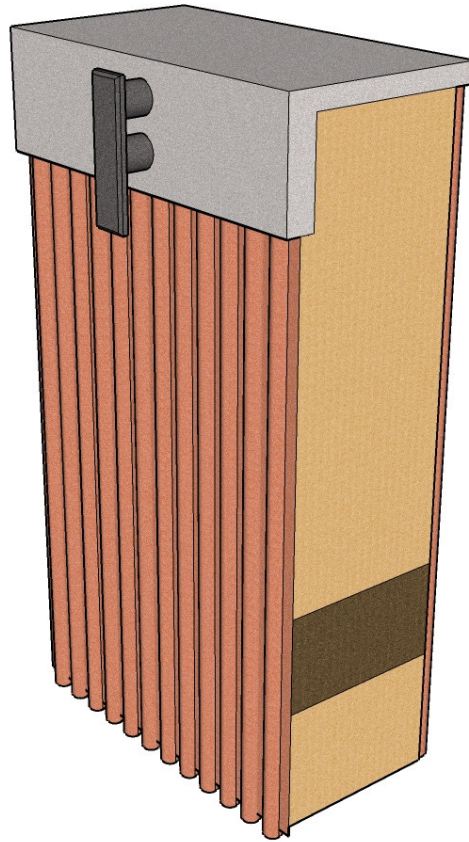


Kademuur Brammenterminal



L. van Belen
P. de Gier

BAM Infraconsult
Gouda, januari 2009

Afstudeerders:

Naam: Patrick de Gier
Adres: Anthonie Heinsiusstraat 21
Postcode + Plaats: 3332 HA, Zwijndrecht
Telefoonnummer: 06-53965615
E-mail adres: p.degier@student.hhs.nl
HBO-instelling: Haagse Hogeschool
Studentennummer: 20052489
Opleiding: Civiele Techniek
Differentiatie: Waterbouw

Naam: Leen van Belen
Adres: Annastraat 13
Postcode + Plaats: 2225 NR, Katwijk ZH
Telefoonnummer: 06-12788239
E-mail adres: l.vanbelen@student.hhs.nl
HBO-instelling: Haagse Hogeschool
Studentennummer: 20053845
Opleiding: Civiele Techniek
Differentiatie: Waterbouw

Begeleider:

Naam: Jan Versluis
Functie: Teamleider BU Maritieme en Civiele techniek
Bedrijf: BAM Infraconsult bv
Adres: H.J. Nederhorststraat 1
Postcode + Plaats: 2801 SC, Gouda
Telefoonnummer: 0182-590668 / 06-55756559
E-mail adres: A.Versluis@baminfraconsult.nl

Contactgegevens Haagse Hogeschool:

Haagse Hogeschool
Johanna Westerdijkplein 75
2521 EN Den Haag
Tel: 070 - 445 8888

1^e docent-begeleider: Meindert Vos
070-445 8974
M.J.Vos@hhs.nl

2^e docent-begeleider: Jan de Vos
070-445 8739
J.deVos@hhs.nl

Voorwoord

Voor u ligt het eindrapport van het afstudeerwerk “Kademuur Brammenterminal”. Dit afstudeerwerk is onderdeel van de opleiding Civiele Techniek op de Haagse Hogeschool te den Haag.

Het afstudeeronderzoek heeft plaats gevonden in het kantoor van BAM Infraconsult te Gouda. Bij dezen willen wij onze speciale dank betuigen aan dhr. ing. J. Versluis en dhr. ir. E. Rabbers voor de goede begeleiding en ondersteuning tijdens het afstudeeronderzoek. Ook willen wij onze dank betuigen aan dhr. ir. J. de Vos en dhr. ir. M.J. Vos voor de begeleiding vanuit de Haagse Hogeschool.

Gouda, 16 januari 2009

L. van Belen
P. de Gier

Samenvatting

Er is een toename van het scheepvaartverkeer, daarom zijn nieuwe havens en kademuren nodig voor de bijbehorende overslag. Er zijn verschillende soorten kademuurconstructies, in het afstudeerwerk is naar deze verschillende soorten een studie gedaan. Voor de locatie van de Brammenterminal komen een aantal alternatieven in aanmerking. Naast de meer standaard alternatieven is er in het afstudeeronderzoek ook een alternatief meegenomen dat zelf is bedacht, de sandwichwand.

Er is met deze alternatieven een Multi Criteria Analyse (MCA) uitgevoerd waarin een aantal beoordelingscriteria zijn gesteld. Uit de uitkomst van deze MCA is gebleken dat de zelfbedachte sandwichwand de hoogste score heeft behaald.

Omdat dit een innovatief ontwerp betreft, is er eerst een referentie ontwerp gemaakt. Dit is gedaan om in een later stadium een vergelijking te kunnen maken.

In het referentie ontwerp zijn een aantal constructieve elementen onderzocht, zoals de kraanbaanfundering, verankeringsconstructie en fenders.

Vervolgens is er onderzoek gedaan naar de werking van de sandwichwand. Dit onderzoek is uitgevoerd met het computerprogramma Plaxis.

Tijdens dit onderzoek is gebleken dat de sandwichwerking met de oorspronkelijke grondslag niet zal optreden, maar dat een grondverbetering toegepast moest worden. Aan de hand van een aantal resultaten is ervoor gekozen om voor de benodigde grondverbetering een groutlaag van 5 meter dik te gebruiken. Middels deze grondverbetering zal de sandwichwerking wel optreden en met deze resultaten is een ontwerp gemaakt.

Om de waarde van dit ontwerp te toetsen is het vergeleken met het eerder opgestelde referentie ontwerp. Deze bestaat uit een combiwand en een aparte kraanbaanfundering. Deze twee ontwerpen zijn vergeleken op constructieve elementen en op de hoeveelheden aan benodigd materiaal.

Conclusie van het onderzoek is dat met de sandwichwand een aanzienlijke hoeveelheid staal kan worden bespaard. Het nadeel van het sandwichontwerp is dat grondverbetering vrij kostbaar is waardoor het economisch minder voordeliger is om een sandwichwand toe te passen. Tijdens het afstudeeronderzoek waren er door verschillende bedrijven onderzoeken gaande naar innovatieve methoden van grondverbetering. Mocht er in de toekomst een voordeliger methode van grondverbetering komen dan het in het afstudeerwerk gebruikte grout, dan zal de sandwichwand constructie zeker een voordeliger optie kunnen zijn.

Inhoudsopgave

INLEIDING	1
1 ALGEMEEN	2
1.1 ACHTERGRONDINFORMATIE.....	2
1.2 LOCATIE	2
2 ALTERNATIEVENONDERZOEK	3
2.1 VORMEN VAN KADEMUURCONSTRUCTIES.....	3
2.1.1 <i>Gewichtsconstructies</i>	3
2.1.1.1 Blokkenmuur	3
2.1.1.2 L-muur	4
2.1.1.3 Caissonwand	4
2.1.1.4 Cellenwand	5
2.1.1.5 Terre Arméewand	5
2.1.2 <i>Grondpenetrerende wandconstructies</i>	6
2.1.2.1 Wandsystemen	6
2.1.2.2 Verankeringsystemen	9
2.1.2.3 Grondpenetrerende wandconstructies met ontlastvloer	11
2.1.3 <i>Overbouwd talud</i>	12
2.2 FUNCTIONELE ONTWERPASPECTEN.....	13
2.3 CONSTRUCTIEVE ONTWERPASPECTEN	14
2.3.1 <i>De bovenbouw</i>	14
2.3.2 <i>De ontlastvloer</i>	14
2.3.3 <i>De damwand</i>	15
2.3.4 <i>Verankering</i>	16
2.3.5 <i>Fundering</i>	16
2.4 AFWEGING VAN CONSTRUCTIES	17
2.4.1 <i>Gewichtsconstructies</i>	17
2.4.2 <i>Grondpenetrerende wandconstructies</i>	17
2.4.2.1 Wandsystemen	17
2.4.2.2 Verankeringsystemen	18
2.4.2.3 Grondpenetrerende wandconstructies met ontlastvloer	19
2.4.3 <i>Overbouwd talud</i>	19
2.4.4 <i>Overzicht geschiktheid van de alternatieven</i>	20
2.5 GEKOZEN ALTERNATIEVEN	21
2.5.1 <i>Alternatief A</i>	21
2.5.2 <i>Alternatief B</i>	22
2.5.3 <i>Alternatief C</i>	23
2.5.4 <i>Alternatief D</i>	24
2.6 MULTI CRITERIA ANALYSE	25
2.6.1 <i>Opzet Multi Criteria Analyse</i>	25
2.6.2 <i>MCA Brammenterminal</i>	26
2.6.2.1 Toelichting criteria MCA.....	27
2.6.2.2 Beoordeling alternatieven	31
2.6.2.3 Toelichting beoordeling.....	32
2.6.3 <i>MCA met 'Leerdoelen'</i>	34
2.6.3.1 Toelichting criteria MCA.....	35
2.6.3.2 Beoordeling alternatieven	36
2.6.3.3 Toelichting beoordeling.....	37
2.7 DEFINITIEVE KEUZE.....	38
3 REFERENTIE ONTWERP	39
3.1 KEERCONSTRUCTIE	39
3.1.1 <i>Ontwerpgegevens</i>	39
3.1.2 <i>Belastingen</i>	40
3.1.3 <i>Ontwerp</i>	41
3.2 VERANKERING.....	43
3.3 FUNDERING WATERZIJDIGE KRAANBAAN	48
3.3.1 <i>Berekening open stalen buispalen</i>	48
3.3.1.1 Punt draagvermogen	48

3.3.1.2	Plugvorming	50
3.3.1.3	Schachtwrijving	52
3.3.2	Paal draagvermogen	53
3.3.2.1	Draagkracht	54
3.4	FENDERING	55
3.4.1	Fenderberekening	55
3.4.1.1	Eisen fender	55
3.4.1.2	Te accommoderen scheepstypen	55
3.4.1.3	Energieberekening	56
3.4.2	Keuze Fendersysteem	60
3.4.2.1	Super Cone Fender (SCN Fender)	60
3.4.2.2	Cell Fender (SCK Fender)	63
3.4.2.3	Fenderschot	66
3.4.2.4	Keuze fendersysteem	68
4	TOETSING SANDWICHWAND	69
4.1	PRINCIPE SANDWICHWAND	69
4.1.1	<i>Berekening weerstandsmoment</i>	70
4.1.2	<i>Berekening maximale schuifweerstand</i>	71
4.2	TOETSING SANDWICHWERKING	72
4.2.1	<i>Grondverbetering</i>	73
4.2.2	<i>Dikte groutlaag</i>	76
4.2.3	<i>Constructiebreedte</i>	78
4.2.4	<i>Conclusie</i>	80
5	ONTWERP BOVENBOUW	81
5.1	SCHEMATISERING BOVENBOUW	81
5.1.1	<i>Configuratie</i>	81
5.1.2	<i>Gegevens bovenbouw</i>	82
5.1.3	<i>Optredende belastingen</i>	82
5.2	KRACHTSWERKING BOVENBOUW	83
5.2.1	<i>Krachtswerking dek</i>	83
5.2.1.1	Krachtspreiding dek	83
5.2.1.2	Momenten in dek	87
5.2.2	<i>Krachtswerking en momenten wand</i>	88
5.3	WAPENINGSBEREKENINGEN	92
5.3.1	<i>Dek</i>	92
5.3.2	<i>Wand</i>	95
5.3.3	<i>Verbindingen</i>	98
5.3.3.1	Dek	98
5.3.3.2	Wand	99
6	VERGELIJKING ONTWERPEN	101
6.1	CONFIGURATIE ONTWERPEN	101
6.1.1	<i>Referentie ontwerp</i>	101
6.1.2	<i>Definitief ontwerp</i>	102
6.2	CONSTRUCTIEVE VERGELIJKING	103
6.3	HOEVEELHEDEN VERGELIJKING	107
7	CONCLUSIE	108
	FIGUURLIJST	109
	LITERATUURLIJST	111
	BIJLAGE	
	BIJLAGE I: TECHNISCH PROGRAMMA VAN EISEN	
	BIJLAGE II: SONDERING FN135	
	BIJLAGE III: MSHEET RAPPORT REFERENTIE ONTWERP	
	BIJLAGE IV: REKENSHEET VOOR TRAAGHEIDSMOMENT	
	BIJLAGE V: REKENSHEET VOOR SCHUIFSPANNINGEN	
	BIJLAGE VI: TEKENING OVERZICHT + DOORSNEDEN	
	BIJLAGE VII: TEKENING DETAILS KADEMEUBILAIR	

Inleiding

Al sinds de oudheid worden schepen gebruikt om goederen te vervoeren, Rotterdam heeft een rijke geschiedenis met betrekking tot de scheepvaartindustrie. In de jaren zestig is de eerste Maasvlakte aangelegd om ruimte te creëren voor transportoverslag ten behoeve van dit scheepvaartverkeer. De behoefte aan ruimte voor transportoverslag is inmiddels zo groot dat tijdens het afstudeeronderzoek alweer een tweede Maasvlakte wordt aangelegd.

Op de Eerste Maasvlakte worden nog steeds overslagterreinen gerealiseerd, zo is het Hartelkanaal gedempt en moeten er in de toekomst brammen worden overgeslagen. Het afstudeerwerk betreft een kademuurconstructie voor de Brammenterminal die op deze locatie wordt gesitueerd.

Het doel van dit afstudeerwerk is om een zo voordelig mogelijke kademuurconstructie te ontwerpen. Om dit doel te bereiken zijn een aantal standaard alternatieven en een eigen alternatief met elkaar vergeleken. Omdat het een afstudeerwerk betreft is er ook gekeken naar de leerzaamheid van het alternatief.

Hieruit is een alternatief gekomen wat als basis diende voor het verdere onderzoek.

De opbouw van het rapport bestaat eerst uit een algemeen deel, waarin de achtergrond en de locatie beschreven wordt. Vervolgens is een studie gedaan naar de mogelijke alternatieven voor de kademuurconstructie. Met deze alternatieven is een Multi Criteria Analyse (MCA) uitgevoerd. Hieruit kwam naar voren dat het ontwerp wat zelf bedacht was, de sandwichwand, de hoogste score behaalde. Om een goede vergelijking te maken is er allereerst een referentie ontwerp gemaakt. Dit referentie ontwerp wordt beschreven in hoofdstuk 3.

In hoofdstuk 4 worden de resultaten beschreven van het onderzoek naar de sandwichwerking wat is gedaan door middel van het computerprogramma Plaxis.

In hoofdstuk 5 is een vergelijking gemaakt tussen deze twee ontwerpen.

De conclusies en aanbevelingen van het onderzoek worden in hoofdstuk 6 beschreven.

1 Algemeen

1.1 Achtergrondinformatie

Ten behoeve van de firma C. Steinweg Handelsveem zal aan de Mississippihaven, gelegen in de Rotterdamse haven, een nieuwe terminal worden gebouwd voor de overslag van staalbrammen: de Brammenterminal. Deze terminal moet ervoor dienen dat de brammen, die per schip aankomen, verder over het land worden getransporteerd. De ruimte voor deze terminal is circa 12 ha. en is gecreëerd door het dempen van het Hartelkanaal.

Brammen

De verwachting is dat op een termijn van 10 tot 15 jaar het transport van ijzererts naar Rotterdam zal terug lopen. In 2004 hebben CVRD en ThyssenKrup Stahl AG besloten om een brammenfabriek te bouwen in Brazilië en de brammen te gaan transporteren naar o.a. Europa. Brammen zijn staalplaten uit de eerste productiebewerking van ijzererts en vormen de grondstof voor diverse soorten staal die in de tweede productiebewerking worden geproduceerd tot bijvoorbeeld buizen of ander constructiestaal.



