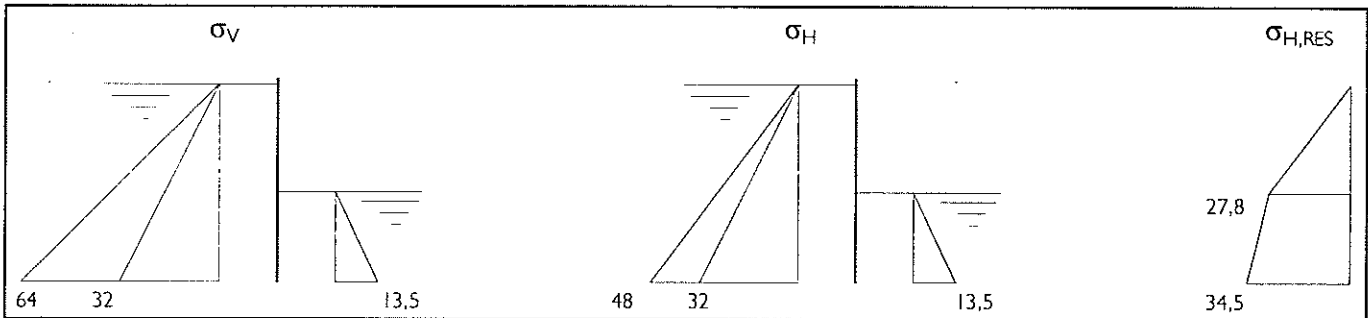
3a. Horizontale gronddruk

BG I:



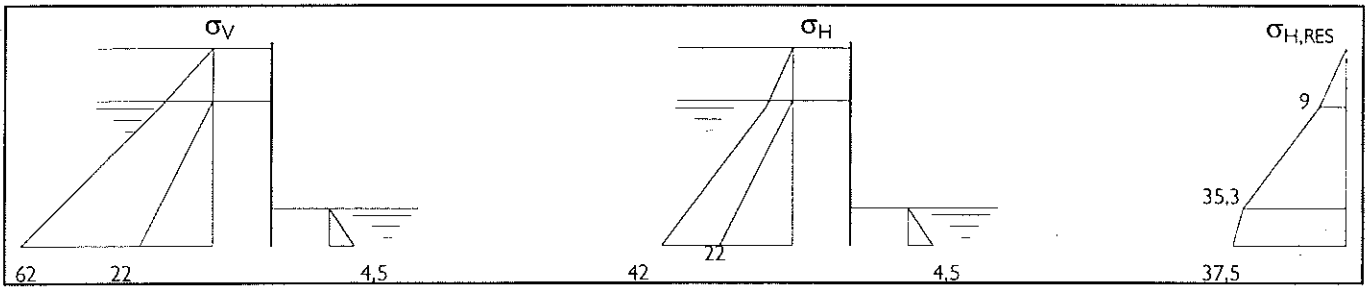
$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} * 14 * 1,4 & = 9,8 \text{ kN/m} \\ & \frac{1}{2} * (14 + 14,5) * 0,5 & = 7,1 \text{ kN/m} \\ & \frac{1}{2} * (14,5 + 1) * 2,7 & = 20,9 \text{ kN/m} \\ \text{Resultante horizontale gronddruk:} & & = 37,8 \text{ kN/m} \leftarrow \end{aligned}$$

BG II:



$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} * 27,8 * 1,85 & = 25,7 \text{ kN/m} \\ & \frac{1}{2} * (27,8 + 34,5) * 1,35 & = 42,1 \text{ kN/m} \\ \text{Resultante horizontale gronddruk:} & & = 67,8 \text{ kN/m} \rightarrow \end{aligned}$$

BG III:

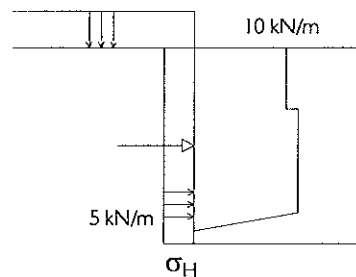


$$\begin{aligned}
 &1/2 * 9 * 1 &&= 4,5 \text{ kN/m} \\
 &1/2 * (9 + 35,3) * 1,75 &&= 38,8 \text{ kN/m} \\
 &1/2 * (35,3 + 37,5) * 0,45 &&= 16,4 \text{ kN/m} \\
 \text{Resultante horizontale gronddruk:} &&&= 59,7 \text{ kN/m} \rightarrow
 \end{aligned}$$

3b. Horizontale gronddruk door bovenbelasting

Resultante horizontale gronddruk door bovenbelasting:

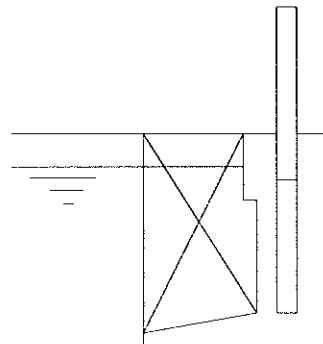
$$0,5 * 10 * 3,2 = 16 \text{ kN/m} \rightarrow$$



4. Eigen gewicht grond

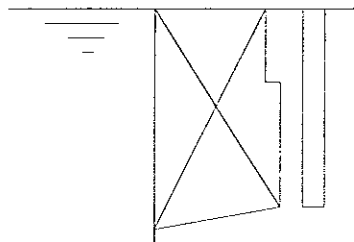
BG I:

$$\begin{aligned}
 \text{Droog:} &&& \\
 0,5 * 1,5 * 18 &&&= 13,5 \text{ kN/m} \\
 \text{Nat:} &&& \\
 0,5 * 1,5 * (20 - 10) &&&= 7,5 \text{ kN/m} \\
 1,7 * 1,7 * (20 - 10) &&&= 28,9 \text{ kN/m} \\
 1/2 * 0,3 * 1,7 * (20 - 10) &&&= 2,6 \text{ kN/m} \\
 &&&= 52,5 \text{ kN/m} \downarrow
 \end{aligned}$$



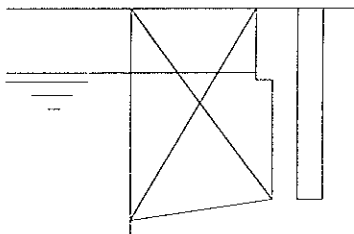
BG II:

Nat:
 $1 * 1,5 * (20-10) = 15 \text{ kN/m}$
 $1,7 * 1,7 * (20-10) = 28,9 \text{ kN/m}$
 $1/2 * 0,3 * 1,7 * (20-10) = 2,6 \text{ kN/m}$
 $= 46,5 \text{ kN/m} \downarrow$



BG III:

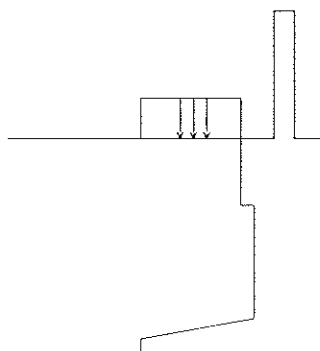
Droog:
 $1 * 1,5 * 18 = 27 \text{ kN/m}$
 Nat:
 $1,7 * 1,7 * (20-10) = 28,9 \text{ kN/m}$
 $1/2 * 0,3 * 1,7 * (20-10) = 2,6 \text{ kN/m}$
 $= 58,5 \text{ kN/m} \downarrow$



5. Bovenbelasting

BG I:

$1,5 * 10 = 15 \text{ kN/m} \downarrow$



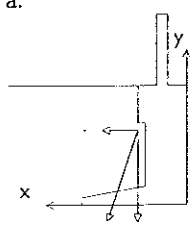
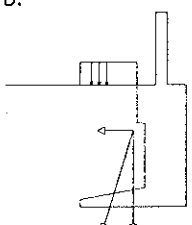
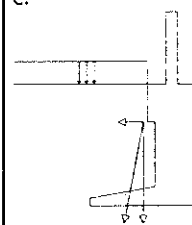
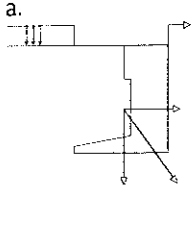
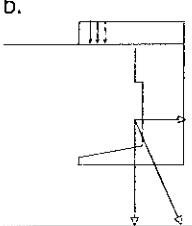
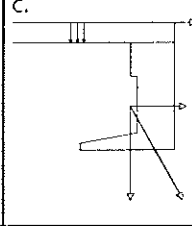
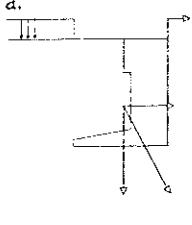
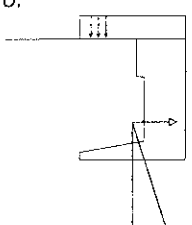
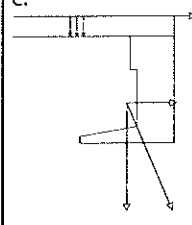
BG II:

$2,8 * 10 = 28 \text{ kN/m} \downarrow$

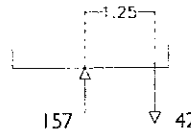
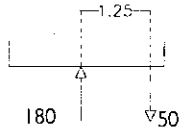
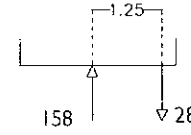
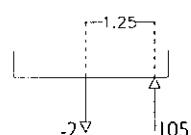
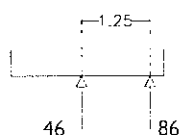
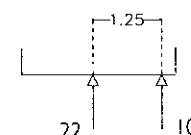
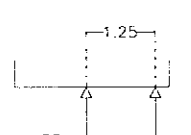
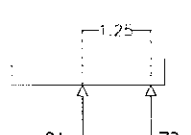
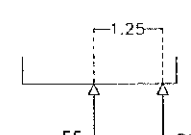
BG III:

$2,8 * 10 = 28 \text{ kN/m} \downarrow$

Ligging resultanten

BG I	a. 	$\Sigma V = 114,7 \text{ kN/m}$ $x = 1,4$ $\Sigma H = 37,8 \text{ kN/m}$ $y = 2,0$	b. 	$\Sigma V = 129,7 \text{ kN/m}$ $x = 1,4$ $\Sigma H = 37,8 \text{ kN/m}$ $y = 2,0$	c. 	$\Sigma V = 129,7 \text{ kN/m}$ $x = 1,4$ $\Sigma H = 21,8 \text{ kN/m}$ $y = 2,2$
BG II	a. 	$\Sigma V = 103,7 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 84,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,3$	b. 	$\Sigma V = 131,7 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 67,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,2$	c. 	$\Sigma V = 131,7 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 84,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,3$
BG III	a. 	$\Sigma V = 125,7 \text{ kN/m}$ $x = 1,3$ $\Sigma H = 76,7 \text{ kN/m}$ $y = 1,2$	b. 	$\Sigma V = 153,7 \text{ kN/m}$ $x = 1,4$ $\Sigma H = 59,7 \text{ kN/m}$ $y = 1,0$	c. 	$\Sigma V = 153,7 \text{ kN/m}$ $x = 1,4$ $\Sigma H = 76,7 \text{ kN/m}$ $y = 1,2$

Oplegreacties bij gekozen fundering

B. 1m ontlastvloer			
	a.	b.	c.
BG I			
BG II			
BG II			

De totale verticale kracht is ten opzichte van het eerste schetsontwerp niet veel veranderd. De toename van de diepte van de betonnen bak zorgt echter voor een toename van het moment door de horizontale krachten. De krachten op de fundering veranderen hierdoor enigszins. In de bovenstaande tabel is te zien dat de krachtenverdeling tussen het juk en de damwand erg ongunstig is. In BG II.a wordt zelfs een kleine trekkracht uitgeoefend op het palenjuk en draagt de damwand vrijwel de volledige constructie. De trekkrachten in de damwand in BG I zijn niet veel veranderd ten opzichte van het eerste schetsontwerp. Voor een gunstigere krachtenverdeling op de fundering moet het gewicht van de constructie toenemen. De goedkoopste manier om dit te bereiken is het verlengen van de ontlastvloer, waardoor meer grond mee gaat werken in het eigen gewicht.