Fig. 1-1: Brammen

1.2 Locatie

De locatie voor de terminal is op de Eerste Maasvlakte aan de Europaweg, tussen de Mississippihaven en het Oostvoornsemeer, zoals is weergegeven in onderstaand figuur.

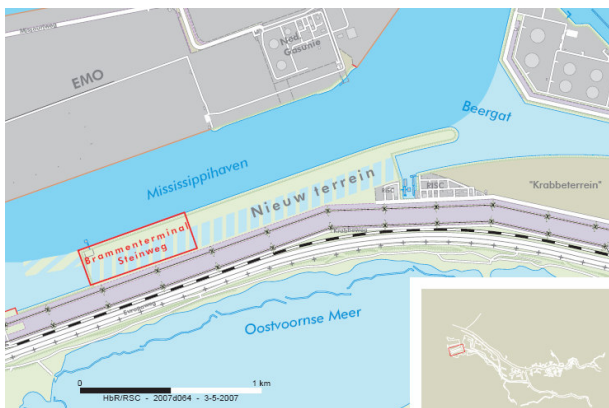


Fig. 1-2: Locatie

2 Alternatievenonderzoek

2.1 Vormen van kademuurconstructies

Er zijn een aantal verschillende typen kademuren, welke zo zijn ontwikkeld om de diverse functies te kunnen vervullen. De verschillende typen zijn onder te verdelen in vier basistypen:

- Gewichtconstructie
- Grondpenetrerende constructie
- Ontlastvloer constructie
- Overbouwd talud

In deze paragraaf worden van deze basistypen verschillende voorbeelden gegeven en wordt beschreven hoe de constructie werkt.

2.1.1 Gewichtconstructies

Bij deze constructie wordt de grondkerende functie verkregen door het eigen gewicht. Dit gewicht rust op de ondergrond, waardoor zoveel schuifspanning wordt gemobiliseerd dat de constructie niet schuift of omvalt.

Deze constructie wordt op staal gefundeerd, het is dan ook een vereiste dat de onderliggende grond voldoende draagkracht heeft. De elementen, die voor een gewichtconstructie gebruikt worden, zijn meestal prefab uitgevoerd; dit geeft een hoge bouwsnelheid maar wel hoge materiaalkosten.

2.1.1.1 Blokkenmuur

Dit is de meest eenvoudige variant van de gewichtconstructies, het zijn op elkaar gestapelde blokken van natuursteen of beton. Deze constructie wordt in den natte uitgevoerd en de blokken staan gefundeerd op een bestorting van grind of steenslag.

Met deze constructie zijn grote kerende hoogtes mogelijk, mits de draagkracht van de grond voldoende is. Doordat het meerdere elementen zijn, zitten er voegen tussen de elementen. Deze hebben voor de landzijde een drainerende werking maar men moet wel een filterconstructie toepassen zodat het aan de waterzijde niet mogelijk is dat grond uitspoelt.

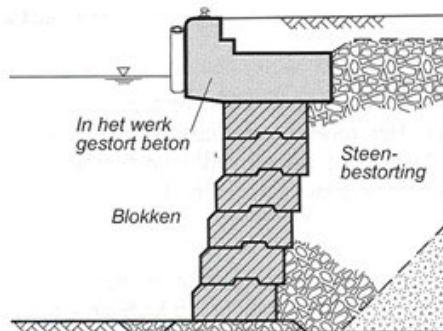


Fig. 2-1: Blokkenmuur

2.1.1.2 L-muur

De stabiliteit bij een L-muur wordt gemobiliseerd doordat het gewicht van de betonconstructie samen met de op de L-muur rustende grond zorgen voor een tegenwerkend moment ten opzichte van de horizontale gronddruk. Dit tegenwerkend moment wordt veroorzaakt door de schuifspanningen van de L-muur met de ondergrond. Deze constructie kan zowel in den natte als in den droge worden uitgevoerd. Bij uitvoering in den droge is wel een omvangrijke bouwput nodig. Bij uitvoering in den natte kunnen de elementen geprefabriceerd worden en op de locatie op de plaats worden gezet. Ook bij deze elementen zijn de voegen een punt van aandacht.

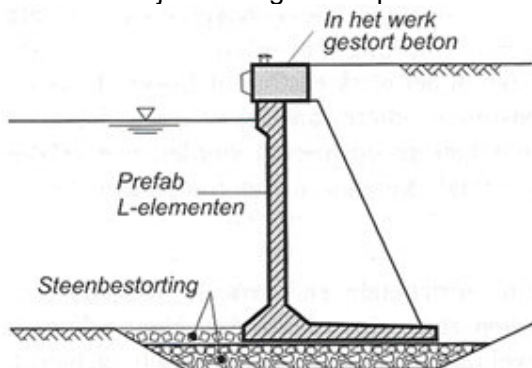


Fig. 2-2: L-muur

2.1.1.3 Caissonwand

Caissons zijn grote holle betonnen elementen en worden op het droge gefabriceerd. Vervolgens worden ze naar de locatie vervoerd om afgezonken te worden op de draagkrachtige grond. Hierna wordt het caisson gevuld met zand of een ander vulmateriaal waarmee voldoende tegenwerkend moment wordt gecreëerd voor de horizontale gronddrukken.

De bovenkant van deze caissons worden vaak boven het hoogste waterpeil gelegen zodat de uitvoering van de bovenbouw in den droge kan plaats vinden.

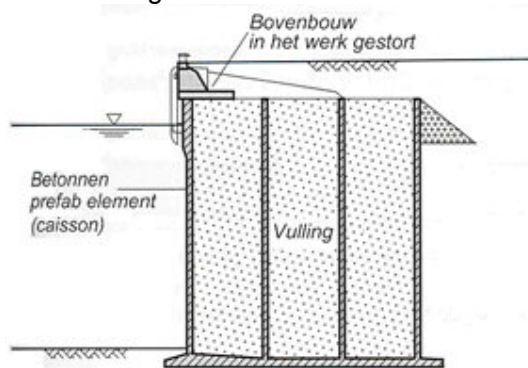


Fig. 2-3: Caissonwand

2.1.1.4 Cellenwand

Een cellenwand bestaat uit meerdere vlakke damwanden die tot een cirkel zijn gevormd, deze cellen worden onderling verbonden. Omdat deze cellenwanden geen penetratie hebben in de bodem worden ze tot gewichtconstructies gerekend. De op locatie geplaatste cellen worden gevuld met zand of een ander vulmateriaal. De wanden van deze constructie zijn dun, bij een aanvaring is de kans daarom groot dat deze kapot gaan en het zand eruit vloeit waardoor de constructie instabiel wordt.

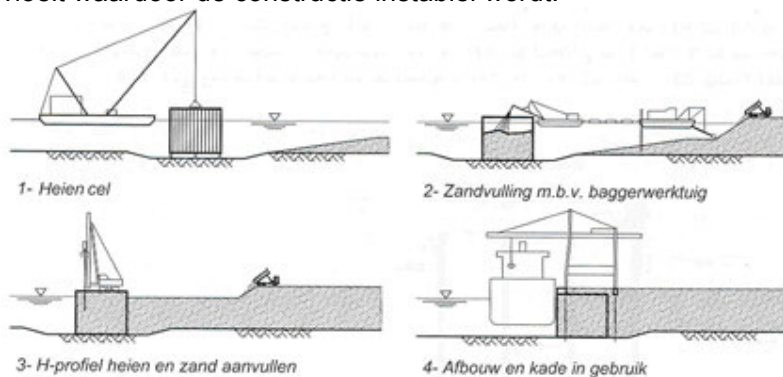


Fig. 2-4: Cellenwand

2.1.1.5 Terre Arméewand

Terre Armée betekent gewapende grond. Een Terre Arméewand bestaat uit prefab elementen die dienen als wand en worden laagsgewijs opgebouwd. Deze elementen zijn verankerd door middel van trekelementen. Deze trekelementen kunnen stalen strips of pennen zijn maar ook andere oplossingen zoals geogrids of geotextiel. De trekkracht wordt ontleend aan de wrijving tussen de trekelementen en de ondergrond. Ook bij deze constructie zijn de voegen een kritisch punt.

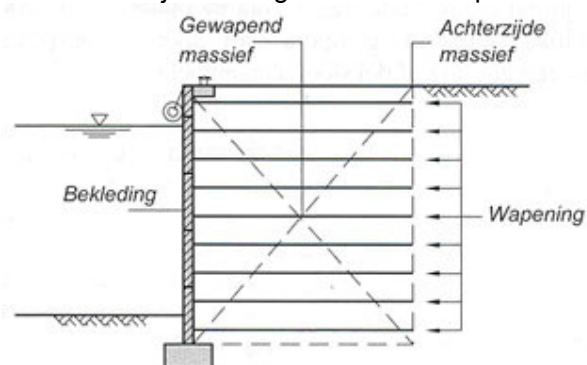


Fig. 2-5: Terre-Arméewand

2.1.2 Grondpenetrerende wandconstructies

Deze constructies zijn grondpenetrerend en zijn eventueel voorzien van verankering. Deze ontleen hun grondkerende functie aan de inklemming met de ondergrond en de schuifweerstand van eventuele verankering.

Deze constructies worden toegepast als er onvoldoende draagkracht is voor het funderen op staal en de ondergrond goed penetreerbaar is. De constructie bestaat meestal uit (samengestelde) damwanden die onderling zijn verbonden door een slotconstructie.

2.1.2.1 Wandsystemen

Enkelvoudige damwand

Er zijn twee hoofdsoorten enkelvoudige damwanden, de vlakke damwand en de profielvormige damwand. De vlakke damwand is uitgevoerd in hout, beton of staal. De profielen zijn gemaakt van beton of staal.

De vlakke damwanden worden gebruikt als de kerende hoogte gering is terwijl de profielen geschikt zijn voor grote kerende hoogte vanwege het hogere weerstandsmoment.

De stalen damwandprofielen worden vaak als dubbele of drievoudige plank geleverd, de aanwezige slotconstructie wordt dan dicht geponst of door middel van een kettinglas met elkaar verbonden.

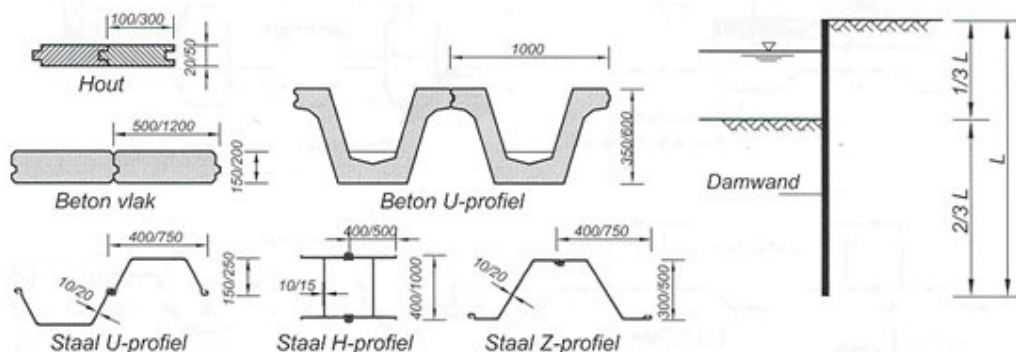


Fig. 2-6: Enkelvoudige damwanden

Samengestelde wandsystemen

Voor grote kerende hoogtes met bovenbelastingen zijn zwaardere constructies nodig dan een enkelvoudige damwand. Deze constructies kunnen bestaan uit samengestelde wanden, deze wanden bestaan uit primaire en secundaire elementen welke aan elkaar worden verbonden door middel van een slotconstructie.

De primaire elementen zijn zwaarder en worden op een vaste afstand van elkaar geïnstalleerd en zorgen voor de overdracht van de krachten naar de ondergrond. Tussen deze primaire elementen komen de tussenplanken, welke zorgen voor de wandconstructie. Omdat de horizontale gronddrukken door middel van gewelfwerking op de primaire elementen komen, kunnen deze tussenplanken minder zwaar worden gedimensioneerd dan de primaire elementen.

Het meest voorkomende voorbeeld van een samengestelde wand is de combiwand. De combiwand bestaat uit open stalen buispalen met daartussen damwandprofielen. Op de stalen buispalen worden slotconstructies gelast waar de tussenplanken op aangesloten kunnen worden.

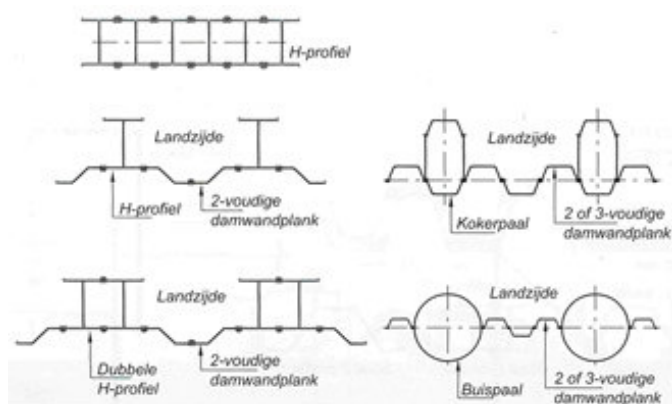


Fig. 2-7: Samengestelde damwanden

Diepwanden

Een diepwand is een in de grond gevormde, grondverwijderende wand. De constructie bestaat uit een smalle sleuf welke ontstaat door het uitgraven van de grond en wordt volgestort met beton. Om instorten van de gegraven wand te voorkomen wordt deze tijdens het graven gevuld met een mengsel van bentoniet. Bentoniet is een kleiachtig materiaal met plastische en waterdichte eigenschappen en heeft een volumiek gewicht dat zwaarder is dan de meeste grondsoorten en water. Ook zal de wand vanwege de gewelfwerking van de grond niet instorten.

Als de gewenste diepte is bereikt wordt de wapening erin afgehangen en de wand van onderaf gevuld met beton, tegelijkertijd zal aan de bovenkant de bentoniet afgepompt worden, deze kan na behandeling worden hergebruikt. De diepwand bestaat uit verschillende panelen. De dikte van de wand kan variëren van 0,5m tot 2,0m met een paneelbreedte van 2,5m tot 7,5m. Omdat de diepwand uit panelen bestaat, is de aansluiting tussen de panelen een kritisch punt. Door het feit dat de beton van onderaf wordt gestort en deze niet verdicht kan worden is er een beperking van de wapeningshoeveelheid, ook de dekking van deze wapening vormt een kritisch punt. Voordeel van een diepwand is dat deze een grote draagkracht heeft en ook zeer stijf is waardoor vervormingen gering zijn.

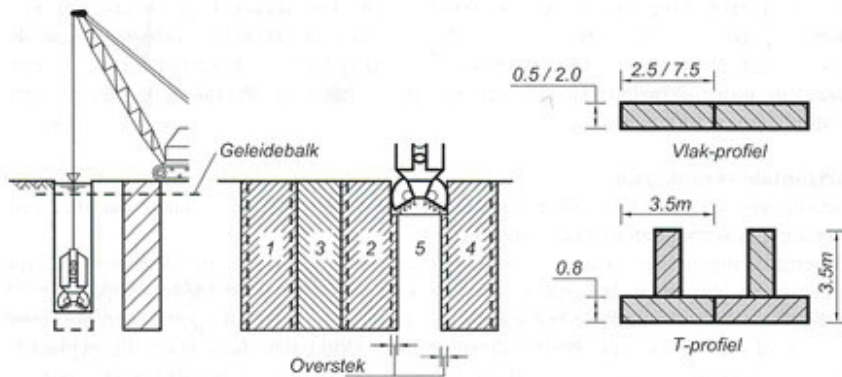


Fig. 2-8: Diepwanden

Kistdammen

Een kistdam bestaat uit twee damwanden waartussen een grondmassief is opgesloten. Dit grondmassief zorgt voor de horizontale en verticale overdracht van de krachten naar de ondergrond. Deze twee wanden zitten met elkaar verbonden door middel van één of meerdere ankers. De kerende functie wordt ontleend aan de schuifweerstand van het grondmassief met de ondergrond. Er is pas sprake van een kistdam als de wanden zo dicht bij elkaar worden geplaatst dat de actieve zone van de voorwand de passieve zone van de achterwand overlapt.

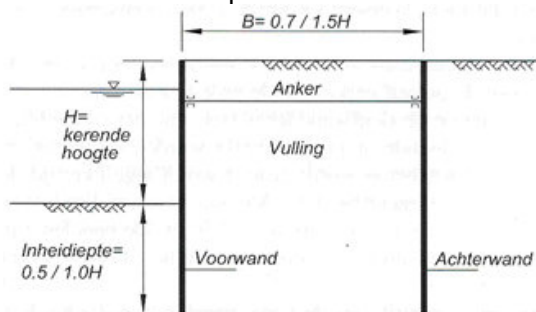


Fig. 2-9: Kistdam

2.1.2.2 Verankeringsystemen

Bovenstaande constructies kunnen onverankerd en verankerd uitgevoerd worden. Bij een onverankerde constructie werkt deze als een uitkragende, ingeklemde ligger. De steundruk wordt aan de onderzijde van de damwand verleend door de passieve druk op de damwand. Deze vorm wordt meestal toegepast als de kerende hoogte beperkt is.

Een verankerde constructie wordt toegepast wanneer er een grotere kerende hoogte is. Er wordt dan een anker toegepast om de horizontale krachten in de bovenzijde op te nemen, hiervoor kunnen verschillende ankerconstructies worden toegepast. Door deze verankering is de wand te schematiseren tot een ligger op twee steunpunten waarbij de onderzijde zowel vrij opgelegd als ingeklemd kan zijn. De verankering dient als bovensteunpunt en dient om de kracht over te brengen op de grond achter de damwand. Voor deze verankering zijn ook weer een aantal hoofdvormen.

Horizontale verankering

Deze ankers bestaan uit een verankeringselement welke is verbonden door middel van een ankerstang aan de constructie. Het verankeringselement kan een ankerschot zijn maar dit kunnen ook paaljukken of buispalen zijn. Horizontale schroefankers behoren ook tot deze groep.

Het ankerlichaam moet wel voldoende ver van de wand geïnstalleerd worden zodat de actieve druk van de wand en de passieve druk van het lichaam elkaar niet beïnvloeden. De ankerstang kan ook op verschillende manier worden uitgevoerd, als staafanker, kabelanker of schroefanker. Een staafanker is een massieve staaf die ervoor zorgt dat het ankerschot wordt verbonden met de wand. Een kabelanker doet hetzelfde, alleen is het geen massief maar zijn het een aantal gebundelde (voorspan)kabels. Een schroefanker is een staaf waarop een schroefblad is gelast en wordt met een boormotor geïnstalleerd. Een schroefanker is ook de enige variant waarbij geen of weinig grondwerk achter de wand hoeft te worden verricht. Bij een grote kerende hoogte is dit grondwerk een nadeel.

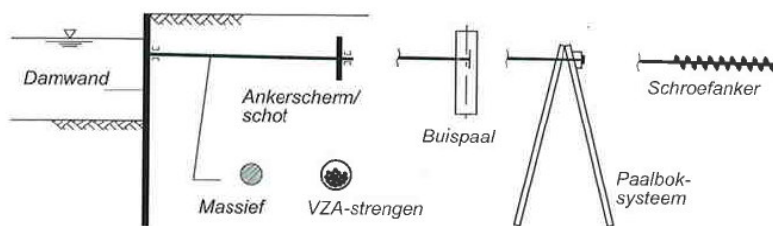


Fig. 2-10: Ankerconstructies

Ankers met een groutlichaam

Er zijn ook in de grond gevormde ankersystemen met cementgrout zoals groutankers en schroefinjectieankers. Groutankers zijn staven of strengen die zijn voorzien van een groutlichaam. Het aanbrengen van dit groutlichaam gebeurt onder hoge druk. Groutankers dienen voorgespannen te worden omdat anders de vervormingen in de damwand te groot worden. Deze ankers zijn van staal en dienen daarom corrosiebestendig te zijn. Een schroefinjectieanker is een buis waar het groutmengsel doorheen wordt geperst en zo een groutlichaam wordt gevormd.

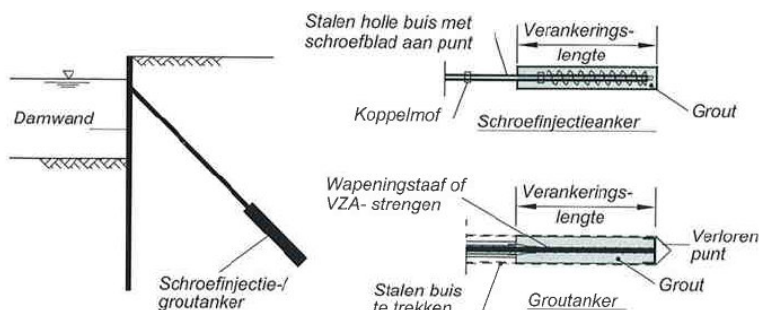


Fig. 2-11: Ankers met groutlichaam

Trekpalen

Ook kunnen constructies worden verankerd met trekpalen, deze hoeven niet per definitie deel uit te maken van een paalboksysteem. Er zijn verschillende soorten palen die kunnen dienen als trekpaal, zoals de gesloten paal, open stalen buispaal, stalen H-profiel en de zogenaamde MV-paal. Gesloten palen worden in de grond geheid of geschroefd en de trekkracht wordt opgenomen door de wandwrijving. Bij H-profielen gebeurt dit ook door de wrijving tussen het staal en de grond.

Bij open stalen buispalen ontstaat er door het heien aan de binnenkant een verdichting van de grond. Bij een groot inheinniveau in vaste lagen kan hierdoor een plug worden gevormd waardoor de paal zich gaat gedragen als een gesloten paal. De trekkracht wordt bij deze palen ontleend aan de wrijving van zowel de buitenwand als de binnenwand van de buis met de grond.

Een MV-paal is een stalen profiel met daarop een aangebrachte groutleiding. Tijdens het inheien van dit profiel wordt er door de leiding grout naar de paalvoet geperst. Door middel van een paalvoet of opgelaste bak wordt de grout verspreid over de omtrek van het profiel zodat deze geheel voorzien wordt van een groutlaag. De trekkracht van deze paal wordt ontleend aan de wrijving tussen het groutlichaam en de grond.

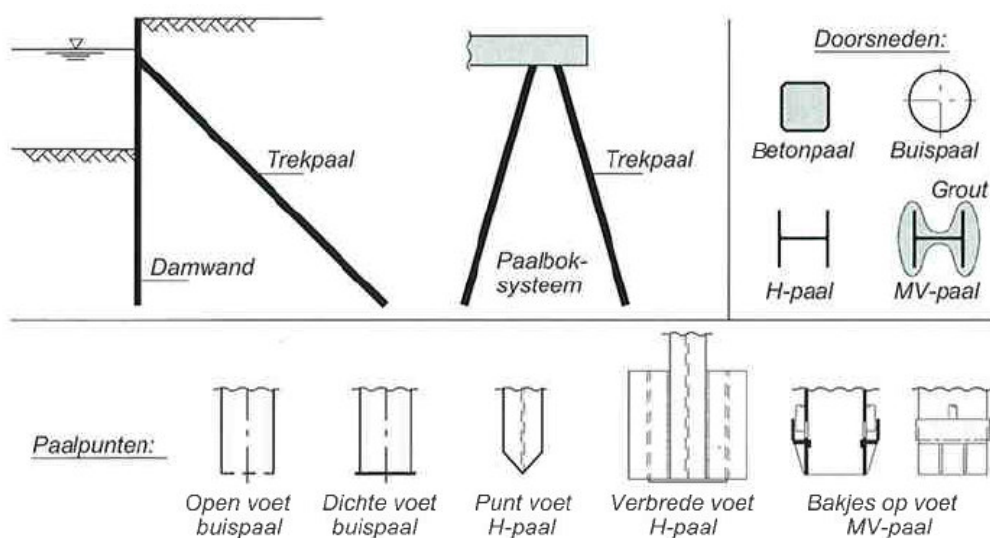


Fig. 2-12: Trekpalen

2.1.2.3 Grondpenetrerende wandconstructies met ontlastvloer

Bij deze constructie wordt de horizontale belasting op de damwand gereduceerd door de ontlastvloer. De constructie bestaat uit een grondkerende en een dragende wand en een gefundeerde ontlastvloer welke op verschillende niveau's kan worden aangelegd. De fundering bestaat uit een systeem van druk- en trekpalen.

Deze constructie wordt veel toegepast als er een grote kerende hoogte en een hoge terreinbelasting is. Ook wanneer hoge eisen aan de vervormingen worden gesteld komt deze constructie in aanmerking.

Hooggelegen ontlastvloer

Bij een hooggelegen ontlastvloer wordt de horizontale belasting van de grond en de bovenbelasting op de wand opgenomen door een paaljuk. Dit is een systeem van druk- en trekpalen. Voordeel van een hooggelegen ontlastvloer is dat een hooggelegen ontlastvloer eventueel in den droge kan worden uitgevoerd. Nadeel is wanneer er een grote bovenbelasting is, de palen te dicht op elkaar komen te staan en heiproblemen voor kunnen komen.

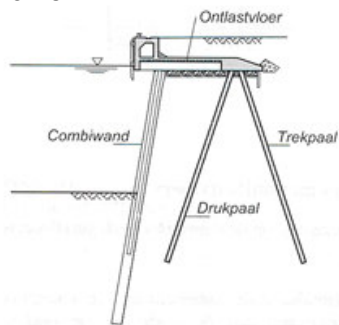


Fig. 2-13: Hooggelegen ontlastvloer

Diepgelegen ontlastvloer

Bij deze constructie is de ontlastvloer laag gelegen zodat de horizontale druk op de damwand meer wordt gereduceerd. De ontlastvloer is opgelegd aan beide kanten, de waterzijde is aan de wandconstructie opgelegd en de landzijde op druk- en trekpalen. De aansluiting van de ontlastvloer op de combiwand kan gedaan worden met een gietijzeren zadel waardoor een scharnieroplegging wordt gecreëerd. Ook bij deze constructie is de bovenbelasting van cruciaal belang, als deze teveel is zal het palenveld zich als een scherm gedragen en wordt daarmee de reducerende werking teniet gedaan.

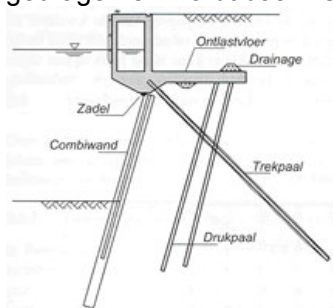


Fig. 2-14: Diepgelegen ontlastvloer

2.1.3 Overbouwd talud

Deze constructie verschilt van de vorige beschreven constructies omdat hierbij het hoogteverschil wordt overwonnen met een talud in plaats van een kerende wand.

De constructie bestaat uit een horizontaal dek welke is gefundeerd op verticale- en schoorstaande palen. De constructie kan mogelijk nog verankerd worden.

Onder het dek wordt de grond afgewerkt met een talud welke wel bestand moet zijn tegen golfaanvallen en stroming. Deze constructie lijkt dan ook wel op een steiger. Nadeel van deze constructie is dat hij kwetsbaar is bij een eventuele aanvaring.

Overbouwd talud zonder kerende wand

Deze constructie lijkt het meest op een steiger. De verticale krachten worden overgedragen aan de palen en de horizontale krachten worden opgenomen door een paaljuk. Het talud onder het dek wordt vaak beschermd tegen stromingen en golfaanvallen door een filterconstructie op de bodem te installeren. Als het water zo hoog staat dat golfkrachten tegen de onderkant van het dek kunnen komen, moet hier extra aandacht aan worden besteed. Nadeel van deze constructie is ook dat er een beperking zit aan de hoek van het talud waardoor er een aanzienlijke ruimte aan de landzijde moet zijn om voldoende diepte te krijgen aan de voorkant van de fender.

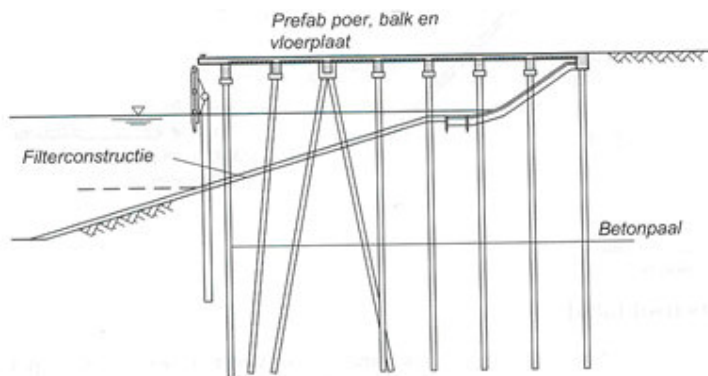


Fig. 2-15: Overbouwd talud zonder kerende wand

Overbouwd talud met kerende wand

Om de breedte van de bovenbouw te beperken, het aantal palen te reduceren en de diepte te vergroten kan deze constructie ook worden toegepast met een verticale, grondkerende wand met een eventueel versterkt talud.