De ontlastvloer neemt met een halve meter in lengte toe. De totale basis van de constructie wordt nu 3300 mm.

Aleen de belastinggevallen die in de uitgangssituatie maatgevend voor de fundering bleken te zijn, worden nu beschouwd.

BG I.a		BG I.b	
	$\Sigma V = 130,2 \text{ kN/m}$ $x = 1,6$ $\Sigma H = 37,8 \text{ kN/m}$ $y = 2,0$		$\Sigma V = 150,2 \text{ kN/m}$ $x = 1,7$ $\Sigma H = 37,8 \text{ kN/m}$ $y = 2,0$
BG II.a		BG II.c	
	$\Sigma V = 117,2 \text{ kN/m}$ $x = 1,6$ $\Sigma H = 84,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,1$		$\Sigma V = 149,2 \text{ kN/m}$ $x = 1,6$ $\Sigma H = 84,8 \text{ kN/m}$ $y = 1,3$

De maatgevende belastingen op het palenjuk is gegeven in de onderstaande tabel.

tabel B.12.1: maatgevende belastingen in de palen (in kN/m)

BG I.a	BG I.b
$R_v=201 / H_v=64\leftarrow$	$R_v=235 / H_v=64\leftarrow$
$N_1=-297$	$N_1=-314$
$N_2=93$	$N_2=76$
BG II.a	BG II.c
$R_v=38 / H_v=127\rightarrow$	$R_v=73 / H_v=127\rightarrow$
$N_1=367$	$N_1=349$
$N_2=-405$	$N_2=-423$

Herbeschouwing krachten op fundering

Damwand

De maximale trekkracht in de damwand is toegenomen ten opzichte van het schetsontwerp. In BG I.b is de maximale trekkracht in de damwand 85 kN/m. In bijlage B.6 is berekend dat de maximaal opneembare trekkracht 418 kN/m bedraagt. De trekkracht blijft dus ruim onder de opneembare schachtwrijving.

De maximale drukkracht in de damwand is niet toegenomen ten opzichte van de uitgangssituatie en kan dus opgenomen worden

Achterste palen (1)

Trek

In de achterste palenrij was de trekkracht maatgevend voor de dimensionering van de palen. De maximale trekkracht op de palen in het aangepaste ontwerp treedt ook op in BG II.a en is toegenomen. De belangrijkste oorzaak hiervan is het dieper worden van de bak waardoor de horizontale krachten op de constructie zijn toegenomen; de verticale kracht is nauwelijks veranderd.

De maximale trekkracht op de achterste palen (1) in BG II.a bedraagt:

$$N_1 = 376 \text{ kN/m}$$

De inheidiepte voor de palen volgt uit de bepaling van de maximaal te behalen schachtwrijving (bijlage B.7):

$$F_{r,max;schacht} = 0,6 L p_{r,max;schacht} / 1,4$$

$$F_{rek,max} = 376 \text{ kN/m}$$

De benodigde inheidiepte wordt dan:

$$L = 1,4 * 376 / 0,6 * 65 = 5,1 \text{ m/m}$$

De palen staan h.o.h. 2 m. Elke paal moet dus 10,2 m in de zandlaag worden geheid, wat neerkomt op NAP -23,2 m. De inheidiepte moet dus iets vergroot worden.

Druk

De maximale drukkracht in de palenrij bij palen h.o.h. 2 m treedt op in BG I.b en is:

$$N_1 = -2 \cdot 314 = 628 \text{ kN}$$

Dit is zoveel kleiner dan de gevonden draagkracht in bijlage B.7, bij een inheidiepte van NAP -22,0 m, dat veilig kan worden aangenomen dat deze drukkracht opgenomen kan worden.

Voorste palenrij (2)

Druk

In de voorste palenrij was de drukkracht maatgevend. De maximale drukkracht in deze palen treedt net als in het schetsontwerp op in BG II.c en bedraagt:

$$N_2 = 423 \text{ kN/m}$$

De kracht in de palen van de voorste palenrij (h.o.h. 4 m) wordt dan:

$$N_2 = 4 \cdot 423 = 1692 \text{ kN}$$

De maximale belasting op de paal wordt echter gegeven door de kopbelasting plus de negatieve kleeft. De maximale belasting op de paal wordt dan (zie ook bijlage B.7):

$$F_{d,max} = F_{d,max;kop} + F_{s,nk} = 1692 + 257 = 1949 \text{ kN/paal}$$

Uit bijlage VII volgde dat het maximale draagvermogen van de paal bij een inheidiepte van NAP -22 m is:

$$F_{r,max} = 1976 \text{ kN/paal}$$

Dit wordt dus niet overschreden:

$$F_{d,max} < F_{r,max}$$

De maximale trekkracht in de voorste palenrij, in BG I.a, is aanzienlijk minder dan in de achterste palenrij. Aangezien de inheidiepten van de palen vrijwel gelijk zijn, kan veilig worden aangenomen wordt dat de maximale trekkracht in de voorste palen kan worden opgenomen.

Pons palen

Nu de krachten in de palen bekend zijn kan de vloer op pons berekend worden. De maximale geconcentreerde kracht uit de palen op de vloer treedt op in BG II.c.

$$F = 4 \cdot 423 = 1692 \text{ kN}$$

De paal heeft een oppervlak van 400x400 mm. Voor de ponsberekening moet dit vervangen worden door een cirkelvormig oppervlak met dezelfde omtrek:

$$4 \cdot 400 = \pi a$$

$$a = 509 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

De referentie-omtrek waarover de kracht zich verdeeld is gelijk aan:

$$u = \pi(a + 2 \cdot 0,5 \cdot d)$$

$$d = \text{nuttige hoogte} \approx 0,9 \cdot h$$

$$d = 0,9 \cdot 500 = 450 \text{ mm}$$

$$u = \pi(500 + 450) = 2985 \text{ mm}$$

De optredende schuifspanning wordt dan:

$$\tau_d = \frac{F}{ud} = \frac{1692 \cdot 10^3}{2985 \cdot 450} = 1,26 \text{ N / mm}^2$$

Deze waarde mag niet groter zijn dan de grenswaarde τ_1 , waarvoor geldt:

$$\tau_1 = 0,8 f_b = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ N / mm}^2$$

Toets:

$$\tau_d < \tau_1 \quad \Rightarrow 1,26 > 1,12, \text{ dus de vloer voldoet niet aan het ponscriterium}$$

De ponsweerstand van de vloer wordt vergroot met behulp van ponswapening:

$$V_d \leq \tau_1 u d + \frac{\Sigma A_{ss} f_s}{1,5}$$

$$\Sigma A_{ss} \geq \frac{(V_d - \tau_1 u d) \cdot 1,5}{f_s} \geq \frac{(1692 \cdot 10^3 - 1,12 \cdot 2985 \cdot 450) \cdot 1,5}{435} \geq 647 \text{ mm}^2$$

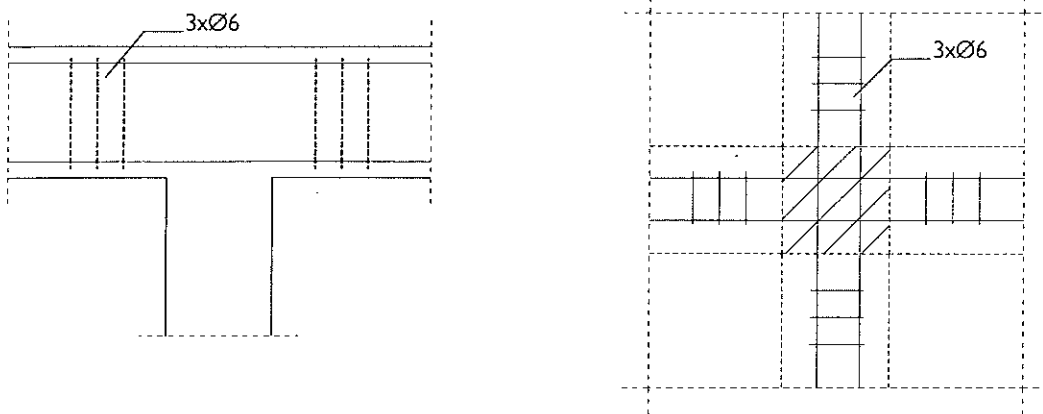
Per sectie:

$$647/4 = 162 \text{ mm}^2.$$

Drie beugels $\emptyset 6$:

$$A_{ss} = 6 \cdot 28 = 168 \text{ mm}^2 > 162 \text{ mm}^2, \quad \text{dus voldoet}$$

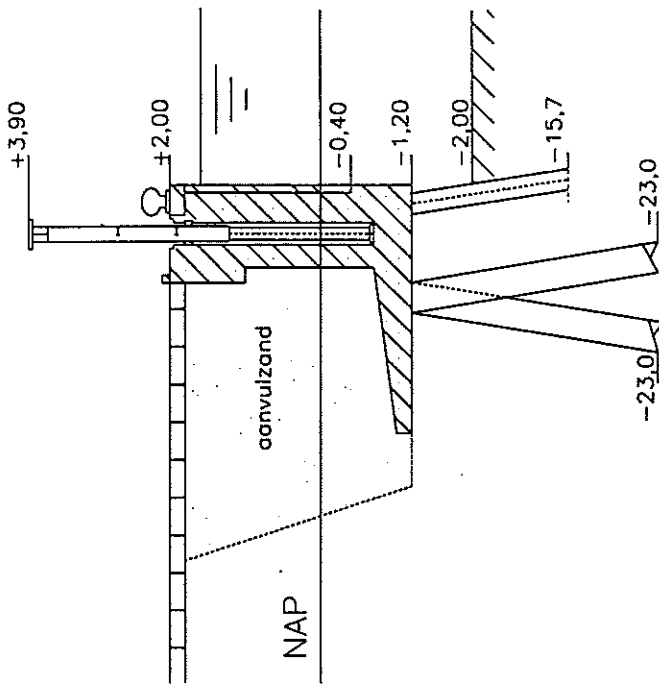
De ponswapening ziet er globaal als volgt uit:



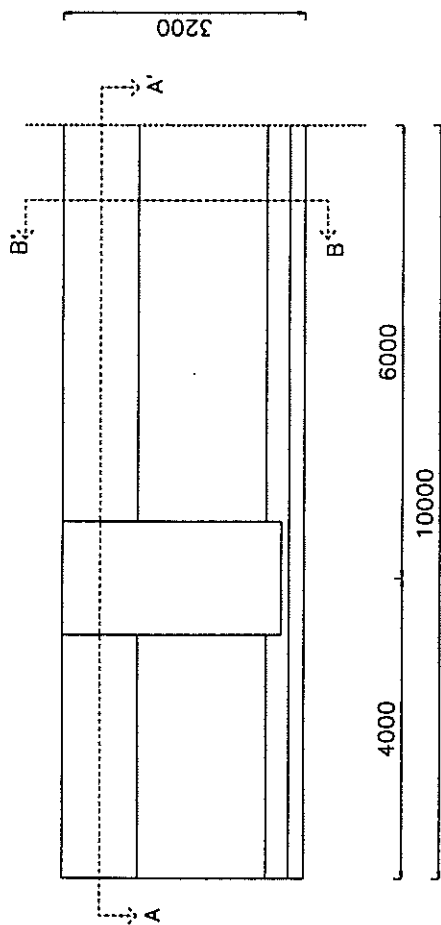
figuur B.12.1: ponswapening

De drukkracht in de achterste palenrij is beduidend minder dan in de voorste. Bij de maximale kracht in BG II.c is slechts lichte wapening nodig, voor de achterste rij zal dan geen wapening nodig zijn.

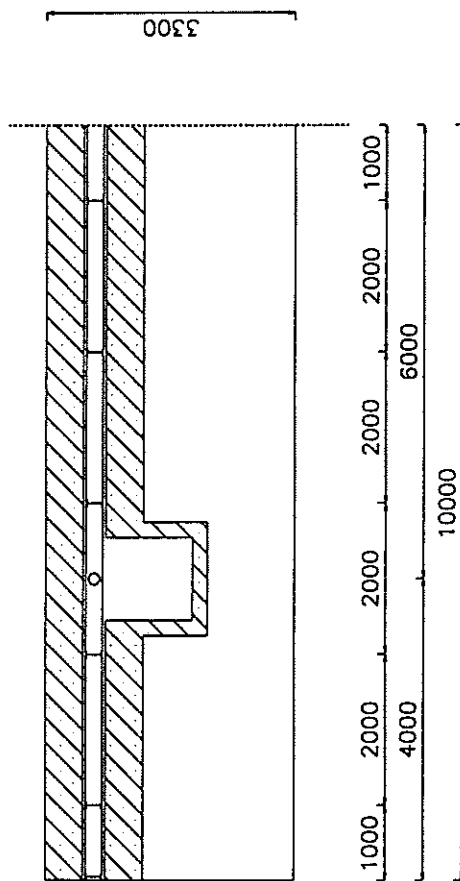
Bijlage B.13: Ontwerp schuifkering



DOORSNEDE BB'



VOORRAANZICHT



DOORSNEDE AA'

Bijlage B.14: Uitvoering

Sectielengte

De twee belangrijkste onderdelen van de bovenbouw, de schuif en de betonbak, bepalen de lengte van de secties. Om zo min mogelijk last te hebben van maatafwijkingen, belangrijk voor de waterafdichting en een vrij beweging van de schuif, wordt de lengte van de schuif en de betonbak gelijk gekozen. Mocht het noodzakelijk zijn, kan de lengte van een schuif altijd nog aangepast worden, zodat er meerdere schuiven per bak zijn. De maatafwijkingen zullen in een betonsectie aanzienlijk minder zijn dan tussen twee bakken.

Betondeel

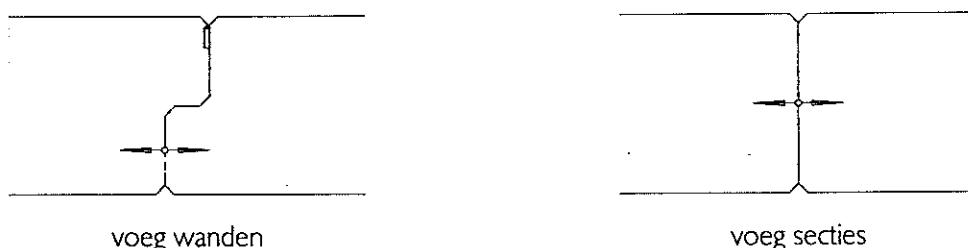
De lengte van de betonbak wordt voornamelijk bepaald door de uitvoeringswijze. Belangrijk daarbij is de keuze of de kering (per sectie) in een keer gestort wordt of eerst de vloer en daarna de wanden. Het storten van de wanden na het uitharden van de vloer heeft veel voordelen ten opzichte van het gelijktijdig storten. Het laatste vergt ontzettend veel voorbereiding. De bekisting van de wanden kan niet op de vloer worden gesteld en een overspanning moet gecreëerd worden om de bekisting van de wanden te dragen. Alle voorzieningen voor later aan te brengen onderdelen van de kering, als bijvoorbeeld de vijzels, de installatie en de geleide profielen, moeten per cyclus in een keer worden aangebracht. Beter is als eerst de vloer gestort kan worden en, na uitharden van de vloer, in de tweede stort de wanden. Er is dan een vlakke ondergrond om op te werken en de bekisting van de wanden kan op de vloer gesteld worden.

Het is mogelijk dat door deze uitvoeringswijze maatregelen nodig zijn om scheuren in de wanden te voorkomen. Tijdens het uitharden van de wanden treedt namelijk krimp op. Deze krimp wordt verhinderd door de al uitgeharde vloer, waardoor in de wanden spanningen ontstaan, die tot scheuren kunnen leiden. Omdat de constructie waterdicht moet zijn, kunnen geen scheuren worden toegelaten. Een effectieve maatregel om scheurvorming te voorkomen is het reduceren van het temperatuurverschil tussen de wanden en de vloer. Dit is mogelijk door de wand te koelen met koelpijpen die ingestort worden of een gekoelde bekisting. De grootste koelintensiteit is nodig bij de stortvoeg en neemt af met de hoogte. De bepaling van de benodigde koeling om scheurvorming bij gegeven afmetingen van de doorsnede en sectielengte te voorkomen is een uitgebreide studie en wordt hier daarom niet uitgevoerd. In de tunnelbouw [Vos, Jager: *Uitvoeringstechnologie van betonconstructies*; TU Delft; 1996] is gebleken dat de uitvoeringsvolgorde, wanden en dak na uitharden vloer met het koelen van de wanden, de meest effectieve oplossing geeft. Verder gaat men ervan uit dat het werken met kleine sectielengten aantrekkelijk is. Zelfs bij secties van rond de 10 m worden de wanden gekoeld. Naast de sectielengte is de wanddikte een belangrijke parameter in het proces. Hoe dikker de wand is, hoe groter de optredende temperatuurverschillen en trekspanningen zullen zijn. In de tunnelbouw spreekt men al gauw over wanddikten van 1 m. De dikten van de wanden van de schuifkering zijn ruim de helft kleiner. Koelen tijdens het uitharden lijkt in dit geval daarom niet noodzakelijk. De in eerste instantie gekozen sectielengte van 20 m lijkt echter wel te groot om in twee storten, wanden na vloer, te worden uitgevoerd.

Andere aspecten die de lengte van de secties bepalen zijn onder andere het aantal voegen in de kering en de repetitie van bekistingselementen. Over de invloed van de repetitiefactor is in bijlage B.9 iets gezegd bij het bepalen van de kosten voor de achterste wand. Het toenemen van de repetitie heeft een afname van de arbeidskosten tot gevolg door de leerfactor. Het afnemen van de sectielengten zorgt echter voor een toename van het aantal voegen en daardoor voor een toename van de kosten. Voor het bepalen van de optimale sectielengte moet de invloed van de verschillende parameters op de kosten en uitvoeringswijze nader worden bekeken. Het gaat te ver dit binnen deze studie uit te voeren.

Voor de uitvoering wordt gekozen om de vloer te storten in secties van 20 m. Na het uitharden van de vloer kunnen de beide wanden worden gestort in secties van 10 m. Aangenomen wordt dat bij wandsecties van 10 m en de gegeven dikte van de toegepaste wanden geen koeling nodig is om scheuren in de wanden tengevolge van krimp te voorkomen. De voeg tussen de wanden moet waterdicht worden

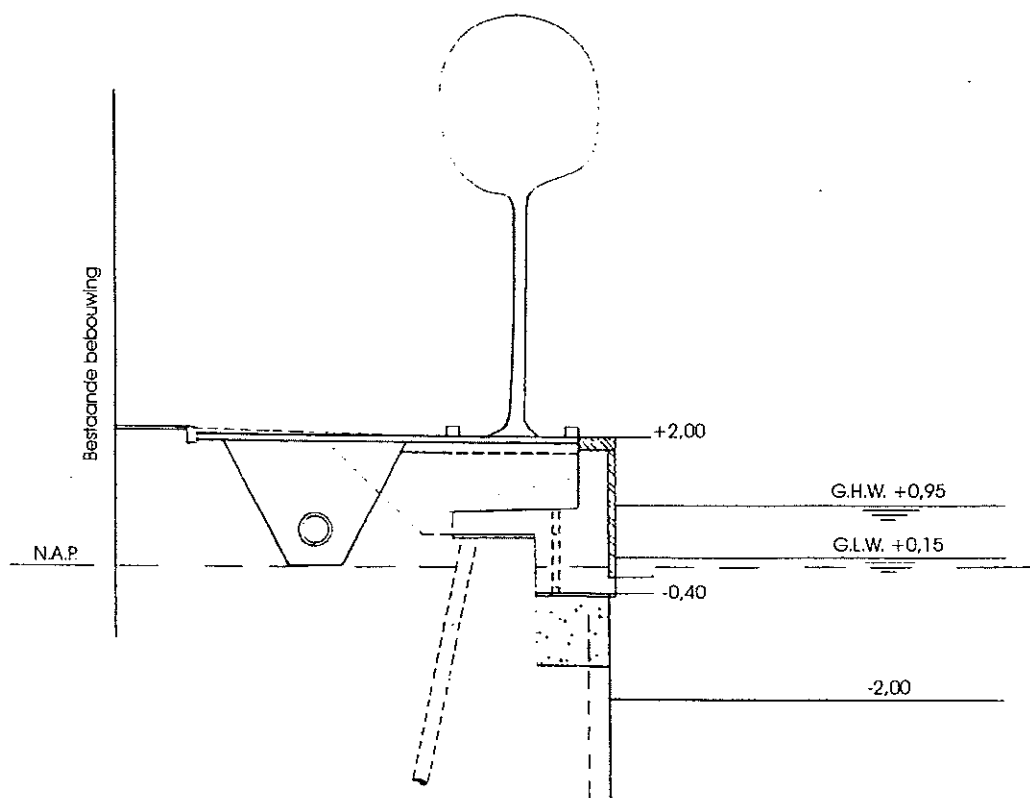
uitgevoerd. Om van secties van 20 m een constructief geheel te maken, wordt de voeg tussen de wanden uitgevoerd als een tandvoeg, waardoor de dwarskracht kan worden overgedragen. De waterdichtheid wordt verzorgd door het instorten van een in ge vulcaniseerd rubber ingelegde stalen plaat. Een voorbeeld van een dergelijke voeg is gegeven in figuur B.14.1. De voeg tussen de secties van 20 m hoeft geen krachten over te brengen en kan alleen waterdicht te worden uitgevoerd.