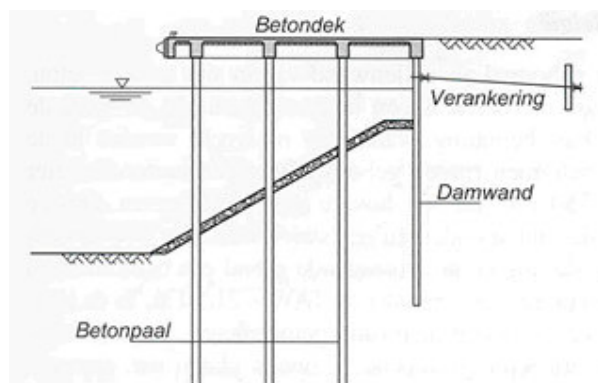


Fig. 2-16: Overbouwd talud met kerende wand

2.2 Functionele ontwerpaspecten

Bij het zoeken naar mogelijke ontwerpopties voor de kademuur van de Brammenterminal moet er rekening worden gehouden met een aantal uitgangspunten en eisen, deze staan in het technisch Programma van Eisen (Bijlage I). Hieronder nog even in het kort wat belangrijke ontwerp-eisen:

Belastingen

- Bovenbelasting op waterzijdige kraanbaan van 2177 kN/m¹
- Bovenbelasting op landzijdige kraanbaan van 2721 kN/m¹
- Belasting voorkant vloer tot 20 meter landinwaarts is 40 kN/m²
- Belasting vanaf 20 meter landinwaarts tot 70 meter is 150 kN/m²
- Horizontale belasting vanuit een schip is 1500 kN

Geometrie

- Afstand tussen voorkant fender en waterzijdige kraanbaan is 9,5 meter
- Afstand tussen kraanbanen is 30,48 meter
- Bovenkant constructie is NAP +5,0 meter
- Contractdiepte is NAP -16,85 meter
- Constructiediepte is NAP -18,5 meter

Ligging van de afmeerlijn

- Tussen afmeerlijn A-B en afmeerlijn C-D, zoals op onderstaande tekening

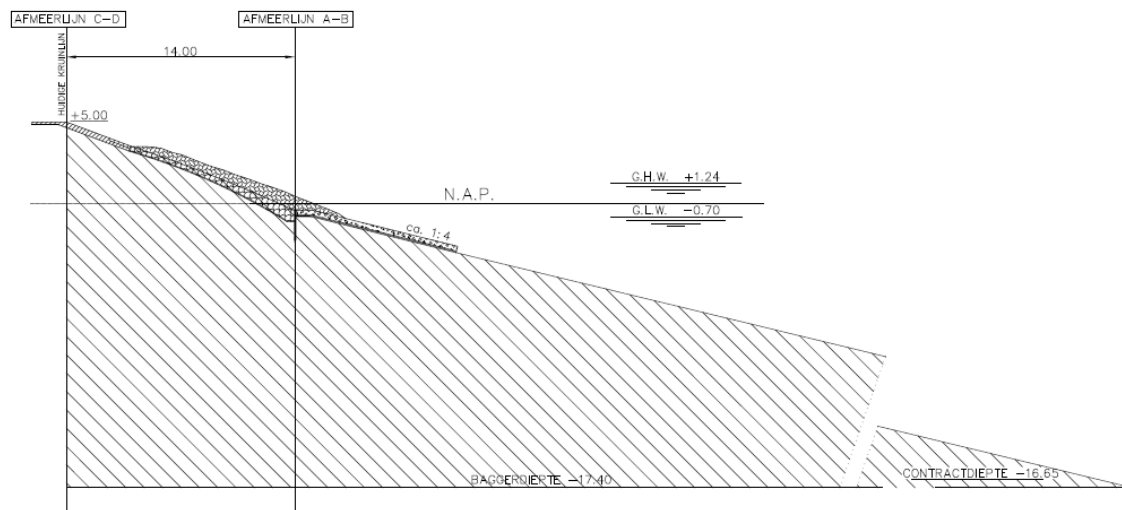


Fig. 2-17: Uitgangspunten afmeerlijn

2.3 Constructieve ontwerpaspecten

Als een nieuwe kademuurconstructie moet worden ontworpen zijn er veel mogelijkheden waarin de ontwerper vrijheid heeft. Echter zijn er wel beperkingen die worden veroorzaakt door de plaatselijke omstandigheden.

Met deze plaatselijke omstandigheden kunnen er meerdere concepten ontwikkeld worden, waarbij rekening wordt gehouden met:

- Bouwkosten en bouwtijd;
- Kosten van het onderhoud en beheer;
- Uitvoeringsrisico's;
- Duurzaamheid;
- Constructieve veiligheid.

In dit hoofdstuk worden voor onze situatie een aantal constructieve ontwerpaspecten gegeven om zo tot een aantal varianten te komen.

2.3.1 De bovenbouw

De bovenbouw is het constructiedeel waarop de belastingen aangrijpen. Dit deel moet ervoor zorgen dat deze belastingen naar de fundering worden geleid. De belastingen kunnen komen voort uit schepen die afmeren of afgemeerd liggen, de bovenbelasting, de belasting van de kraan, golfbelasting etc.

In onze situatie is een belangrijk ontwerpaspect dat de kraanbaan op 9,5 meter vanaf voorkant fenderlijn is gelegen. De belasting vanuit deze kraanbaan is niet gering en zal dus aandacht vereisen bij de vraag hoe deze naar de fundering te leiden.

Ander punt van aandacht is de hoogte van de bovenbouw, in het technisch Programma van Eisen (Bijlage I) staat beschreven dat de bovenkant moet liggen op NAP +5,0 meter en onderkant fender moet liggen op NAP -2,0 meter.

2.3.2 De ontlastvloer

Een ontlastvloer zorgt voor het ontlasten van gronddrukken op de damwand. De constructieve ontwerpaspecten zijn de breedte en de aanlegdiepte. Hierbij spelen de kosteneffecten en de uitvoerbaarheid een grote rol. De afmeting van de ontlastvloer heeft directe gevolgen voor de lengte van de kerende wand, er moet een optimalisatie hier tussen plaats vinden. Echter bij een te grote belasting op de ontlastvloer zal deze opgevangen moeten worden door de fundering.

Werking van de ontlastvloer

De ontlastvloer zorgt voor reductie van de horizontale gronddrukken in het bovenste gedeelte van de kerende wand. De belangrijkste besparing is vermindering van de inheidiepte door een reductie van het moment.

Er is een verschil tussen een hooggelegen- en laaggelegen ontlastvloer. Een hooggelegen ontlastvloer beperkt zich tot de bovenbelasting terwijl een laaggelegen ontlastvloer ook de effecten van de gronddruk reduceert.

Op de volgende pagina wordt de werking van een ontlastvloer schematisch weergegeven.

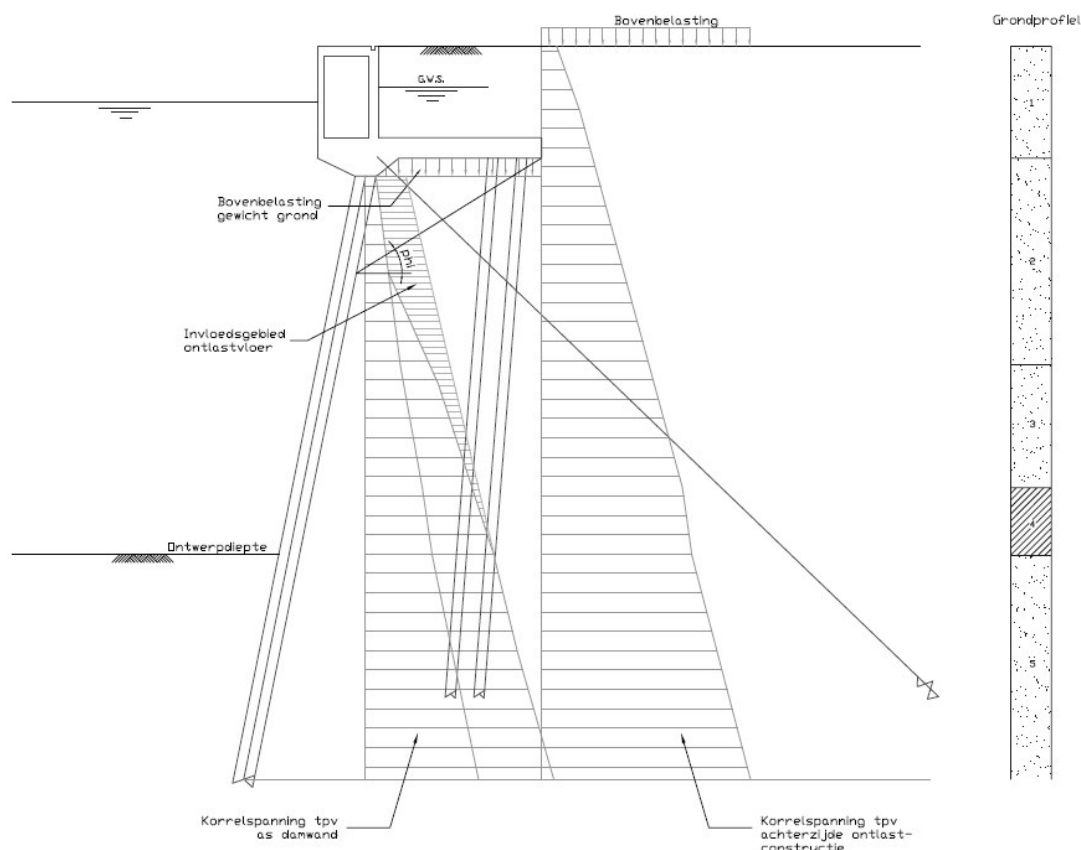


Fig. 2-18: Werking van een ontlastvloer

Op bovenstaand figuur is te zien dat de bovenbelasting op de verticale korrelspanningen ter plaatse van de damwand is weergegeven. De extra korreldruk als gevolg van de bovenbelasting begint pas daar waar de hoek ϕ vanaf onderkant ontlastvloer de as van de damwand snijdt. Dit invloedsgebied is de reductie van de gronddruk op de damwand.

2.3.3 De damwand

Naast een kerende functie heeft de damwand ook nog een dragende functie. Het meest gunstige is om de damwand direct onder de kraanbaan te positioneren. In ons geval is de waterzijdige kraanbaan op 9,5 meter vanaf de fender gelegen. Er zal dus een optimale positie gekozen worden.

Als de damwand niet helemaal aan de voorzijde wordt geïnstalleerd is het mogelijk om de damwand onder een hoek te plaatsen. Op deze manier is er een reductie van de actieve druk mogelijk. Echter dient de maximale slagzij van het schip te worden mee genomen in de overweging aangezien het schip de damwand niet mag raken. Ook voor de draagkracht is een schoorstand gunstig voor de stabiliteit van de gehele kadeconstructie.

De lengte van de tussenplanken kunnen korter zijn dan de hoofdelementen. De planken moeten wel dieper gezet worden dan het nulpunt. Het nulpunt is het punt waar de gronddrukken aan de actieve en passieve zijde gelijk zijn. Bij het bepalen van het niveau van de damwandvoet moet wel rekening gehouden worden met eventuele uitspoeling van grond (piping).

2.3.4 Verankering

Bij het dimensioneren van een verankering wordt met een aantal factoren rekening gehouden. Allereerst moet de stabiliteit worden gegarandeerd bij zowel een hooggelegen als een laag gelegen glijcirkel. Ook moeten de vervormingen worden opgevangen door de verankering. Vervormingen kunnen voorkomen tijdens het in gebruik zijn van het terrein maar ook tijdens de uitvoering van het project. Tijdens de uitvoering zal de grond aan de waterzijde worden weg gebaggerd wat zorgt voor een afname van de horizontale gronddruk waarbij de kerende functie van de wand in werking zal treden. Ook zullen de verticale korrelspanningen afnemen doordat de bodem als het ware opveert en de damwand ervoor zorgt dat de voorzijde van de bovenbouw enigszins roteert.

2.3.5 Fundering

Doordat er bovenbelasting komt aan de actieve zijde, kan de damwand enigszins vervormen. Dit kan leiden tot ontspanning van draagkrachtige lagen. Hierdoor moet het paalpuntniveau bij het ontwerp op voldoende diepte en op voldoende afstand blijven van de damwand. Ook moet de paal zo veel mogelijk buiten het actieve glijvlak worden geïnstalleerd, dit vanwege de positieve kleef die bijdraagt aan het draagvermogen van de paal.

Bij het toepassen van een paaljuk moet er gekeken worden naar de eventueel te verwachten zettingen van dieper gelegen samendrukbare lagen onder de paalvoet. Bij eventuele zettingen moet men rekening houden met de negatieve kleef op de trekpalen, deze kan voor extra belasting zorgen op de drukpalen waardoor deze overbelast worden. Om dit tegen te gaan dienen de trekpalen in een dieper gelegen, niet samendrukbare laag, te worden gefundeerd zodat deze belasting direct naar de ondergrond wordt overgedragen.

2.4 Afweging van constructies

In dit hoofdstuk worden de afwegingen beschreven die gemaakt zijn bij de verschillende alternatieven van kademuurconstructies. Ook wordt gekeken naar de mogelijke verankeringen van de kademuurconstructies. Van de alternatieven die toepasbaar zijn op onze locatie zijn globale schetsen gemaakt. Uiteindelijk zijn vier alternatieven gekozen die worden mee genomen in onze Multi Criteria Analyse (MCA).

2.4.1 Gewichtsconstructies

Het belangrijkste criterium voor een gewichtsconstructie is een draagkrachtige ondergrond. In ons geval bevindt zich nog een kleilaag van enige dikte op NAP -18 meter. Omdat deze door de belasting samengedrukt wordt, moet de laag verwijderd worden of door middel van versnelde consolidatie bouwrijp gemaakt worden.

Feit is wel dat een gewichtsconstructie op de bodem geïnstalleerd dient te worden, het is dus nodig om de grond te verwijderen. Hiervoor is een zeer grote ruimte of keerconstructie nodig dat het niet meer rendabel is om voor dit alternatief te kiezen.

Conclusie: Ongeschikt

2.4.2 Grondpenetrerende wandconstructies

De constructie heeft verschillende varianten, de constructies danken hun stabiliteit aan inklemming in de ondergrond en moeten eventueel verankerd worden. In deze paragraaf wordt bekeken of de verschillende constructies voor onze locatie geschikt zijn.

2.4.2.1 Wandsystemen

Onverankerde wandsystemen kunnen vanwege de grote kerende hoogte en de grote horizontale trekkrachten, niet worden toegepast. De wandconstructies zullen dus allemaal verankerd uitgevoerd moeten worden.

- **Enkelvoudige damwanden, verankerd**
Vanwege de grote kerende hoogte is het niet mogelijk om vlakke damwanden te gebruiken, mede hierdoor is het ook niet praktisch om de wand uit te voeren als profielwand.
Conclusie: Ongeschikt
- **De samengestelde wand, verankerd**
Deze constructie is een stuk stijver dan enkelvoudige damwanden en daarom ook geschikter om bij grote kerende hoogte te gebruiken. De meest gebruikte en economisch voordeligste is de combiwand. De samengestelde wand kan zowel in den natte als in den droge worden uitgevoerd en is dus goed geschikt voor onze locatie.
Conclusie: Geschikt

- **Diepwanden, verankerd**
Deze constructie is ook stijf en heeft bovendien een groot draagvermogen, vervormingen zijn in deze constructie dan ook gering. Deze methode dient wel in den droge uitgevoerd te worden. Aangezien we op onze locatie ook de mogelijkheid hebben de wand op deze manier aan te brengen is deze methode ook geschikt. Nadeel is wel dat deze methode een langere bouwtijd heeft dan een combiwand.
Conclusie: Geschikt

- **Kistdammen**
Een kistdam bestaat uit twee damwanden die door een systeem van gordingen en ankers aan elkaar verbonden zijn. De wanden staan bovendien in elkaars invloedgebied. Dit is ook het lastige punt in onze situatie, de kraanbaan staat op 9,5 meter vanaf de fenderlijn. Hierdoor zal de waterzijdige kraanbaan tussen de voorwand en achterwand komen te liggen. De kraanbaan moet waarschijnlijk op palen gefundeerd worden wat deze constructie technisch wel mogelijk maar economische en uitvoeringstechnisch niet rendabel maakt.
Conclusie: Ongeschikt

2.4.2.2 Verankeringsystemen

- **Horizontale verankering**
Zoals eerder beschreven kunnen horizontale verankeringen worden onderverdeeld in staafankers, kabelankers en schroefankers. Horizontale ankers worden in den droge aangebracht, de grond wordt eerst verwijderd zodat het installeren van de ankers mogelijk wordt gemaakt, hierna zal de grond in lagen aangevuld worden. Bij schroefankers is dit niet het geval, deze worden in de grond gedraaid zonder grondverwijdering. In onze situatie bestaan de bovenste meters uit ophoogzand waardoor deze vorm van verankering mogelijk is. De ankers moeten buiten het invloedgebied van de damwand geïnstalleerd worden, waardoor ze in ons geval verder dan 15 meter vanaf de damwand komen.
Conclusie: Geschikt

- **Ankers met een groutlichaam**
Deze ankers worden onder een hoek met de damwand geïnstalleerd, dit kan op het water en op het droge gebeuren. Gezien de getijdenverschillen heeft de uitvoering vanaf het droge de voorkeur. Voor onze grondopbouw komt deze vorm van verankering ook in aanmerking.
Conclusie: Geschikt

- **Trekpalen**
Bij deze constructie wordt de damwand verankerd met MV-palen. Deze palen kunnen uitgevoerd worden met een grote lengte en hebben een aanzienlijke draagkracht. Bij deze constructie is wel ruimte nodig voor het installeren van de palen. Dit kan ook vanaf het water gebeuren maar in verband met de eerder beschreven voorkeur is het uitgangspunt om deze vanaf het droge te installeren.
Conclusie: Geschikt

- **Paaljuksysteem**
Bij deze constructie wordt de bovenbouw verbonden met een paaljuk. De horizontale krachten worden via de bovenbouw ontbonden en geleid naar de trekpalen, hierdoor zal er een belastingtoename zijn op de drukpalen.
Conclusie: Geschikt

2.4.2.3 Grondpenetrerende wandconstructies met ontlastvloer

- **Hoog- en laaggelegen ontlastvloer**
Om de wand te ontlasten kan er voor een laaggelegen of een hooggelegen ontlastvloer gekozen worden. Een hooggelegen ontlastvloer kan boven de waterstand gebouwd worden waardoor geen bemaling nodig is, een laaggelegen ontlastvloer heeft een gunstigere invloed op de lengte van de damwand. Beide constructies kunnen voor onze locatie in aanmerking komen.
Conclusie: Geschikt

2.4.3 Overbouwd talud

Deze constructie is te verdelen in twee typen, een overbouwd talud zonder kerende wand en een overbouwd talud met een kerende wand. Beide constructies worden in den natte uitgevoerd en zijn mogelijk bij voldoende ruimte.

- **Overbouwd talud zonder kerende wand**
Bij deze constructie is er geen kerende wand, de horizontale krachten worden opgenomen door een paaljuk en de verticale krachten door de palen onder het dek. Het talud moet natuurlijk verlopen en is daarom een probleem bij onze locatie. Onze kerende hoogte is zo groot dat het talud hierdoor te lang wordt (ca. 70 m bij een helling van 1:3) waardoor er een zeer grote overspannende constructie nodig is en daarom niet rendabel is.
Conclusie: Ongeschikt
- **Overbouwd talud met kerende wand**
Om de lengte van het talud te reduceren kunnen steigerconstructies ook in combinatie met een kerende wand uitgevoerd worden, deze wand kan dan ook eventueel verankerd worden. Door deze toevoegingen kan deze constructie wel op onze locatie toegepast worden.
Conclusie: Geschikt

2.4.4 Overzicht geschiktheid van de alternatieven

Gewichtsconstructie: Ongeschikt

Grondpenetrerende constructies:

Onverankerde wandsystemen; Ongeschikt

Verankerde wandsystemen;

Enkelvoudige damwanden: Geschikt

Samengestelde damwanden: Geschikt

Diepwanden: Geschikt

Kistdammen: Ongeschikt

Verankeringsystemen:

Horizontale ankers: Geschikt

Ankers met groutlichaam: Geschikt

Trekpalen: Geschikt

Paaljuksysteem: Geschikt

Wandconstructie met ontlastvloer:

Hooggelegen ontlastvloer: Geschikt

Laaggelegen ontlastvloer: Geschikt

Overbouwd talud:

Overbouwd talud zonder kerende wand: Ongeschikt

Overbouwd talud met kerende wand: Geschikt

2.5 Gekozen alternatieven

Van de kademuurconstructies en verankeringen die geschikt zijn voor onze kademuurconstructie, zijn vier alternatieven gekozen. In dit hoofdstuk wordt van ieder alternatief een schets en een omschrijving gegeven. In het volgende hoofdstuk worden de alternatieven aan de hand van MCA beoordeeld om tot een keuze te komen voor een voorlopig ontwerp.

2.5.1 Alternatief A

Alternatief A bestaat uit een kokerconstructie in combinatie met een laaggelegen ontlastvloer. De betonnen koker wordt in het midden gesteund door een extra kolom, omdat de bovenste ligger een grote overspanning heeft te overbruggen. De bovenste ligger overbrugt namelijk een afstand van voorkant constructie tot aan de waterzijdige kraanbaan van ± 8 m. Hier is voor gekozen om de verticale kracht van de waterzijdige kraanbaan (2177 kN/m^1) direct door de constructie te geleiden naar de onderbouw. De vloer van de koker loopt door in de ontlastvloer. De ontlastvloer zorgt voor ontlasting van het grondkerende deel van de kademuurconstructie. Deze ontlastvloer wordt ondersteund door twee rijen drukpalen. De onderbouw van deze constructie bestaat uit een schoorstaande combiwand. De ontlastvloer is voorzien van een trekanker die de trekkrachten in de constructie, o.a. de bolderkrachten (1500 kN), opneemt. Omdat de betonnen koker in het droge gemaakt moet worden, is ervoor gekozen om als voorkant van de afmeerconstructie afmeerlijn C-D aan te houden. Aan de voorkant van de koker wordt het fendersysteem bevestigd.

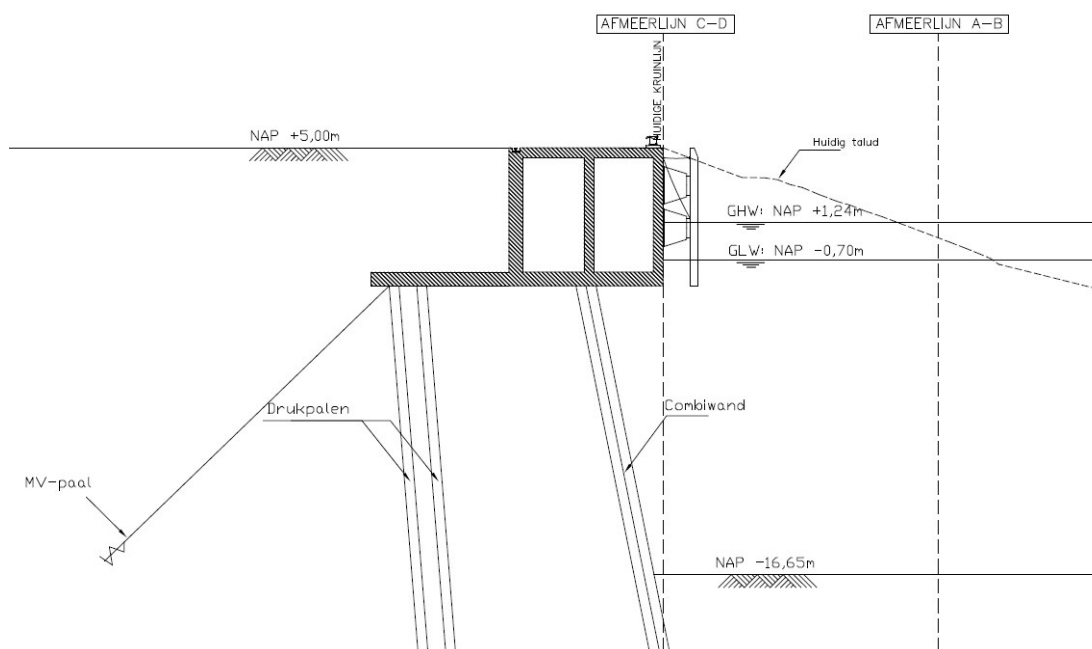


Fig. 2-19: Schets alternatief A

2.5.2 Alternatief B

Dit alternatief is gebaseerd op het principe van een steigerconstructie. De steiger bestaat uit een combiwand en palen, met daarbovenop een prefab betonnen plaat. De combiwand staat direct onder de waterzijdige kraanbaan om de verticale kracht op te nemen. Deze combiwand wordt verankerd door middel van een ankerschot om de trekkrachten op te nemen. Hier kan het anker in de combiwand of in het beton opgenomen worden. De andere kant van de prefab betonnen plaat wordt ondersteund door palen.

Deze constructie is een half open constructie, het water loopt tot aan de combiwand onder de waterzijdige kraanbaan. Om extra steun aan de combiwand te geven is het mogelijk om onder water over een lengte van ± 9 meter, een steunberm te maken onder de afmeerconstructie tegen de combiwand aan.

Dit alternatief wordt in den natte gebouwd, zodat de voorkant van de afmeerconstructie op de uiterste afmeerlijn (A-B) gebouwd kan worden. Het fendersysteem wordt op een betonplaat gemonteerd die op of aan de palen worden bevestigd.

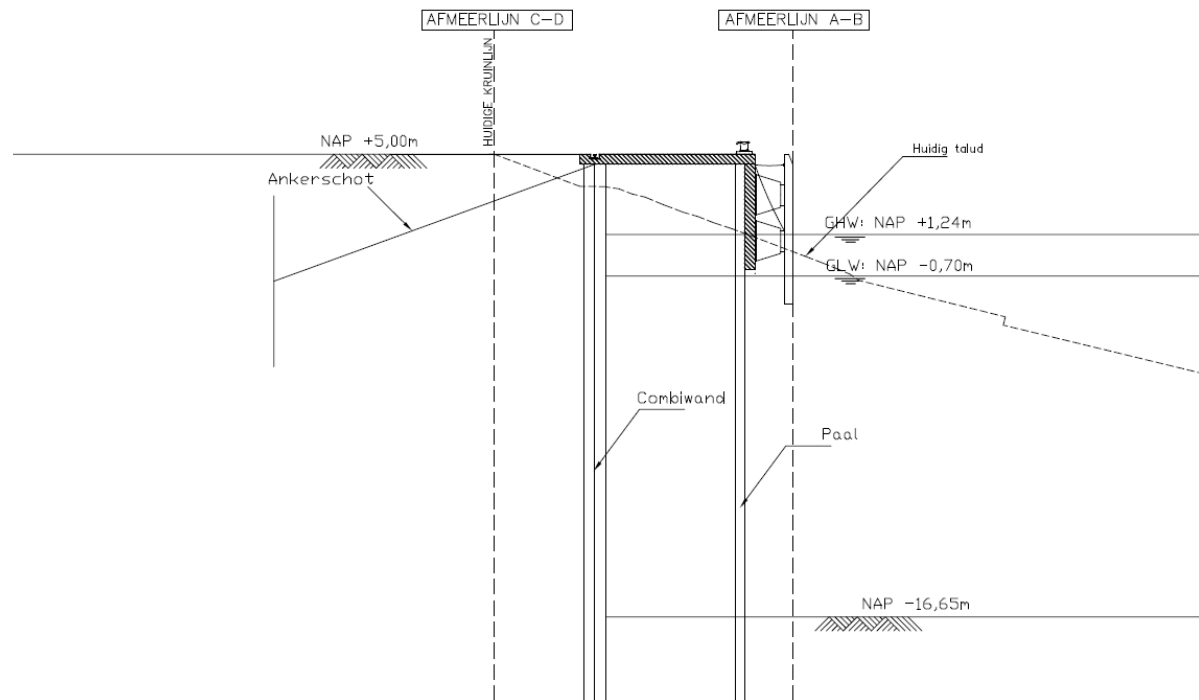


Fig. 2-20: Schets alternatief B

2.5.3 Alternatief C

Alternatief C bestaat uit een diepwand met een hooggelegen ontlastvloer. De hooggelegen ontlastvloer ligt op maaiveldniveau. De vloer ontlast gedeeltelijk de diepwand, die hierdoor wat minder zwaar gedimensioneerd hoeft te worden. De ontlastvloer wordt in de diepwand geïntegreerd door de diepwand tot op onderkant ontlastvloer te slopen waarna de wapening van de vloer in de wapening van de diepwand wordt gevlochten. Daarna wordt de vloer en de rest van de diepwand gestort zodat het één geheel wordt en de ontlastvloer verbonden is met de diepwand. Ook is er een optie om de vloer in prefab uit te voeren. De ontlastvloer wordt ondersteund door drukpalen en wordt voorzien van MV-palen om de trekkrachten op te nemen.

De diepwand moet in het droge worden gerealiseerd, dit kan in principe tussen de gegeven afmeerlijnen maar de kraan moet wel stabiel kunnen staan dus die zal vanaf de bovenkant van het talud moeten werken. De rest van de constructie wordt achter de diepwand gebouwd, dit moet dan eerst worden ontgraven om de ontlastvloer te kunnen maken. Het fendersysteem wordt op de tegen de diepwand gestorte betonschil bevestigd.

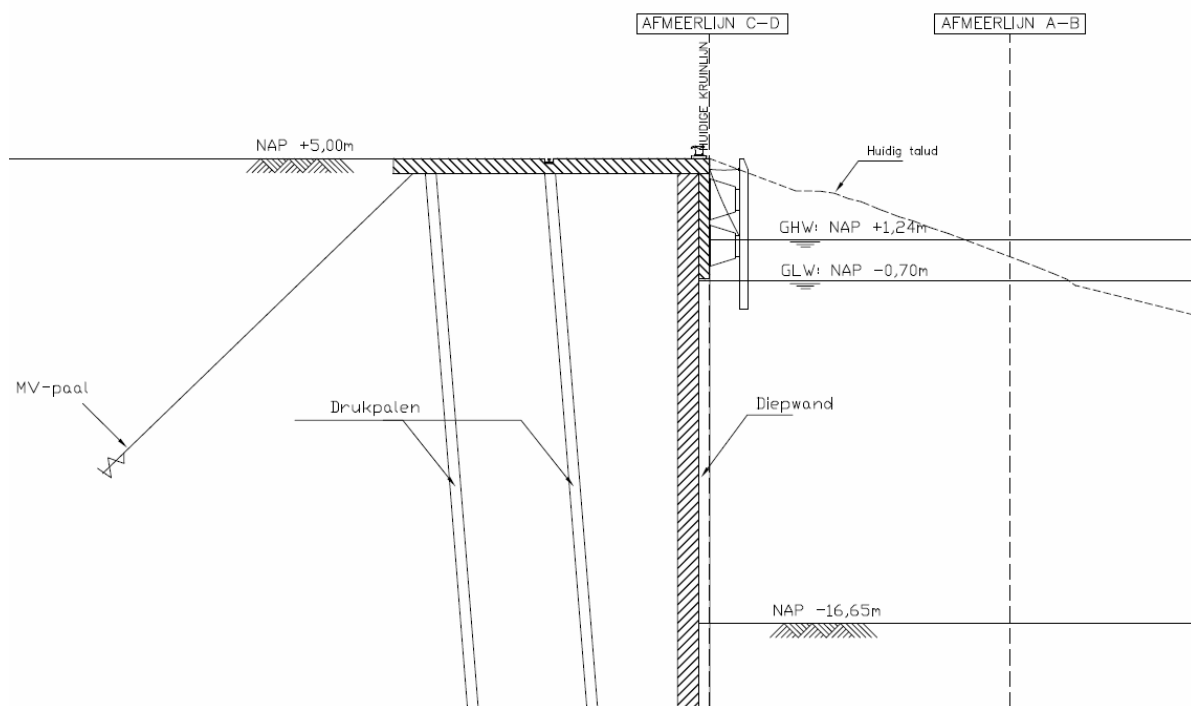


Fig. 2-21: Schets alternatief C

2.5.4 Alternatief D

Dit alternatief is gebaseerd op de sandwichwand die is gemaakt onder het Centraal Station van Amsterdam. Het verschil is dat de afstand tussen de wand en de palenrij groter is en het vulmateriaal anders is. Ook zijn er in Amsterdam ringen om de buispalen bevestigd om de schuifspanning tussen het grout en de buispaal te verhogen, deze worden bij dit alternatief niet toegepast.

Aan de waterzijde wordt een combiwand geïnstalleerd. Onder de waterzijdige kraanbaan wordt een palenrij geïnstalleerd, deze palen dienen niet te ver uit elkaar te worden geplaatst omdat er enigszins schermwerking plaats moet vinden.