figuur B.14.1: detail voegen tussen wanden en tussen secties

Schuiflengte

De schuiflengte is tot nu toe steeds gelijk gesteld aan de lengte van een betonsectie. In bijlage B.10 is bepaald hoe de schuif eruit komt te zien bij een lengte van 20 m. De lengte van de schuif hoeft niet aangepast te worden aan de uitvoeringswijze van de betonsecties en kan gelijk blijven aan 20 m. In hoofdstuk 9 is ook aangetoond dat de schuif voor onderhoud met een gangbare kraan kan worden verwijderd. Bij de uitvoering moet echter ook voldoende ruimte aanwezig zijn om de schuif in te hangen. Daarvoor moet eerst worden gekeken naar de ruimte die daar tijdens de uitvoering voor beschikbaar is, wat wordt gedaan in de volgende paragraaf.



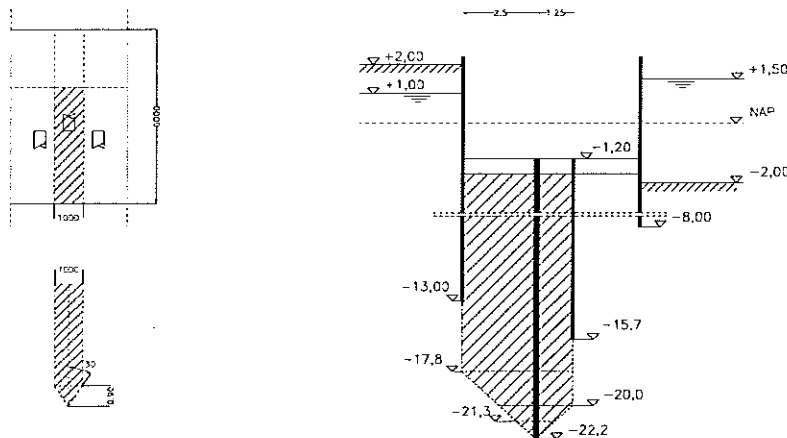
figuur B.14.2: doorsnede Knolhaven

Bouwkuip

Een doorsnede van de huidige situatie bij de Knolhaven is gegeven in figuur B.14.2. Zoals eerder vermeld worden de huidige kademuren gesloopt en komt de waterkering op de plaats van de oude kademuur. Om het water van de havens geen vrij spel te laten hebben op de kade en uitvoering mogelijk te maken moet de bouwplaats aan de havenkant worden afgesloten door een damwand. De minimale breedte van de kade is iets meer dan 7 m. Als de andere kant van de bouwput onder natuurlijk talud zou verlopen, zou er weinig tot geen ruimte overblijven voor de huizen. Om de voordeuren van de huizen toegankelijk te houden wordt ook deze kant van de bouwput afgeschermd met een damwand. Het peil tot waar de bouwput ontgraven moet worden is ongeveer gelijk aan de onderkant van de bovenbouw op NAP - 1,20 m. Om te kunnen werken moet de bouwkuip droog komen te staan. Bemalen is in stedelijk gebied, en zeker in oude steden in het westen van Nederland, niet aan te bevelen en vaak niet toegestaan. Door het verlagen van de grondwaterspiegel kunnen houten palen gaan rotten, omdat ze droog komen te staan, en treedt inklinking van de bodem op. Het waterdicht maken van de kuip kan door het injecteren van de ondergrond of het storten van een onderwaterbetonvloer. Bij toepassing van een injectielaag wordt een deel van de zandlaag tussen de wanden van de kuip geïnjecteerd met een groutlaag die de toevoer van grondwater moet stoppen. Omdat de injectie onder de grond gebeurt blijft het vaak onzeker of de laag daadwerkelijk waterafsluitend is. Uit veiligheid kan op twee verschillende diepten een laag worden geïnjecteerd. Injecteren is daardoor een dure oplossing. Gekozen wordt voor een onderwaterbetonvloer.

Opbarstberekening bouwkuip

Omdat voor de kering zelf al trekpalen nodig zijn kunnen deze tijdens de uitvoering wellicht dienen als hulpmiddel tegen opbarsten van de bodem van de kuip. De palen worden dan geheid voor het droogzetten van de kuip, waarna ze ingestort worden in een onderwaterbetonvloer. In de hier volgende berekening wordt gekeken of de palen in de uitvoering kunnen worden gebruikt. Een doorsnede van de bouwkuip en het bovenaanzicht van het palenplan is gegeven in figuur B.14.3 op de volgende bladzijde. De schoor geheide paal is geschematiseerd als verticale paal. De damwand die gebruikt wordt voor de fundering beperkt het kluitgewicht van de paal. Ook de damwand wordt geschematiseerd als een verticaal.



figuur B.14.3: Kluitgewicht

Het evenwicht wordt bekeken over het gearceerde gebied ten opzichte van de bovenkant van de onderwaterbetonvloer. Aangenomen wordt dat de waterdruk lineair verloopt over de breedte van de bouwkuij. Over het gearceerde gebied werkt dan een opwaartse druk tengevolge van het waterstandsverschil van:

$$1/2(22 + 27)*6 = 147 \text{ kN/m}\uparrow$$

De neerwaarts gerichte kracht wordt gevormd door het kluitgewicht en het gewicht van de onderwaterbetonvloer. De vloer wordt op een halve meter geschat. Het kluitgewicht is (zie ook B.4):

$(5,5-1,7)*3,75*(15-10)$	$= 71 \text{ kN}\downarrow$
$(8,5-5,5)*3,75*(11-10)$	$= 11 \text{ kN}\downarrow$
$(13-8,5)*3,75*(13,5-10)$	$= 59 \text{ kN}\downarrow$
$(17,8-13)*3,75*(20-10)$	$= 180 \text{ kN}\downarrow$
$(20-17,8)*1,25*(20-10)$	$= 28 \text{ kN}\downarrow$
$1/2*(0,5+2,5)*(21,3-17,8)*2,5*(20-10)$	$= 131 \text{ kN}\downarrow$
$1/2*(0,5+1,25)*(21,3-20,0)*1,25*(20-10)$	$= 14 \text{ kN}\downarrow$
$1/3*1,0*0,9*(20-10)$	$= 3 \text{ kN}\downarrow$
	<u>$= 497 \text{ kN}\downarrow$</u>

Het neerwaartse gewicht van de kluit zou dus ruim voldoende zijn om de opwaartse druk van het water te weerstaan. Merk op dat dit kleiner is dan het individuele trekvermogen van een paal, in bijlage B.7 bepaald op 687 kN, en dat het kluitgewicht daarom maatgevend is.

Bij dimensionering van de vloer op het kluitgewicht komt de kluit als puntbelasting op de vloer. Door de geometrie van de kuij leidt dit tot grote buigspanningen in het onderwaterbeton. Dit wordt voorkomen als de vloer zelf genoeg gewicht levert om de waterdruk op te nemen. De dikte van de vloer moet dan worden:

$$\begin{aligned} \text{Gewicht vloer} &> \text{Opwaartse druk} \\ 0,9*(20 - 10)*6*d &> 147 \\ d &> 2,7 \text{ m} \end{aligned}$$

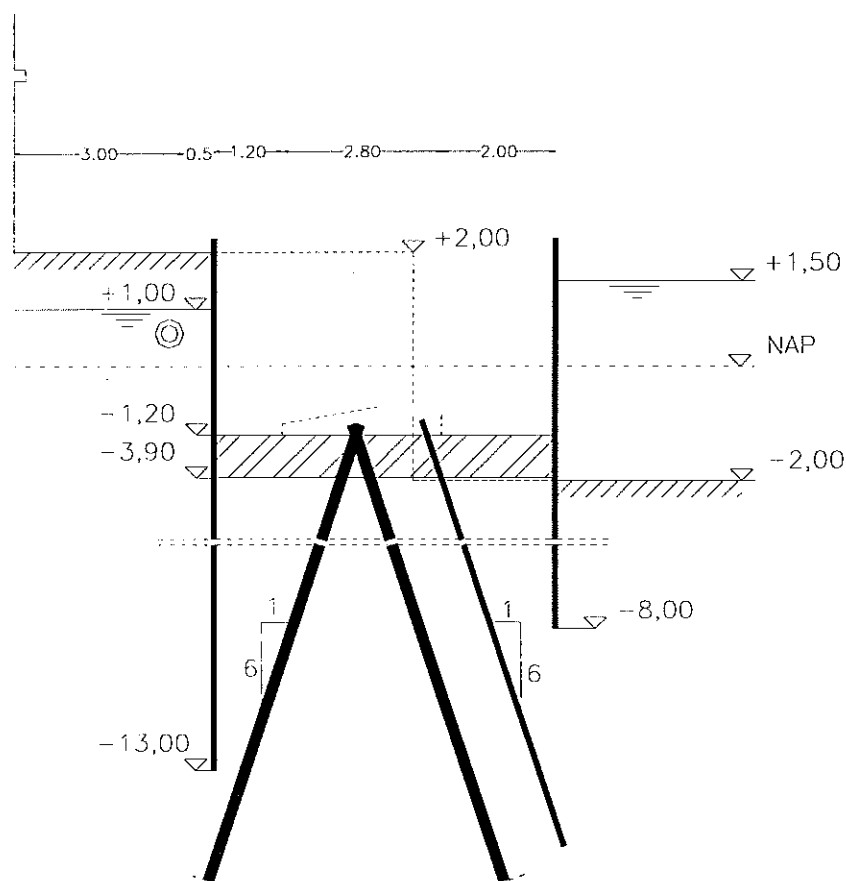
waarin 0,9 een veiligheidsfactor is.

Deze dikte wordt aangehouden voor de onderwaterbetonvloer.