De tussenliggende grond wordt verdicht of kan eventueel ook vermengd worden met grout of chemische injectievloeistof. Deze tussenliggende grond zal dan werken als een verbinding (deuvel) tussen de combiwand en de palenrij. De constructie is op deze manier te vergelijken met een (grote) samengestelde ligger. De ingesloten grond zal nu de dwarskracht overdragen tussen de wand en de palenrij zodat de ligger in zijn geheel het buigende moment en de normaalkracht zal opnemen. Het geheel wordt door middel van een ankerschot verankerd.

Deze constructie is op deze wijze nog niet toegepast, er zijn dan ook geen referenties of ervaringen uit de praktijk die we hiervoor kunnen gebruiken.

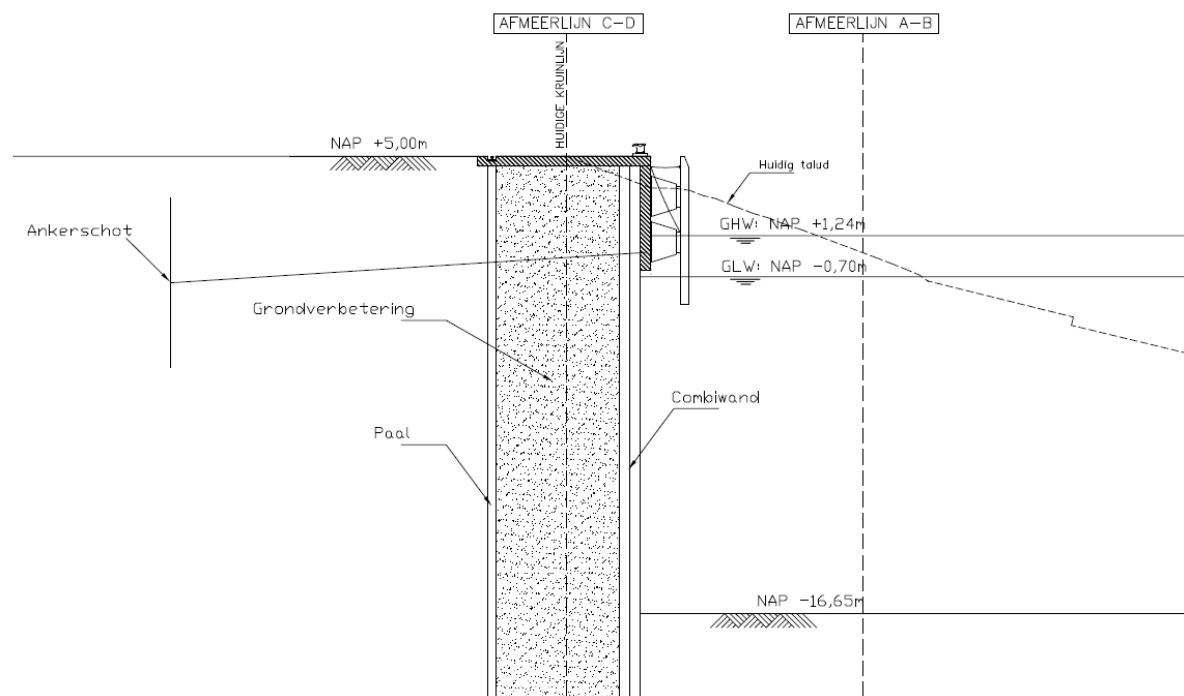


Fig. 2-22: Schets alternatief D

2.6 Multi Criteria Analyse

2.6.1 Opzet Multi Criteria Analyse

Algemeen:

Om een keuze te maken tussen de alternatieven die in het voorgaande hoofdstuk zijn beschreven, wordt gebruik gemaakt van een Multi Criteria Analyse (MCA). Een MCA is een wetenschappelijke methode om tussen alternatieven een keuze te maken. Elk alternatief wordt aan de hand van een aantal vooraf gestelde beoordelingscriteria beoordeeld. De beoordeling bestaat uit het toekennen van punten aan de alternatieven voor alle criteria. Deze criteria hebben allemaal een weegfactor die afhankelijk is van de prioriteit die het criterium heeft: het ene criterium heeft meer prioriteit dan de ander en krijgt dus een hogere weegfactor. Het aantal punten wat een alternatief heeft gehad bij een bepaald criterium wordt dan vermenigvuldigd met de weegfactor van dat criterium; dat is de score voor het alternatief bij dat criterium. Elk alternatief krijgt dan bij elk criterium een bepaalde score. Al deze scores bij elkaar opgeteld, is de totaalscore van het alternatief. Het alternatief met de hoogste totaalscore is dan het winnende alternatief.

Opzet MCA Brammenterminal:

De opzet en beoordelingscriteria van een MCA zijn verschillend per onderwerp of probleemanalyse. Bij ons project is er sprake van verschillende alternatieven voor een ontwerp van een kademuurconstructie voor de Brammenterminal. Om tot het beste ontwerp te komen, worden deze alternatieven beoordeeld aan de hand van een MCA. Deze MCA bestaat uit 4 hoofdcriteria die weer onderverdeeld zijn in subcriteria met allemaal een andere weegfactor. Elk alternatief krijgt per subcriterium een aantal punten (1 tot 5 punten) dat vermenigvuldigd wordt met de weegfactor. Het ontwerp met de meeste punten is het winnende ontwerp dat verder uitgewerkt zal worden tot een voorlopig ontwerp (VO).

In paragraaf 2.6.2 staat de MCA voor het ontwerp van de kademuurconstructie. De MCA is opgedeeld in de volgende hoofdcriteria:

- Kwaliteit van de kademuur;
- Kosten van de kademuur;
- Risico's die kunnen ontstaan bij de kademuur.

Normaliter worden voor het maken van een keuze van het beste ontwerp alleen de eerste 3 criteria toegepast door een aannemer om tot een economisch meest voordelig ontwerp te komen. Deze MCA hebben wij eerst uitgevoerd (paragraaf 2.6.2).

Ook hebben we een MCA uitgevoerd met een toegevoegd criterium 'Leerdoelen'. Dit criterium beoordeelt het alternatief op de 'leerdoelen' die dit alternatief heeft, om te voorkomen dat er een alternatief uit de MCA komt die misschien wel economisch en technisch het beste ontwerp is maar voor ons niet uitdagend en leerzaam genoeg is vergeleken bij een ander alternatief. Daarom hebben we dit criterium toegevoegd aan de MCA. Deze MCA staat in paragraaf 2.6.3 uitgewerkt.

De subcriteria van alle hoofdcriteria worden in de volgende paragraaf (2.6.2) toegelicht. Er zal worden ingegaan op de inhoud van het betreffende criterium en de weegfactor van het criterium zal worden toegelicht.

2.6.2 MCA Brammenterminal

Hieronder is te zien hoe de MCA voor het beoordelen van de verschillende alternatieven voor het ontwerp van een kademuurconstructie voor de Brammenterminal is opgesteld. Verder in dit rapport zullen de alternatieven beoordeeld worden aan de hand van deze MCA om zo tot de beste keuze te komen voor het ontwerp van de kademuurconstructie.

De MCA voor de Brammenterminal ziet er als volgt uit:

Beoordelingscriteria		factor	score Alt.A	score Alt.B	score Alt.C	score Alt.D
1. Kwaliteit						
	Veiligheid	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
	Duurzaamheid	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
	Milieuvriendelijkheid	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2. Kosten						
	Stichtingskosten	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
	Onderhoudskosten	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
	Inspectiekosten	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00
	Kosten aanpassingen (verlenging)	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sloopkosten	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
	Hergebruik/recycling	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3. Risico's						
	Ontwerprisico's	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
	Bouwriscico's	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
	Gebruiksrisico's (zettingen)	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
	Gebruiksrisico's (schadegevoeligheid)	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTAAL SCORE						
			0,00	0,00	0,00	0,00

Fig. 2-23: MCA matrix (leeg)

2.6.2.1 Toelichting criteria MCA

De MCA bestaat uit 3 hoofdcriteria die in totaal zijn onderverdeeld in 13 subcriteria. Al deze subcriteria hebben een weegfactor gekregen. Hier volgt per hoofdcriterium een toelichting op al de beoordelingscriteria met een uitleg van het criterium en onderbouwing van de weegfactor van het betreffende criterium.

- Kwaliteit:
De kwaliteit van de kademuurconstructie speelt een grote rol bij het beoordelen van de alternatieven. Belangrijk is dat het alternatief kwalitatief een goed ontwerp is zodat de kademuur probleemloos en optimaal gebruikt kan worden. Dit hoofdcriterium is opgedeeld in 3 subcriteria:
 1. *Veiligheid (0,40)*
Bij de kwaliteit van een kademuur kan men niet om de veiligheid van de kademuur heen. Een kwalitatief goede kademuur is vooral een veilige kademuur. Het ontwerp van de kademuur moet zo zijn dat in de gebruiksfase weinig kans op ongevallen is en de kademuur gebruiksvriendelijk is voor de mensen en het materieel.
 2. *Duurzaamheid (0,40)*
Ook de duurzaamheid van de kademuur is (vooral voor de opdrachtgever) van belang. De kademuur moet zo min mogelijk onderhoud geven en moet zo lang mogelijk mee gaan, dus van goede kwaliteit. Belangrijk bij het ontwerp zijn vooral de materialen die gebruikt worden: het ene materiaal is duurzamer dan het andere materiaal. Dit komt ook in de score terug.
 3. *Milieuvriendelijkheid (0,20)*
Verder moet bij het ontwerp van de kademuur ook gekeken worden naar de milieuaspecten die komen kijken bij het ontwerpen en realiseren van de kademuur. Het moet niet zo zijn dat het ontwerp (materialen, uitvoeringswijze e.d.) schadelijke gevolgen heeft voor het milieu. Hoe milieuvriendelijker des te meer kwaliteit heeft de kademuur, des te hoger de score.

Onderbouwing weegfactoren:

Bij het beoordelen van de kwaliteit van de kademuur wordt hier nadruk gelegd op de veiligheid en de duurzaamheid van het ontwerp. Het is voor het gebruik van de kademuur belangrijk dat er veilig gewerkt kan worden en dat de kademuur lang en zonder veel onderhoud mee gaat. Deze 2 subcriteria hebben allebei een factor van 0,40.

De milieuvriendelijkheid van de kademuur heeft een weegfactor van 0,20 omdat het hier niet echt een grote rol speelt in de beoordeling van de alternatieven maar waar wel rekening mee moet worden gehouden.

- Kosten:

Voor de aannemer (laag mogelijke inschrijving) en voor de opdrachtgever (zo goedkoop mogelijk) zijn de kosten van de kademuur belangrijk. Het ontwerp mag niet te veel kosten, dus hoe ingewikkelder en groter de kademuur, hoe hoger de kosten. Deze kosten worden onderverdeeld in de volgende kostensoorten:

1. *Stichtingskosten (0,30)*

Dit zijn de kosten die ontstaan bij het 'stichten' van de kademuur. Hieronder worden de ontwerp- en de uitvoeringskosten verstaan. Het is dus noodzakelijk dat het ontwerpen en het uitvoeren van de kademuur zo min mogelijk kosten met zich meebrengen, waardoor de stichtingskosten van de kademuur zo laag mogelijk zijn.

2. *Onderhoudskosten (0,30)*

De kosten die gemaakt worden om de kademuur te onderhouden tijdens het gebruik ervan, zijn de onderhoudskosten. Tijdens de ontwerpfase dient men hier al rekening mee te houden zodat de onderhoudskosten minimaal zullen zijn. Dit kan door materialen in het ontwerp te gebruiken die weinig onderhoud nodig hebben en dus ook weinig onderhoudskosten met zich meebrengen.

3. *Inspectiekosten (0,15)*

Na een bepaalde periode wordt de kademuur geïnspecteerd op eventuele gebreken die tijdens het gebruik zijn ontstaan, zoals schade aan materialen of slijtage van bepaalde onderdelen. De kosten die gemaakt worden om deze gebreken te herstellen, zijn de inspectiekosten. Door in het ontwerp bepaalde keuzes te maken kan men voorkomen dat deze gebreken ontstaan en de inspectiekosten minimaal zijn.

4. *Kosten aanpassingen, verlenging (0,15)*

Hier worden de kosten bedoeld die ontstaan bij het aanpassen van de kademuur wanneer deze al gebouwd is. Aanpassingen zijn bijv. het verlengen van de kademuur. Bij elke kademuur is het weer anders om deze te verlengen, bij het ene ontwerp gaat het gemakkelijker dan bij het andere ontwerp. Hoe complexer het is om de kademuur te verlengen, hoe hoger de kosten zullen worden.

5. *Sloopkosten (0,05)*

Het kan gebeuren dat na een bepaalde periode gekozen wordt om de kademuur te slopen. Het slopen is per kademuur verschillend, dus ook de kosten zijn anders.

6. *Hergebruik/Recycling (0,05)*

Wanneer een kademuur wordt gesloopt kan een gedeelte van de kademuur worden hergebruikt, bijv. het staal van een combiwand, het beton van de bovenbouw (puin) en andere materialen of onderdelen. Hoe meer er hergebruikt kan worden, hoe meer inkomsten er zijn voor de opdrachtgever.

Onderbouwing weegfactoren:

De kosten die voor het grootste gedeelte van de totale kosten zorgen, zijn de stichtings- en onderhoudskosten. Deze krijgen daarom ook beide een factor van 0,30. De inspectiekosten en de kosten voor evt. aanpassingen komen minder voor en hebben beide een wegingfactor van 0,15. De overige 0,10 wordt verdeeld over de sloopkosten en de opbrengsten van eventueel hergebruik. Deze 2 subcriteria zijn niet zo relevant voor het beste ontwerp van een kademuur, ze krijgen beide een factor van 0,05.

- Risico's

In alle processen van het realiseren van een kademuur (van ontwerp tot gebruik) zijn er risico's aanwezig. De aanwezigheid van risico's zijn sterk afhankelijk van de kademuur. Wanneer het een complex of geen standaard ontwerp betreft, loopt men veel risico bij bijv. het ontwerpen en het bouwen van deze kademuur. Er zijn nog meer risico's die bij een kademuur aanwezig kunnen zijn, zoals:

1. *Ontwerprisico's (0,20)*

Het ontwerpen van kademuren kan risicovol zijn. Wanneer er een niet-standaardontwerp wordt toegepast dat nog niet eerder is gebruikt, bestaat het risico dat achteraf blijkt dat de berekeningen niet goed zijn uitgevoerd. Dit komt voornamelijk omdat er geen referenties voor dat ontwerp zijn en de berekeningen niet goed te controleren zijn. Een standaardontwerp is veel minder risicovol omdat er referenties zijn van andere ontwerpen zodat het risico van een verkeerde berekening aanzienlijk minder is. Risicovolle ontwerpen zullen lager scoren.

2. *Bouwrisico's (0,35)*

Ook het bouwen van de kademuur brengt veel risico's met zich mee, niet alleen risico's voor het bouwen zelf maar ook risico's m.b.t. de planning en logistiek. Maar de meeste risico's zitten in het bouwen van de kademuren, en is afhankelijk van het ontwerp van de kademuur en de uitvoeringswijze ervan. Een complex ontwerp met unieke bouwmethodes zorgt voor veel risico's. Ook is er verschil in risico's wanneer men in den natte of in den droge werkt.

3. *Gebruiksrisico's, zettingen (0,10)*

Nadat de kademuur gebouwd is en de kademuur in gebruik is, zijn er nog steeds risico's aanwezig. Wanneer de grond achter de kademuur gaat zettingen, bestaat het risico's dat de kademuur (gedeeltelijk) niet meer optimaal functioneert. Dit is afhankelijk van het ontwerp van de kademuur. Hoe stijver de wand is, hoe minder last de constructie ondervindt van eventuele zettingen.

4. *Gebruiksrisico's, schadegevoeligheid (0,35)*

Een ander risico dat in de gebruiksfase voor kan komen is het risico op schade aan de kademuur. Het kan gebeuren dat een schip verkeerd afmeert en naast het fendersysteem terecht komt en zo schade veroorzaakt aan de kademuur. In het ontwerp kan men hier al rekening mee houden door te kiezen voor minder schadegevoelige materialen of een constructie waarbij de kademuur niet geraakt wordt wanneer een schip naast de fender komt.

Onderbouwing weegfactoren:

De risico's die het meeste voorkomen bij een kademuurconstructie zijn de risico's tijdens de bouw ervan (bouwriscico's) en het risico op schade in de gebruiksfase (gebruiksrisico's, schadegevoeligheid). Deze risico's krijgen daarom de hoogste weegfactor van 0,35. Afhankelijk van het ontwerp zijn de risico's op ontwerpfouten minder aanwezig, vandaar de factor van 0,20. De kans op zettingen tijdens de gebruiksfase zijn nog minder omdat men zelf kan berekenen hoeveel de zetting kan zijn in de komende jaren zodat men bij het ontwerp daar rekening mee kan houden. De factor die hieraan wordt toegekend is 0,10.

2.6.2.2 Beoordeling alternatieven

De 3 alternatieven zijn aan de hand van de MCA per criteria beoordeeld. Al de alternatieven hebben een score gehad voor de criteria die gesteld zijn. Het alternatief met de hoogste totaalscore is het winnende ontwerp.

Omdat we bij alternatief D nog niet weten hoe deze ontworpen zal worden zijn we uitgegaan van twee varianten, namelijk;

D1: de variant waarbij de tussenliggende grond verbeterd wordt d.m.v. jetgrouten of chemische injectievloeistof

D2: de variant waarbij de tussenliggende grond verbeterd wordt d.m.v. verdichting

Beoordelingscriteria	factor	score Alt.A	score Alt.B	score Alt.C	score Alt.D	score Alt.D1	score Alt.D2
1. Kwaliteit							
Veiligheid	0,40	5	2,00	1	0,40	4	1,60
Duurzaamheid	0,40	4	1,60	1	0,40	5	2,00
Milieuvriendelijkheid	0,20	2	0,40	5	1,00	2	0,40
	1,00		4,00		1,80		4,00
2. Kosten							
Stichtingskosten	0,30	1	0,30	4	1,20	2	0,60
Onderhoudskosten	0,30	1	0,30	2	0,60	5	1,50
Inspectiekosten	0,15	1	0,15	2	0,30	5	0,75
Kosten aanpassingen (verlenging)	0,15	1	0,15	5	0,75	2	0,30
Sloopkosten	0,05	2	0,10	5	0,25	2	0,10
Hergebruik/recycling	0,05	2	0,10	5	0,25	1	0,05
	1,00		1,10		3,35		3,30
3. Risico's							
Ontwerprisico's	0,20	4	0,80	5	1,00	3	0,60
Bouwriscico's	0,35	3	1,05	5	1,75	2	0,70
Gebruiksrisico's (zettingen)	0,10	4	0,40	1	0,10	5	0,50
Gebruiksrisico's (schadegevoeligheid)	0,35	5	1,75	1	0,35	4	1,40
	1,00		4,00		3,20		2,25
TOTAAL SCORE			9,10		8,35		10,50
						7,15	8,45

Fig. 2-24: MCA matrix

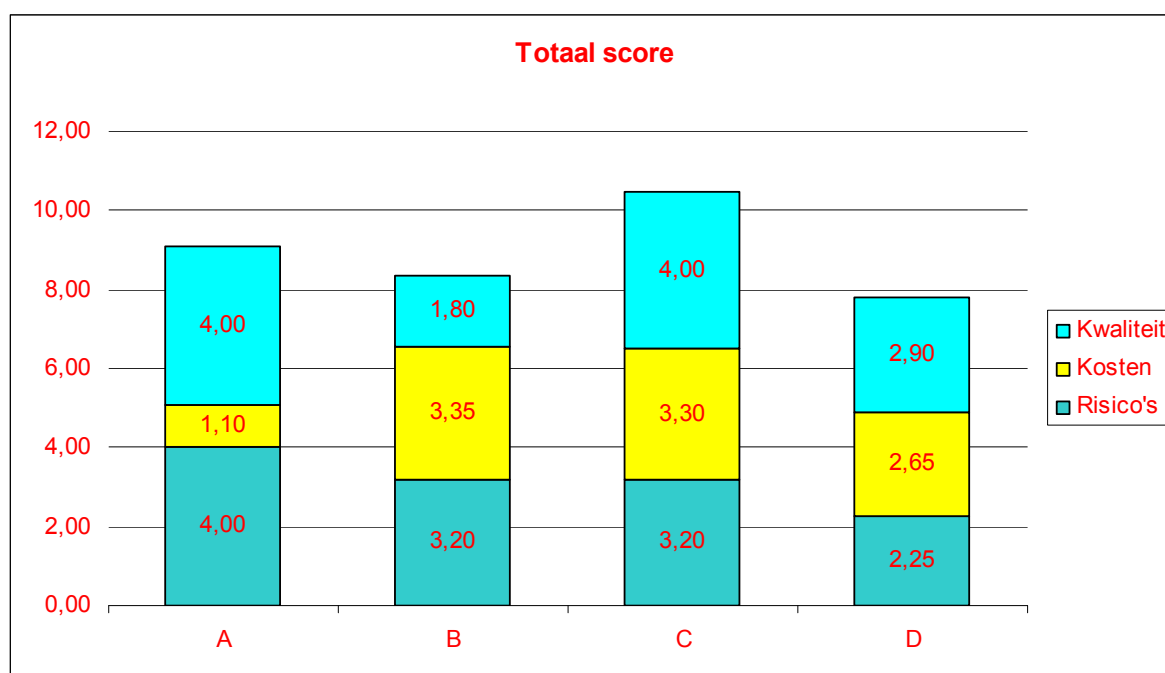


Fig. 2-25: MCA grafiek

2.6.2.3 Toelichting beoordeling

Kwaliteit:

1 en 2.

Alternatief A en Alternatief C hebben een even hoge score voor de kwaliteit. Het zijn beide robuuste constructies die veilig en duurzaam zijn. De puntverdeling is wel anders bij de genoemde alternatieven. Alternatief A is veiliger dan alternatief C omdat de constructie (vooral de bovenbouw) groot en stevig is. Alternatief C is duurzamer dan alternatief A omdat er bij alternatief C sprake is van een betonnen diepwand welke duurzamer is dan de stalen combiwand van alternatief A.

3.

Na deze alternatieven heeft alternatief D de hoogste score. Dit alternatief heeft voor alle subcriteria een gemiddelde score. De veiligheid is gemiddeld omdat het een nieuw ontwerp betreft waarover nog weinig bekend is, maar qua constructie is het wel een veilige constructie omdat het één stijf geheel is. Het is wel een duurzaam ontwerp omdat het geheel uit duurzaam materiaal bestaat vooral het materiaal tussen de wand en de palen.

4.

Alternatief B is het alternatief met de laagste score voor kwaliteit. De steigerconstructie scoort vooral voor de veiligheid en duurzaamheid het minst vergeleken bij de andere alternatieven omdat de constructie minder stevig is doordat de constructie deels gefundeerd staat op een open palenrij van stalen buispalen. Hierdoor scoort dit alternatief voor de duurzaamheid ook minder omdat de onderbouw volledig uit staal bestaat. Voor de milieuvriendelijkheid scoort het alternatief wel het hoogst van de andere alternatieven omdat er in de ondergrond weinig gebeurt en geen schadelijke materialen worden toegepast.

Kosten:

1.

Het alternatief met de laagste totale kosten is alternatief B. De stichtingskosten zijn laag omdat het een eenvoudige constructie is welke gemakkelijk is te ontwerpen en uit te voeren. Verder blinkt de steigerconstructie uit in de minste kosten voor evt. aanpassingen met betrekking tot verlenging (combiwand en palenrij is eenvoudig op verder te bouwen), sloopkosten (onderbouw kan snel verwijderd worden) en hergebruik (het staal van de combiwand en de palen is zeer geschikt voor hergebruik).

2.

Alternatief C scoort vooral voor de onderhouds- en inspectiekosten hoog omdat het een eenvoudig ontwerp betreft dat weinig onderhoud nodig heeft en eenvoudig te inspecteren is. Het verschil zit vooral in de kosten voor het slopen en het hergebruik. Een diepwand is moeilijk te slopen omdat deze zo diep zit en het een betonnen wand is. Daarom zal er veel in de grond blijven zitten waardoor er weinig van de constructie geschikt is voor hergebruik. Het alternatief heeft wel de minste onderhoudskosten omdat er weinig onderhoudgevoelige materialen gebruikt worden, het merendeel is van beton.

3.

Alternatief D is duur omdat vooral de kosten voor het aanbrengen van het vulmateriaal tussen de wand en de palen bij alternatief D1 hoog zijn, hierdoor vallen de stichtingskosten hoog uit. Afhankelijk van het vulmateriaal dat toegepast wordt tussen de wand en de palen, zullen de onderhoudskosten en aanpassingskosten hoog zijn.

4.

Alternatief A is de duurste kademuurconstructie. Dit komt vooral door de grote betonconstructie waardoor de stichtingskosten groot zijn. Ook de overige kosten zijn hoog omdat het een complexe constructie betreft waar veel onderhoud nodig is en het inspecteren veel tijd en geld kost omdat het een kokerconstructie is. Daarom zijn ook de kosten voor evt. verlenging het grootst. Verder scoort alternatief A laag voor het slopen en hergebruiken van de constructie.

Risico's:

1.

Alternatief A scoort vooral op de gebruiksrisico's, dit heeft vooral te maken met de schadegevoeligheid van de constructie. Omdat de kerende wand een stuk van de afmeerlijn gepositioneerd is, is het niet mogelijk de wand te raken bij een eventuele aanvaring. Ook vanwege de ontlastvloer scoort deze constructie hoog bij de risico's van zettingen. Omdat dit een vrij complexe constructie is zullen er in de uitvoeringsfase wat risico's zijn.

2 en 3.

Ook alternatieven B en C komt als relatief risicoarm naar voren.

Alternatief B scoort goed omdat het een eenvoudige constructie is die al veel is toegepast. Omdat dit alternatief deels in den natte wordt gerealiseerd zal dit enige risico's met zich meebrengen. Deze constructie scoort niet goed bij de gebruiksrisico's, ten eerste omdat er geen ontlastende werkingen plaats vindt op de wand en dus zettingen kunnen voorkomen. De constructie zal in geval van een aanvaring ook kunnen falen omdat de fenderconstructie op een aantal losse palen is gemonteerd.

Alternatief C (de diepwand) is robuust en zal in geval van bijvoorbeeld een aanvaring relatief weinig schade oplopen. Ook zal er bij deze schade de invloed van de schade op de rest van de constructie beperkt zijn omdat het een relatief eenvoudige constructie is. Ook zijn zettingen bij dit alternatief gering (bij een goede uitvoering) omdat het een hoge ontlastvloer betreft.

Bij dit alternatief zijn er wel risico's verbonden aan het ontwerp en de uitvoering. De panelen moeten deskundig uitgevoerd worden en de aansluiting van de panelen dient grond- en waterdicht te zijn, is dit niet het geval zullen er wel zettingen kunnen optreden. Voor bouwrisico's scoort dit alternatief daarom laag.

4.

Alternatief D scoort op het gebied van risico's het minst gunstig. Dit heeft er voornamelijk mee te maken dat deze methode innovatief is en nog nooit op deze manier toegepast, dus zowel in de ontwerpfase als de uitvoering zullen hier de nodige risico's aan kleven. Als de sandwichwand eenmaal functioneert, is deze wel gunstig wat betreft de gebruiksrisico's. Zettingen zullen gering zijn omdat de complete wand zorgt voor het afdragen van verticale belasting en ook in geval van een aanvaring zal de constructie niet snel falen.

2.6.3 MCA met 'Leerdoelen'

Hieronder is te zien hoe de MCA met het toegevoegde criterium 'Leerdoelen' om de alternatieven te beoordelen op leerzaamheid en diversiteit, is opgesteld.

De MCA voor de Brammenterminal ziet er dan als volgt uit:

Beoordelingscriteria		factor	score Alt.A	score Alt.B	score Alt.C	score Alt.D
1.	Kwaliteit					
	Veiligheid	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
	Duurzaamheid	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
	Milieuvriendelijkheid	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2.	Kosten					
	Stichtingskosten	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
	Onderhoudskosten	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
	Inspectiekosten	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00
	Kosten aanpassingen (verlenging)	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sloopkosten	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
	Hergebruik/recycling	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3.	Risico's					
	Ontwerprisico's	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
	Bouwrisico's	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
	Gebruiksrisico's (zettingen)	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
	Gebruiksrisico's (schadegevoeligheid)	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4.	Leerdoelen					
	Innovatie	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
	Complexiteit	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00
	Ontwerpdiversiteit	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTAAL SCORE			0,00	0,00	0,00	0,00

Fig. 2-26: MCA matrix met leerdoelen (leeg)

2.6.3.1 Toelichting criteria MCA

De MCA bestaat nu uit 4 hoofdcriteria die in totaal zijn onderverdeeld in 16 subcriteria. De eerste 3 hoofdcriteria zijn hetzelfde als in de eerste MCA, ook de weegfactoren van de subcriteria zijn hetzelfde gebleven (zie par. 2.6.2.1). Alleen is er een hoofdcriterium toegevoegd aan deze MCA. Hier volgt een toelichting op alle toegevoegde criteria met een uitleg van het criterium en onderbouwing van de weegfactor van het betreffende criterium.

- Leerdoelen:

Bij het ontwerpen van een kademuur wordt normaliter uitsluitend gekeken naar het economisch meest voordelig ontwerp. Maar naast het economisch meest voordelige ontwerp, willen wij ook kijken naar het meest leerzame ontwerp. Om te voorkomen dat het 'simpelste' ontwerp uit de MCA komt, zullen wij ook scores geven voor de 'leerdoelen' die het ontwerp voor ons heeft. Daarom hebben wij het hoofdcriterium 'Leerdoelen' toegevoegd aan deze MCA. Dit criterium wordt beoordeeld volgens de volgende subcriteria:

1. *Innovatie (0,35)*

Hier wordt het ontwerp beoordeeld op hoe innovatief het desbetreffende ontwerp is. Er kan gekozen worden voor een standaardontwerp dat al meerdere keren is toegepast en berekend, maar er kan ook gekozen worden voor een innovatief ontwerp dat nooit toegepast en berekend is zodat er meer van te leren is voor ons.

2. *Complexiteit (0,25)*

Verder wordt het ontwerp beoordeeld op de complexiteit van het ontwerp. Met de complexiteit wordt de 'moeilijkheidsgraad' van het ontwerp bedoeld, hoe ingewikkeld het ontwerp in elkaar steekt. Hoe hoger de complexiteit van het ontwerp, hoe moeilijker maar tevens leerzamer het ontwerp is.

3. *Ontwerpdiversiteit (0,40)*

Om de opdracht leerzamer te maken, wordt ook gekeken naar de diversiteit van het ontwerp. Een ontwerp is divers wanneer er verschillende ontwerpelementen in zitten, zoals damwand- of diepwandberekeningen, beton- en staalberekeningen, ankerberekeningen en verbindingen tussen verschillende elementen etc. Hoe hoger de diversiteit, hoe leerzamer het ontwerp voor ons is.