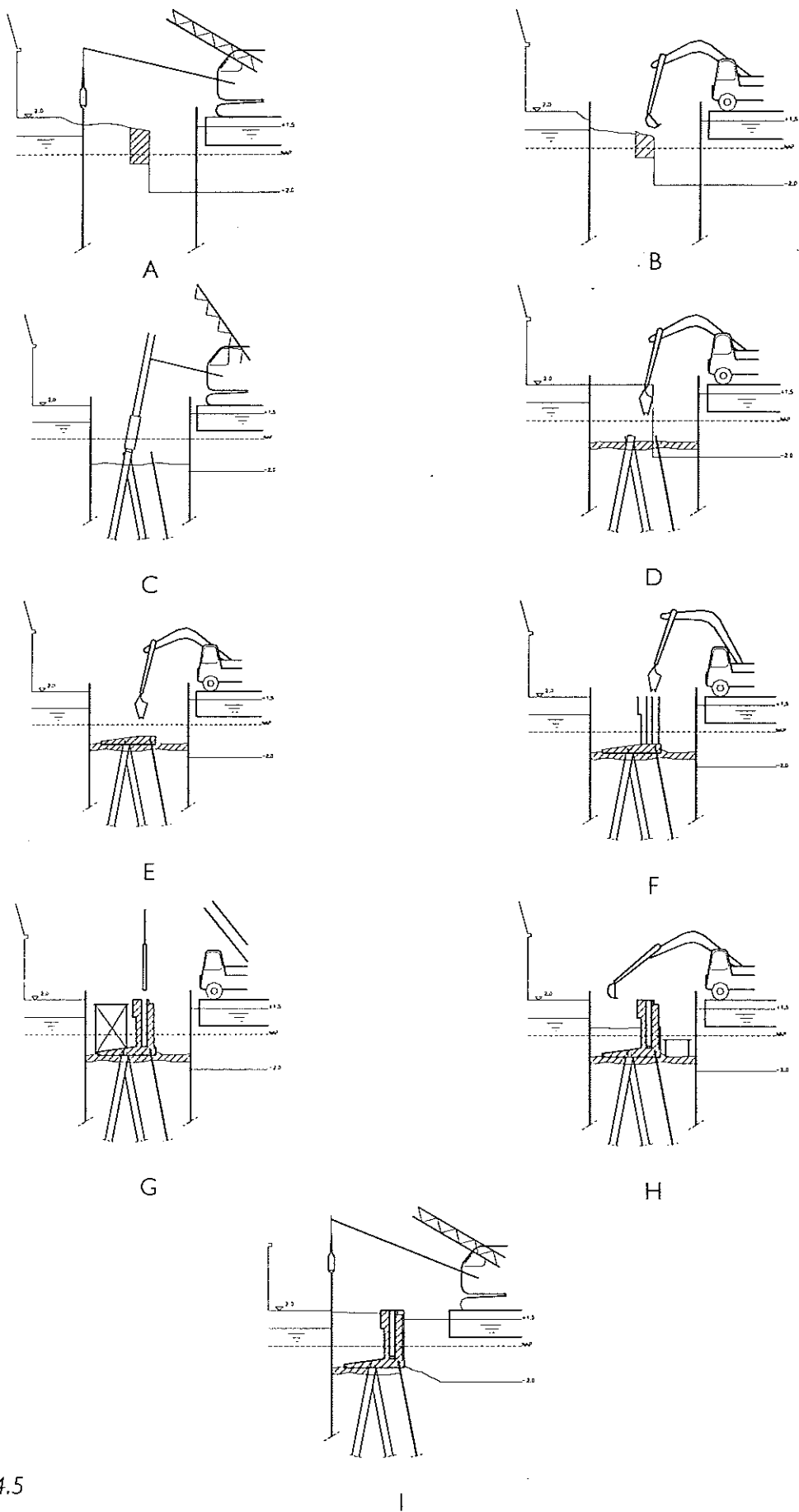
Om een onnodig hoge bouwkuip te voorkomen vindt de uitvoering van de waterkering in het zomerseizoen plaats. De maatgevende belastingsituatie wordt dan gegeven door de gemiddelde grondwaterstand van NAP + 1,00 m (in bijlage B.3 is al gesteld dat dit een pessimistische aanname is) en een buitenwaterstand van NAP + 1,50 m. Met een gemiddeld hoogwater van NAP + 0,95 m is ook dit een pessimistische aanname. De bovenkant van de damwanden ligt dan ongeveer op maaiveldhoogte wat ter plaatse van de Knolhaven NAP + 2,00 m is.

De betonyvloer kan tevens als stempeling van de damwanden dienen. Met MSheet is bepaald hoe diep de damwanden moeten worden ingeheid en wat voor profiel moet worden toegepast. De uitvoer hiervan is te vinden aan het eind van deze bijlage. Niet gekeken is naar de effecten van de bouwkuip op de bebouwing aan de kaden. Van de aangrenzende bebouwing is de fundering grotendeels onbekend. De inheidiepte en het profiel van de damwand zijn zo gekozen dat de verplaatsingen klein blijven. De verplaatsingen kunnen eventueel verder beperkt worden door het toepassen van ankers of stempeling. Omdat zich tussen de bebouwing monumenten bevinden zal het effect van de uitvoering op de bebouwing verder onderzocht moeten worden.

De breedte van de kuip wordt aan de ene kant bepaald door de constructiebreedte en de benodigde werkruimte en aan de andere kant door de inheidiepte van de damwanden van de kuip. Deze mogen het (schoor) heien van de fundering van de constructie niet verhinderen. De ruimte aan de landzijde wordt beperkt door de riolering in de straat; de damwand moet op voldoende veilige afstand hiervan ingeheid worden. De riolering ligt aan de Knolhaven ongeveer 3 m van de huizen. De damwand moet hier minstens een halve meter vanaf staan. De ruimte aan de landzijde is dan dus de kadebreedte (7 m) min 3,5 m. De plaats van de waterkering schuift ten opzichte van de oude kademuur ongeveer een halve meter richting haven op.



figuur B.14.3: bouwkuip met de maatgevende belastingsituatie tijdens de uitvoering



figuur B.14.5

Op de pagina hiernaast is de uitvoering in stappen te zien. De werkzaamheden moeten vrijwel allemaal plaatsvinden vanuit de haven. Door het smalle straatprofiel en de benodigde bouwkuip is er aan de Knolhaven geen ruimte voor groot materieel. Het werk geschiedt vanaf pontons. Kant en klare werkpontons met hijskranen zijn wel verkrijgbaar, maar de gevonden afmetingen van beschikbare kraanpontons zijn te groot om in de havens te komen. De doorvaartbreedten en -hoogten van de Engelenburgerbrug en de Lange IJzeren brug zijn onvoldoende om de vaartuigen door te laten. Pontons zullen in kleine eenheden aangevoerd moeten worden en samengesteld worden in de haven. Het materieel moet dan vanaf de kaden op de pontons geplaatst worden. De Aardappelmarkt (het gebied rond de Roobrug) is hiervoor een geschikte locatie.

- A, B. De uitvoering begint met het heien van de damwanden van de bouwkuip. Om overlast voor de omwonende zoveel mogelijk te beperken, kunnen de wanden het beste getrild worden. Het slopen van de oude kademuur zal voor een deel ook met groot materieel moeten geschieden en daarom zal ook een kraan met een sloophamer op de pontons geplaatst moeten worden. Een belangrijk onderdeel van de sloop is het verwijderen van de palen van de oude kademuur. Een kraan met een grijper moet het benodigde puin afgraven. Voor deze werkzaamheden kan steeds eenzelfde kraan worden gebruikt met een ander opzetstuk, zodat niet steeds een andere machine op de pontons moet worden gezet.
- C. De hei-installatie kan na het afgraven van de bouwput beginnen met het heien van de palen en de damwand. De vraag is of het heien niet te veel overlast veroorzaakt voor de bebouwing aan de Knolhaven. De huidige kademuur is ook onderheid met prefab grondverdringende palen. De palen die nu benodigd zijn, zijn echter zwaarder en moeten dieper ingeheid worden. De fundering van de meeste huizen aan de Knolhaven (en de rest van het tracé) is onbekend. Om scheurvorming door zakking van de panden te voorkomen zal onderzoek naar de bestaande funderingen gedaan moeten worden en bepaald moeten worden wat de beste manier is om de palen aan te brengen. Nu wordt uitgegaan van grondverdringende prefab palen die geheid worden. Mocht de overlast hiervan te groot blijken te zijn, kan voor de uitvoering bijvoorbeeld gedacht worden aan boorpalen.
- D. Na het aanbrengen van de fundering wordt de onderwaterbetonvloer gestort. De palen dienen in deze fase als trekpalen voor de bouwput en zullen dus goed aan het onderwaterbeton moeten hechten. De kop van de palen wordt hierom uitgerust met een geribbeld profiel. Als het beton is uitgehard kan de bouwkuip droog gezet worden.
- E. Nu een droge bouwkuip is gecreëerd kan begonnen worden met de uitvoering van de bovenbouw van de kering. De trekpalen en de damwand van de fundering steken boven de onderwaterbetonvloer uit en als de koppen van de palen zijn gesneld kan de bekisting en wapening van de vloer worden aangebracht. Om de damwand aan de kering te verankeren worden op de kop van de damwand deuvels gelast. Aan de zijkanten van een sectie wordt een dilatatie-voegenband aangebracht om de aansluiting tussen de verschillende sectie waterdicht te maken. Een dergelijke band wordt ook aangebracht tussen de later aan te brengen wanden en de vloer, om de stortnaad die ontstaat waterdicht te maken. Om later de vijzels en installatie aan de vloer te verbinden worden verankeringen aangebracht. De vloer kan vervolgens worden gestort.
- F. Na het uitharden en ontkisten van de vloer kan de wapening en de bekisting voor de wanden worden aangebracht. Ook hierin moeten de nodige voorzieningen worden aangebracht. Voor de geleide profielen en de oplegpunten worden stelbouten in de wanden aangebracht en op de voorste wand komt de verankering voor de bolders. De rubberen band wordt aan de uiteinden van de secties tot boven aan de wanden doorgevoerd. Tijdens het storten van de wanden kan de bekisting- en wapeningsploeg beginnen met de tweede stort wanden. Als ook deze wanden zijn ontkist en uitgehard kunnen de vijzels en de installatie worden aangebracht. De bekisting- en wapeningsploeg kan ondertussen beginnen aan de vloer van de volgende sectie.

- G. Vervolgens kan de schuif in de bak worden gehangen. Het model van de schuif (zie hoofdstuk 9) vraagt om een speling tussen de oplegpunten en de schuif die nihil is. Het is dan onmogelijk de schuiven in te hangen. De geleide-strips en de oplegpunten aan de 'droge kant' van de constructie worden daarom gemonteerd met stelbouten. Nadat de schuif is ingehangen kan dan de speling ter plaatse van de oplegpunten uit de constructie worden gehaald door de stelbouten aan te draaien. De oplegpunten en de geleide-strips worden uitgerust met laag van bijvoorbeeld nylon, om de weerstand tussen de schuif en de opleggingen te verminderen.

Het hijsvermogen van de kranen wordt extra beperkt, omdat ze vanaf pontons moeten werken. Het gewicht van de schuiven is voor een gangbare mobiele kraan geen probleem. De werkpontons met kranen (die dus niet gebruikt kunnen worden) hebben over het algemeen een kleiner hijsvermogen. Een ponton met afmetingen van 18x8x2,5 heeft een kraanmoment van 550 kNm, wat bij een schuifgewicht van ongeveer 80 kN neerkomt op een vlucht van ruim 6,5 m. Aangenomen wordt dat op een ponton met deze afmetingen ook een mobiele kraan kan worden geplaatst met voldoende draagvermogen voor het schuifgewicht. De schuiven hoeven dan ook voor de uitvoeringswijze niet aangepast te worden.

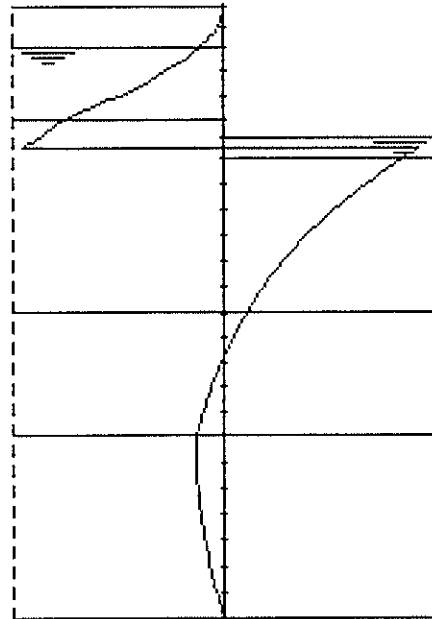
- H. Na het stellen van de schuiven kan de ruimte achter de kering voor een deel worden aangevuld met zand, tot de hoogte waar de drainage wordt aangebracht. De kering kan verder worden afgewerkt. De voorkant kan worden gemetseld en de bovenrand en de bolders kan worden aangebracht.

Deze cyclus kan nu steeds herhaald worden voor de verschillende secties. Bij gereedkoming van een deeltraject, dat wil zeggen tussen twee overgangen, kan de drainage worden aangebracht en de ruimte verder aangevuld worden met zand.

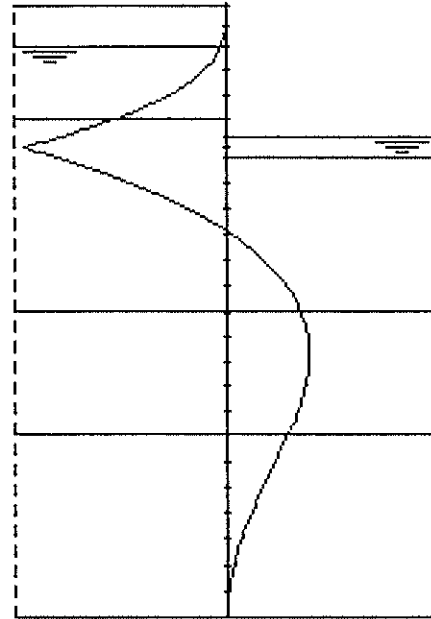
- I. De damwanden van de kuip kunnen getrokken worden en het onderwaterbeton dat in de haven ligt zal verwijderd moeten worden.

Om de werkzaamheden zo efficiënt mogelijk uit te voeren moet ervoor gezorgd worden dat de werkzaamheden van de verschillende ploegen op elkaar aansluiten. Het meest ideale zou zijn als de ploegen steeds een sectie kunnen opschuiven en dus continu in bedrijf zijn. Dit wordt verder onderzocht in bijlage B.15.

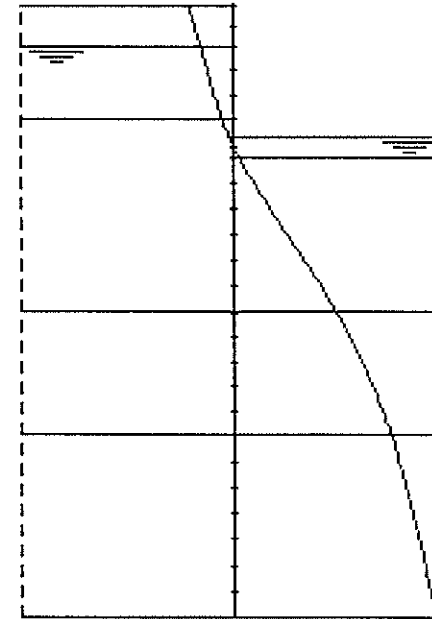
KRACHTEN EN VERPLAATSINGEN BOUWFASE : 1



Dwarskrachten [kN/Bm]
 Maximum : 136.2
 Minimum : -142.1

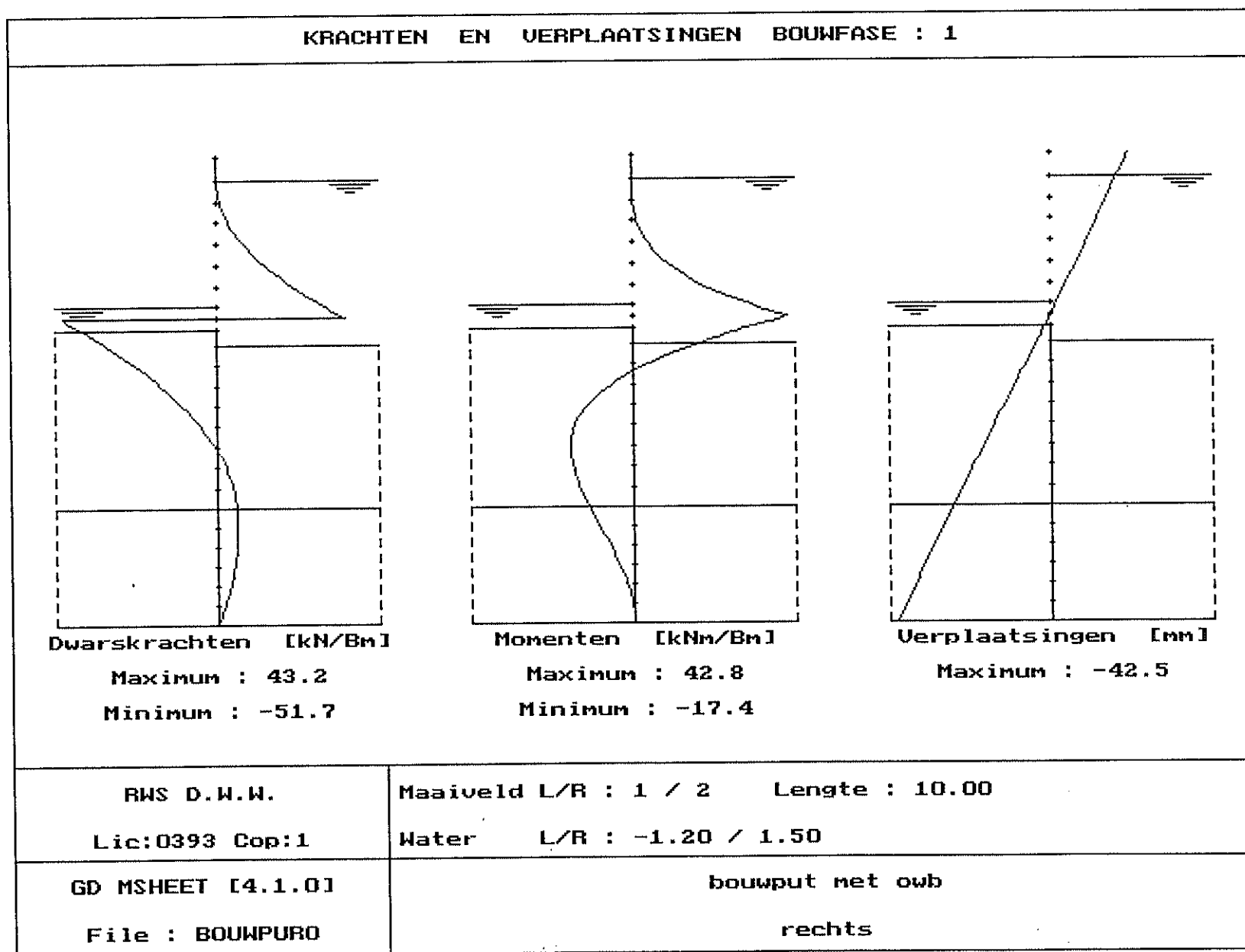


Momenten [kNm/Bm]
 Maximum : 80.7
 Minimum : -198.6



Verplaatsingen [mm]
 Maximum : 55.1

RWS D.W.W.	Maaiveld L/R : 1 / 2 Lengte : 15.00
Lic:0393 Cop:1	Water L/R : 1.00 / -1.20
GD MSHEET [4.1.0]	bouwput met owb
File : BOUWPUT0	links



Bijlage B.15: Tijdsplanning

De tijdsplanning is voor een deel gebaseerd op gegevens uit de Misset uitgaven: GWW kosten met als peildatum mei 1997.

Voor een globale bepaling van de uitvoeringstijd worden de activiteiten ingedeeld volgens de stappen van de uitvoering.

0. Bouwrijp maken / Aanleg voorzieningen

Uitvoeringstijd=2 weken

I. Pontons aanvaren:

Uitvoeringstijd= 1 week

II. Damwanden bouwput trillen:

Havenzijde:

$$\text{Oppervlak} = 200 \times 15 = 3000 \text{ m}^2$$

Landzijde:

$$\text{Oppervlak} = 200 \times 10 = 2000 \text{ m}^2$$

Uitvoeringstijd=4 weken

III. Slopen + ontgraven:

Deze uitvoeringsfase bestaat uit de volgende onderdelen:

Slopen kademuur

Damwanden trekken:

$$\text{Oppervlak} = 5 \times 200 = 1000 \text{ m}^2$$

Palen verwijderen:

$$\text{Aantal} = 200/3 = 67$$

Ontgraven:

Ontgravingsnelheid, klei, niet gescheiden, tot 5 m diepte = 162,5 m³/uur

$$\text{Inhoud} = 6 \times (2 + 3,9) \times 200 = 7080 \text{ m}^3$$

$$\text{Uitvoeringstijd} = 7080 / 162,5 = 44 \text{ uur}$$

Vervoer:

Vervoerssnelheid, klei, over verharde weg, tot 10 km = $20 \text{ m}^3/\text{uur}$

Uitvoeringstijd = $7080/20 = 354$ uur (9 weken)

Kan plaatsvinden gelijktijdig met andere activiteiten

In totaal wordt de uitvoeringstijd geschat op:

Uitvoeringstijd = 9 weken

IV. Palen heien:

Aantal palen = 15 palen/sectie

Totaal = $10 \times 15 = 150$

Uitvoeringstijd = 3 weken

Damwanden trillen

Oppervlakte = $15 \times 200 = 3000 \text{ m}^2$

Uitvoeringstijd = 2 weken

V. Storten onderwaterbeton (niet gewapend):

Betonpomp capaciteit = $75 \text{ m}^3/\text{uur}$

Inhoud = $6 \times 2,7 \times 200 = 3240 \text{ m}^3$

5 pompen

Uitvoeringstijd = $3240 / (5 \times 75) = 1$ dag

VI. Droogzetten put

Vuilwaterpomp capaciteit = $70 \text{ m}^3/\text{uur}$

inhoud = $6 \times (1 + 1,20) \times 200 = 2640 \text{ m}^3$

5 pompen

$2640 / 5 \times 70 = 8$ uur

Uitvoeringstijd = $2640 / (5 \times 70) = 1$ dag

VII. Koppen snellen:

Geprobeerd wordt de cyclus van de vloer in een week te volbrengen zodat in het weekend verhard kan worden.

Aantal = 15/sectie

Uitvoeringstijd = 4 uur

VIII. Bekisten vloer (inclusief ontkisten):

0,8 mu/m², met een leerfactor van 0,9

Repetitie factor $n = 10^{2 \log 10} = 3,3$ $\varphi = \text{leerfactor}^{3,3} = 0,9^{3,3} = 0,71$

Bekistingsoppervlak = 0,2 + 0,5 = 0,7 m²/m

Totaal = 20 x 0,7 = 14 m²/sectie

Uitvoeringstijd = $\varphi \times \text{mu/m}^2 \times \text{oppervlak} = 0,71 \times 0,8 \times 14 = 8$ mu/sectie

2 man kunnen dan in 8 uur 2 secties bekisten en ontkisten

Uitvoeringstijd = 8 uur

IX. Wapenen:

25 manuur/ton

Hoeveelheid wapening = 4 x 0,19% = 0,76%

Inhoud = 0,76% x 1,32 x 200 = 2,0 m³ (zie beton)

Staal = 7850 kg/m³

Gewicht = 2,0 x 7850 = 15.700 kg/10 = 1,57 ton/sectie

Uitvoeringstijd = 1,57 x 25 = 39,3 mu/sectie

7 man kunnen dan in 12 uur 2 secties wapenen

Uitvoeringstijd = 12 uur

X. Beton storten:

Storten vloer, onder helling: 2 manuur/m³

Hoeveelheid = 0,2 x 3,3 + 1/2 x 2,2 x 0,3 + 1,1 x 0,3 = 1,32 m³/m

Totaal = 1,32 m³ x 20 = 26,4 m³

Uitvoeringstijd = 26,4 x 2 = 52,8 mu

De verhouding storten en afwerken van het beton is 3:1:

40 mu storten en 13 mu afwerken

40/8 = 5, 13/40 = 1

Een sectie kan door 5 man in 1 dag (8 uur) gestort worden. 1 man is dan de hele week bezig met het afwerken van het beton

Zo kunnen in twee dagen twee vloersecties gestort worden

Uitvoeringstijd = 16 uur

De weekcyclus waarin de vloer van twee secties kan worden gestort ziet er dan als volgt uit:

	ma	di	wo	do	vr	za	zo
bekisten		■					
wapenen		■	■	■	■		
storten			■	■	■	■	
verhardnen					■	■	■
ontkisten	■						

XI. Bekisten wanden:

Geprobeerd wordt de cyclus van de wanden in een week te volbrengen zodat in het weekend verhard kan worden en de cyclus aansluit op die van de vloer.

Landzijde:
0,8 mu, met een leerfactor van 0,9

Repetitie factor $n=20$ ${}^2\log 20=4,3$ $\varphi=\text{leerfactor}^{4,3}=0,9^{4,3}=0,64$

Bekistingsoppervlak = $5,6 \text{ m}^2/\text{m}$ (zie ook bijlage B.9)

Totaal = $5,6 \times 20 = 112,0 \text{ m}^2/\text{sectie}$

Uitvoeringstijd = $0,64 \times 0,8 \times 112 = 57 \text{ mu}/\text{sectie}$

7 man kan in 2 dagen twee secties bekisten

Havenzijde:

bekistingsoppervlak = $2 \times 2,7 = 5,4 \text{ m}^2/\text{m}$

Totaal = $5,4 \times 20 = 108 \text{ m}^2/\text{sectie}$

Uitvoeringstijd = $0,64 \times 0,8 \times 108 = 55 \text{ mu}/\text{sectie}$

7 man kan dan in 2 dagen twee secties bekisten

In totaal bestaat de bekistingsploeg dus uit 14 man en kunnen de wanden van twee secties in twee dagen bekist worden.

Uitvoeringstijd = 16 uur

XII. Wapenen:

Landzijde:
25 mu/ton
Gewicht = $74 \times 20 = 1,48 \text{ ton}/\text{sectie}$ (zie bijlage B.9)
Uitvoeringstijd = $1,48 \times 25 = 37 \text{ mu}/\text{sectie}$
5 man kan in 2 dagen twee secties wapenen

Havenzijde:

Hoeveelheid = $3 \times 0,18\% + 0,24\% = 0,78\%$

Inhoud = $0,78\% \times 1,08 \times 20 \times 10 = 1,7 \text{ m}^3$

Gewicht = $1,7 \times 7850 = 13.345/10 = 1,33 \text{ ton}/\text{sectie}$

Uitvoeringstijd = $1,33 \times 25 = 33,3 \text{ mu}/\text{sectie}$

4 man kan in 2 dagen twee secties wapenen

In totaal bestaat de wapeningsploeg uit 9 man en kunnen de wanden van twee secties in twee dagen gewapend worden.

Uitvoeringstijd = 16 uur

XIII. Storten wanden:

Landzijde:
 $2 \text{ mu}/\text{m}^3$
Inhoud = $1,01 \times 20 = 20,2 \text{ m}^3/\text{sectie}$ (zie bijlage B.9)

Uitvoeringstijd = $20,2 \times 2 = 40,4$ mu/sectie

De verhouding storten en afwerken van het beton is 3:1:

30 mu storten en 10 mu afwerken

$30/8 = 4$, $10/40 = 1$

Twee secties kunnen door 8 man in een dag gestort worden. 1 man kan de hele week het beton afwerken

Havenzijde:

Inhoud = $1,08 \times 20 = 21,6$ m³/sectie

Uitvoeringstijd = $21,6 \times 2 = 43,2$ mu/sectie

32 mu storten, 11 afwerken

$32/8 = 4$, $11/40 = 1$

Twee secties kunnen door 8 man in een dag gestort worden. 1 man voor de afwerking

De wanden worden gelijktijdig gestort, in totaal zijn er dan 16 man nodig voor de stortploeg en kan alles in een dag gestort worden

Uitvoeringstijd = 8 uur

De uitvoeringscyclus van de wanden van twee secties komt er dan als volgt uit te zien:

	ma	di	wo	do	vr	za	zo
Havenzijde: bekisten wapenen		■	■				
Landzijde: bekisten wapenen			■	■			
storten verharderen				■	■	■	■
ontkisten	■						

XIV. Aanbrengen installatie/inhangen schuif:

Het aanbrengen van de installaties en het inhangen van de schuif wordt geschat op 2 weken

Uitvoeringstijd = 2 weken

XV. Metselen wand + aanbrengen rand en bolders:

Hoeveelheid = $2,2 \times 200 = 440$ m²

De uitvoeringstijd hiervan wordt geschat op twee weken

Uitvoeringstijd = 2 weken

XVI. Aanbrengen drainage met kokosmantel

Kan machinaal gelegd worden met een snelheid van 215 m/uur

Lengte = $1,2 \times 200 = 240$ m

Uitvoeringstijd = $240/215 =$ ruim 1,5 uur

XVII. Zand aanvullen:

Kan met een snelheid van $125 \text{ m}^3/\text{uur}$ worden aangevuld

Aanvoersnelheid = $24 \text{ m}^3/\text{uur}$

Hoeveelheid = $2,7 \times 3 \times 200 = 1620 \text{ m}^3$

Uitvoeringstijd = $1620/24 = 9$ dagen

In totaal wordt de uitvoeringstijd van het zand aanvullen en het aanbrengen van de drainage op twee weken geschat

Uitvoeringstijd = 2 weken

XVIII. Damwanden kuip trekken:

Oppervlak = $200 \times 10 = 2000 \text{ m}^2$

Oppervlak = $200 \times 15 = 3000 \text{ m}^2$

De uitvoeringstijd wordt geschat op twee weken

Uitvoeringstijd = 2 weken

Het tijdschema van de totale uitvoering is te vinden op de volgende pagina.

week	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	26	27	28	29	30
0. Voorbereiding																								
I. Pontons aanvoeren																								
II. Damwanden bouwkuip																								
III. Slopen en ontgraven																								
IV.a Damwanden trillen																								
IV.b Palen heien																								
V. Storten onderwaterbeton																								
VI. Droogzetten kuip																								
VII. Vloercyclus, 2 secties																								
VIII. Wandcyclus, 2 secties																								
IX.a Aanbrengen installatie																								
IX.b Inhangen schuif																								
X. Metselen wand																								
VII. Vloercyclus, 2 secties																								
VIII. Wandcyclus, 2 secties																								
IX.a Aanbrengen installatie																								
IX.b Inhangen schuif																								
X. Metselen wand																								
Wordt nog 3x herhaald																								
XI. Zand aanvullen + aanbrengen drainage																								
XII. Damwanden trekken																								
XIII. Bestrating + bolders + afwerking																								

 uitlooptijd

Bijlage B.16: Kosten

De kostenbepaling is gebaseerd op gegevens uit de Misset uitgaven: GWW kosten met als peildatum mei 1997. De kosten die gepresenteerd worden zijn, tenzij anders vermeld, de directe kosten en bestaan uit de componenten, loon-, materiaal-, materieel- en onderaannemerskosten. Bij het ontbreken van een totale directe kostenopgave per eenheid, wordt getracht uit deze componenten de kosten samen te stellen. Voor een globale bepaling van de kosten worden de activiteiten ingedeeld volgens de stappen van de uitvoering.

I. Pontons aanvaren:

De benodigde ponton moet ongeveer een lengte hebben van 2 secties, zodat aan 2 secties tegelijk gewerkt kan worden. In de tijdsplanning, bijlage B.15, is te zien dat er twee van zulke pontons nodig zijn. In VGBouw: *Kostennormen voor aannemersmaterieel*; 1989, is een werkponton gevonden met het benodigde hijsvermogen. Deze ponton kan echter niet in de havens komen. De ponton moet worden samengesteld uit delen die aangevoerd kunnen worden in de havens, waarop het materieel kan worden aangevoerd. Zulke delen zijn niet in de literatuur gevonden. Een ponton met de benodigde totaalafmetingen wel:

Ponton van 43x13x3

aan afschrijving en rente kost zo'n ponton:

$$A+r = \text{fl. } 2526,-/\text{week}$$

aan onderhoud en reparatie:

$$O+R = \text{fl. } 938,-/\text{week}$$

Als de huur van een dergelijk ponton wordt geschat op circa 1,5 maal de som van deze bedragen komt de huurprijs op circa fl. 5000,-/week

Uitvoeringsperiode = 28 weken

$$\text{Kosten} = 2 \times 28 \times 5000 = \text{fl. } 280.000,-$$

II. Damwanden bouwput trillen:

Havenzijde:

Kosten bij inheidiepte van 15 m = fl. 174,-/m²

Oppervlak = 200 x 15 = 3000 m²

$$\text{Kosten} = 3000 \times 174 = \text{fl. } 522.000,-$$

Landzijde:

Kosten bij inheidiepte van 10 m = fl. 175,-/m²

Oppervlak = 200 x 10 = 2000 m²

$$\text{Kosten} = 2000 \times 175 = \text{fl. } 350.000,-$$

III. Slopen + ontgraven:

Slopen:

Kosten voor slopen zijn lastig te bepalen.

In ieder geval een graafmachine voor nodig met een sloophamer

Kosten huur=fl. 80,-/uur

Uitvoeringsperiode=3 weken

$$\text{Kosten} = 3 \times 40 \times 80 = \text{fl. } 9600,-$$

Damwanden trekken:

Kosten trekken=fl. 41,20/m²

Oppervlak=5 x 200 = 1000 m²

$$\text{Kosten} = 1000 \times 41,20 = \text{fl. } 41.200,-$$

Palen verwijderen:

Kosten trekken (analoog aan damwand, ca. 2x kosten heien):

Kosten heien aanwezige palen, ca. 15 m lang, schoor, 220x220=fl. 490,26,-/stuk

Heipaal=fl. 20,45/stuk

Kosten=fl. 2x469,81 = fl. 940,-/stuk

Aantal=200/3=67

$$\text{Kosten} = 67 \times 940 = \text{fl. } 62.980,-$$

Ontgraven:

Kosten ontgraven (tot 5 m diepte)= fl. 0,80 /m³

Inhoud= 6x(2+3,9)x200=7080 m³

$$\text{Kosten} = 7080 \times 0,80 = \text{fl. } 5664,-$$

Vervoer:

Kosten vervoer= fl. 6,-/m³

$$\text{Kosten} = 7080 \times 6 = \text{fl. } 42.480,-$$

IV. Palen heien:

Kosten palen schoor heien 400x400, langer dan 18 m=fl. 1225,-/stuk

Aantal palen= 15 palen/sectie

Totaal= 10x15= 150

$$\text{Kosten} = 150 \times 1225 = \text{fl. } 183.750,-$$

Damwanden trillen

Kosten trillen, verticaal, lengte 15 m = fl. 120,-/m²

Toeslag voor schoor = 1,2 x 120 = fl. 144,-/m²

Oppervlakte = 15 x 200 = 3000

$$\text{Kosten} = 3000 \times 120 = \text{fl. } 360.000,-$$

V. Storten onderwaterbeton (niet gewapend):

Kosten (onverwerkt) = fl. 110,-/m³

Inhoud = 6 x 2,7 x 200 = 3240 m³

Betonpomp 75 m³/uur = fl. 13,-/m³

Totaal = fl. 123,-/m³ + 1 manuur = fl. 123,- + fl. 45,- = fl. 168,-/m³

$$\text{Kosten} = 3240 \times 168 = \text{fl. } 544.320,-$$

VI. Droogzetten put

Kosten vuilwaterpomp, capaciteit 70 m³/uur = fl. 100,-/dag

Inhoud = 6 x (1 + 1,20) x 200 = 2640 m³

2640/70 = 38 uur

In circa 8 uur hebben vijf pompen de kuip leeg

$$\text{Kosten} = 5 \times 100 = \text{fl. } 500,-$$

VII. Koppen snellen:

Kosten snellen als wapening 300-500 mm uitsteekt, palen 400x400 = fl. 45,50/stuk

aantal = 15 x 10 = 150 stuks

$$\text{Kosten} = 150 \times 45,50 = \text{fl. } 6825,-$$

VIII. Bekisten vloer (inclusief ontkisten):

Kosten bekisting:

l = fl. 175,- + 0,8 mhr, met een leerfactor van 0,9

Repetitie factor $n = 10$ ${}^2\log 10 = 3,3$ $\varphi = \text{leerfactor}^{3,3} = 0,9^{3,3} = 0,71$

Kosten = $l/n + \varphi \times \text{manuur} \times \text{prijs/manuur}$

Kosten = $175/10 + 0,71 \times 0,8 \times 45 = \text{fl. } 43,-/\text{m}^2$

Bekistingsoppervlak = $0,2 + 0,5 = 0,7 \text{ m}^2/\text{m}$

Totaal = $200 \times 0,7 = 140 \text{ m}^2$

$$\text{Kosten} = 140 \times 43 = \text{fl. } 6020,-$$

IX. Wapenen:

Kosten betonstaal = fl. 750,- en 25 manuur/ton
 Kosten = $750 + 25 \times 45 = \text{fl. } 1875,-/\text{ton} = \text{fl. } 1,875/\text{kg}$

Hoeveelheid wapening = $4 \times 0,19\% = 0,76\%$
 Inhoud = $0,76\% \times 1,32 \times 200 = 2,0 \text{ m}^3$ (zie beton)
 Staal = 7850 kg/m^3
 Gewicht = $2,0 \times 7850 = 15.700 \text{ kg}$

$$\text{Kosten} = 15.700 \times 1,875 = \text{fl. } 29.438,-$$

X. Beton storten:

Storten vloer, onder helling: fl. 110,- + 2 manuur/ m^3
 Kosten = $110 + 2 \times 45 = \text{fl. } 200,-/\text{m}^3$
 Hoeveelheid = $0,2 \times 3,3 + 1/2 \times 2,2 \times 0,3 + 1,1 \times 0,3 = 1,32 \text{ m}^3/\text{m}$
 Totaal = $1,32 \text{ m}^3 \times 200 = 264 \text{ m}^3$

$$\text{Kosten} = 264 \times 200 = \text{fl. } 52.800,-$$

XI. Bekisten wanden:

Landzijde:
 Kosten bekisting:
 l = fl. 175,- + 0,8 mhr, met een leerfactor van 0,9

$$\text{Repetitie factor } n = 20 \quad {}^2\log 20 = 4,3 \quad \varphi = \text{leerfactor}^{4,3} = 0,9^{4,3} = 0,64$$

Kosten = $l/n + \varphi \times \text{manuur} \times \text{prijs/manuur}$
 Kosten = $175/20 + 0,64 \times 0,8 \times 45 = \text{fl. } 32,-/\text{m}^2$

Bekistingsoppervlak = $5,6 \text{ m}^2/\text{m}$ (zie ook bijlage B.9)
 Totaal = $5,6 \times 200 = 1120 \text{ m}^2$

$$\text{Kosten} = 1120 \times 32 = \text{fl. } 35.840,-$$

Havenzijde:
 Bekistingsoppervlak = $2 \times 2,7 = 5,4 \text{ m}^2/\text{m}$
 Totaal = $5,4 \times 200 = 1080 \text{ m}^2$

$$\text{Kosten} = 1080 \times 32 = \text{fl. } 34.560,-$$

XII. Wapenen:

Landzijde:
 Kosten = fl. 1,875/kg
 Gewicht = $74 \times 10 \times 20 = 14.800 \text{ kg}$ (zie bijlage B.9)

$$\text{Kosten} = 14.800 \times 1,875 = \text{fl. } 27.750,-$$

Havenzijde:
 Hoeveelheid = $3 \times 0,18\% + 0,24\% = 0,78\%$
 Inhoud = $0,78\% \times 1,08 \times 20 \times 10 = 1,7 \text{ m}^3$
 Gewicht = $1,7 \times 7850 = 13.345 \text{ kg}$

$$\text{Kosten} = 13.345 \times 1,875 = \text{fl.} 25.022,-$$

XIII. Storten wanden:

Landzijde:
 Inhoud = $1,01 \times 200 = 202 \text{ m}^3$ (zie bijlage B.9)

$$\text{Kosten} = 202 \times 200 = \text{fl.} 40.400,-$$

Havenzijde:
 Inhoud = $1,08 \times 200 = 216 \text{ m}^3$

$$\text{Kosten} = 216 \times 200 = \text{fl.} 43.200,-$$

XIV. Aanbrengen installatie/inhangen schuif:

Kosten schuif:
 Uit van den Hoek/Sterk [5] volgt dat het staal ongeveer 30 % van het totaalbedrag beslaat:

$$\text{Kosten} = 0,30 \times \text{totaal} =$$

Kosten installatie:
 Uit diezelfde literatuur volgt voor het bewegingswerk een aandeel van ca. 5%:

$$\text{Kosten} = 0,05 \times \text{totaal} =$$

XV. Metselen wand + aanbrengen rand en bolders:

Kosten metselwerk = ???? prijs / m^2
 Hoeveelheid = $2,2 \times 200 = 440 \text{ m}^2$

$$\text{Kosten} = 440 \times \dots = \text{fl.} \dots,-$$

XVI. Aanbrengen drainage met kokosmantel

Kosten kokosmantel met diameter van 100 mm = fl. 817,- / 100 m
 Lengte = $1,2 \times 200 = 240 \text{ m}$

$$\text{Kosten} = 2,4 \times 817 = \text{fl.} 1.960,-$$

XVII. Zand aanvullen:

Kosten aanbrengen = fl. 1,20/m³
Hoeveelheid = 2,7x3x200 = 1620 m³

Kosten = 1620 x 1,20 = fl. 1944,-

Kosten levering = fl 13,-/m³

Kosten = 1620 x 13 = fl. 21.060,-

XVIII. Damwanden kuip trekken:

Kosten trekken bij een lengte van 10 m = fl. 38,45/m²
Oppervlak = 200x10 = 2000 m²

Kosten = 2000 x 38,45 = fl. 76.900,-

Kosten trekken bij een lengte van 15 m = fl. 35,70/m²
Oppervlak = 200x15 = 3000 m²

Kosten = 3000 x 35,70 = fl. 107.100

Subtotaal, afgerond op fl. 1000,-:

Subtotaal = fl. 2.912.900,-

Een globale verdeling van de kosten volgens [5] is:

Fundering:	35%
Beton:	20%
Schuif:	30%
Installatie:	5%
Overig:	<u>10%</u>
	100%

fl. 2.912.900,- = 65%

Kosten schuif = fl. 1.344.000,-

Kosten installatie = fl. 224.000,-

Totaal (A) = fl. 4.481.000,-

Calculatieschema:

Loon:		
Materiaal:		
Materieel:		
Onderaannemerskosten:		+
Subtotaal (A):	fl. 4.481.000,-	
Eenmalige kosten:	fl. 100.000,-	+
Totale directe kosten: (B)	fl. 4.581.000,-	
Uitvoeringskosten, 7% van B:	fl. 320.670,-	
Subtotaal (C):	fl. 4.901.670,-	+
Algemene bedrijfskosten, 9% van C:	fl. 441.150,-	
Winst en risico, 4% van C:	fl. 196.067,-	+
Totale geraamde aanneemsom:	fl. 5.538.887,-	

Totale kosten = fl. 5.538.887,-

Kosten per meter = fl. 27.700,-