Onderbouwing weegfactoren:

De hoogste factor wordt toegekend aan de ontwerpdiversiteit van de kademuur, deze krijgt een factor van 0,4 omdat de aanwezigheid van verschillende ontwerpaspecten zeer leerzaam is. Ook de innovatie krijgt een hoge weegfactor (0,35) omdat het uitwerken van een 'nieuw' ontwerp wat nog nooit uitgewerkt is, leerzamer is dan een bestaand ontwerp. De complexiteit van het ontwerp krijgt een factor van 0,25 omdat dit aspect minder belangrijk is dan de diversiteit en de innovatie. Een complex ontwerp is niet altijd een ontwerp wat het meest leerzaam is.

2.6.3.2 Beoordeling alternatieven

De score van de alternatieven voor de 'leerdoelen' zijn toegevoegd aan de MCA. Hierdoor verandert de uitkomst van de MCA:

Beoordelingscriteria	factor	score Alt.A	score Alt.B	score Alt.C	score Alt.D	score Alt.D1	score Alt.D2
1. Kwaliteit							
Veiligheid	0,40	5	2,00	1	0,40	4	1,60
Duurzaamheid	0,40	4	1,60	1	0,40	5	2,00
Milieuvriendelijkheid	0,20	2	0,40	5	1,00	2	0,40
	1,00		4,00		1,80		4,00
2. Kosten							
Stichtingskosten	0,30	1	0,30	4	1,20	2	0,60
Onderhoudskosten	0,30	1	0,30	2	0,60	5	1,50
Inspectiekosten	0,15	1	0,15	2	0,30	5	0,75
Kosten aanpassingen (verlenging)	0,15	1	0,15	5	0,75	2	0,30
Sloopkosten	0,05	2	0,10	5	0,25	2	0,10
Hergebruik/recycling	0,05	2	0,10	5	0,25	1	0,05
	1,00		1,10		3,35		3,30
3. Risico's							
Ontwerprisico's	0,20	4	0,80	5	1,00	3	0,60
Bouwisico's	0,35	3	1,05	5	1,75	2	0,70
Gebruiksrisico's (zettingen)	0,10	4	0,40	1	0,10	5	0,50
Gebruiksrisico's (schadegevoeligheid)	0,35	5	1,75	1	0,35	4	1,40
	1,00		4,00		3,20		3,20
4. Leerdoelen							
Innovatie	0,35	2	0,70	1	0,35	3	1,05
Complexiteit	0,25	3	0,75	1	0,25	2	0,50
Ontwerpdiversiteit	0,40	5	2,00	3	1,20	1	0,40
	1,00		3,45		1,80		1,95
TOTAAL SCORE			12,55		10,15		12,45

Fig. 2-27: MCA matrix

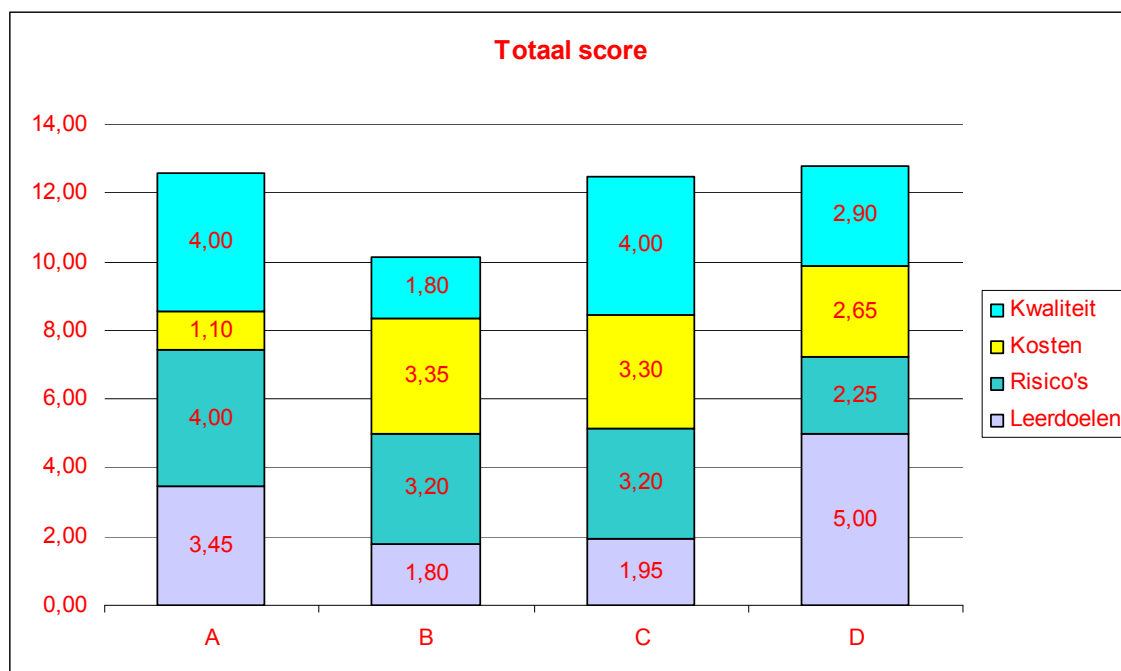


Fig. 2-28: MCA grafiek

2.6.3.3 Toelichting beoordeling

De eerste 3 hoofdcriteria zijn hetzelfde beoordeeld als in de eerste MCA, dus heeft geen toelichting (zie par. 2.6.2.3).

Leerdoelen:

1.
Alternatief D behaalt op deze beoordelingscriteria het maximale aantal te behalen punten. Dit komt vooral omdat de constructie heel innovatief is en complex is om te ontwerpen. Zo zal er onderzoek verricht moeten worden naar het vulmateriaal tussen de wand en de palen, dus op welke manier ervoor gezorgd kan worden dat de constructie zich als één ligger zal gedragen.
2.
Alternatief A scoort vooral op de ontwerpdiversiteit, dit komt omdat deze constructie bestaat uit een combiwand met een betonnen bovenbouw, gefundeerd op zowel druk- als trekpalen waarmee er dus veel verschillende elementen in zitten. Dit alternatief is niet heel erg innovatief en scoort daarom op dit onderdeel niet zo hoog.
3.
Alternatief C scoort op de innovatie nog enigszins omdat een diepwand nog niet vaak is toegepast in een kademuur. Op het gebied van complexiteit en diversiteit scoort dit alternatief wat minder omdat de verschillende elementen niet vernieuwend zijn.
4.
Alternatief B is niet innovatief en minder complex te berekenen en scoort daarom niet goed op deze onderdelen. Omdat deze constructie een combinatie is van drukpalen en een combiwand met een ankerschot scoort dit alternatief nog wel op de ontwerpdiversiteit.

2.7 Definitieve keuze

Op basis van de eerste MCA zouden we moeten kiezen voor het uitwerken van alternatief C, de diepwand. Dit is het economisch meest voordelig ontwerp van al de alternatieven.

Op basis van de tweede MCA zouden we alternatief D moeten uitwerken tot een voorlopig ontwerp, de sandwichwand. Dit is het leerzaamste ontwerp voor ons.

Ondanks de geringe score in de eerste MCA hebben wij uiteindelijk besloten om alternatief D te kiezen als uitgangspunt voor ons ontwerp. Juist door de hoge score bij de leerdoelen is het een uitdagend ontwerp. Er dienen dus vele aspecten van het ontwerp onderzocht te worden. Zoals ook terug te zien is in het MCA zal de grootste factor het vulmateriaal zijn welk tussen de combiwand en palenrij zit.

Wanneer het mogelijk is om het vulmateriaal te verbeteren d.m.v. verdichting van het pakket, is het ontwerp het goedkoopste alternatief. Hierdoor wordt het ontwerp van de kademuur niet alleen innovatief maar ook voordelig. De enige minpunten worden dan veroorzaakt doordat het een nieuwe en innovatieve methode is.

Aspecten die met dit alternatief dienen te worden onderzocht;

- Dimensionering van de wand en palenrij
- Berekening buigende momenten en dwarskrachten op de ligger
- Toetsen van de interactie van de wand en de palenrij onderling
- Berekening van de deuvewerking en schuifspanningsoverdracht tussen grond en het staal
- Berekening van het ankersysteem
- Berekening betondek en voorwand
- Detaillering van de elementen.

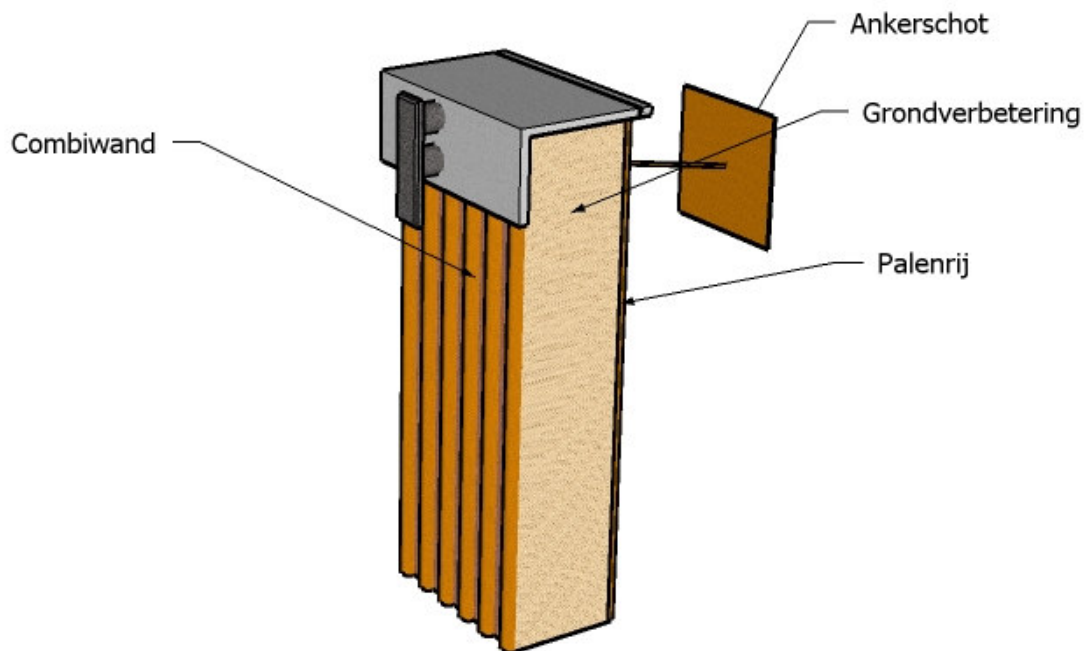


Fig. 2-29: Schets gekozen alternatief

3 Referentie ontwerp

Om een vergelijking te maken met het definitief ontwerp (de sandwichconstructie), moet er een ontwerp gemaakt worden waaraan het definitief ontwerp gerefereerd kan worden, een referentie ontwerp. Met behulp van het programma MSheet is een referentie ontwerp ontworpen.

3.1 Keerconstructie

3.1.1 Ontwerpgegevens

Niveau's

Maaiveldniveau:	NAP +5,0 m
Ontgravingsniveau:	NAP -18,50 m

Grondparameters

De parameters van de grond volgen uit sondering FN135 (bijlage II). Deze parameters zijn in MSheet ingevoerd (zie bijlage III).

Waterstanden

De buitenwaterstand en de grondwaterstand zijn volgens de EAU E19 op de volgende manier bepaald:

Ten gevolge van verschillen van de waterstanden binnen en buiten de constructie, ontstaat er een extra druk op de damwand. Het verschil tussen de buitenwaterstand (BWS) en de grondwaterstand (GWS), waterstandsverschil ΔH , vermenigvuldigt met de soortelijke massa van water (10 kN/m^3) is de extra druk op de damwand.

Om de gemiddelde GWS te bepalen moet eerst de gemiddelde BWS bekend zijn. Dit is de gemiddelde waterstand tussen de gemiddelde hoge waterstand (GHW) en de gemiddelde lage waterstand (GLW). De gemiddelde GWS is de gemiddelde BWS + 0,30 m.

Het waterstandsverschil ΔH is het verschil tussen de gemiddelde GWS en de gemiddelde laagwaterstand (LWS). De LWS is het gemiddelde tussen de laagwaterstand (LW) en de laag-laag waterstand (LLWS).

De extra druk op de damwand ten gevolge van de waterstandverschillen is dan:
 $\Delta H \times \gamma_w$

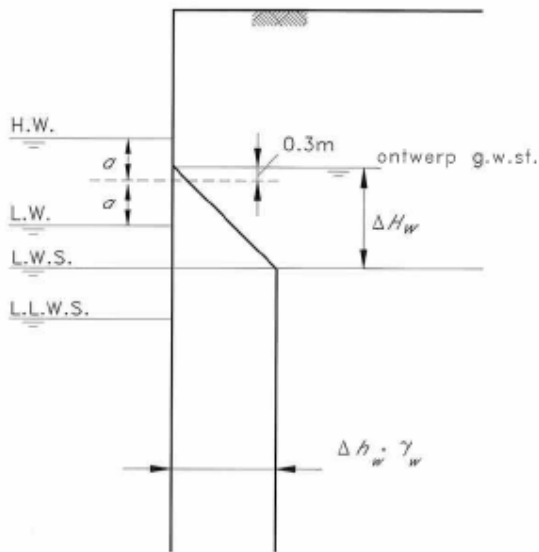


Fig. 3-1: Schematisering waterstandsverschillen

LLWS = NAP -1,25 m

GHW = NAP +1,24 m

GLW = NAP -0,70 m $\Rightarrow$ gemiddelde BWS = $1,24 - (1,24 + 0,70/2) = \text{NAP } +0,27 \text{ m}$

De gemiddelde GWS is dan de gemiddelde BWS + 0,30 m = NAP +0,27 + 0,30 m

Gemiddelde GWS = NAP +0,57 m

De gemiddelde laagwaterstand (LWS) = $(-1,25 + -0,70 \text{ m})/2 = \text{NAP } -0,98 \text{ m}$

ΔH = LWS + gemiddelde GWS
 $= 0,98 + 0,57 = \mathbf{1,55 \text{ m}}$

De extra druk op de damwand die hierdoor wordt gecreëerd is:

$\Delta H \times \gamma_w = 1,55 \times 10 = \mathbf{15,5 \text{ kN/m}^2}$

3.1.2 Belastingen

Naast de horizontale grondbelasting van de grond op de wand, is de constructie ook nog onderhevig aan bovenbelasting. Deze bovenbelasting is een gelijk verdeelde belasting die ontstaat door verkeersbelasting en de opslag van brammen.

De eerste 20 m vanaf de voorkant van de constructie is de bovenbelasting 40 kN/m^2 . Op de rest van het terrein (tussen 20 en 70 m vanaf voorkant constructie) is de bovenbelasting 150 kN/m^2 . Deze belasting geeft extra druk op de wand waardoor de wand een groter moment moet kunnen opnemen.

3.1.3 Ontwerp

De kerende wand van het referentieontwerp is een combiwand bestaande uit open stalen buispalen met daartussen een dubbele damwandplank AZ26-700. De wand in zijn geheel moet het moment, dat ontstaat door de gronddrukken en de bovenbelasting, op kunnen nemen. Dit moment is met MSheet bepaald, het maximale buigend moment dat ontstaat is 8490 kNm/m^1 (UGT).

Met behulp van de rekensheet 'Berekening Traagheidsmoment' (zie bijlage IV) is berekend welke combiwand dit moment kan opnemen. Door het weerstandsmoment van de wand uit te rekenen kan het maximaal opneembare moment van de wand berekend worden. Door elke keer een andere diameter en wanddikte voor de stalen buispaal te kiezen, kan bekeken worden bij welke buispaal de combiwand voldoet aan het maximale moment.

De combiwand die voldoet aan het maximaal opneembare moment is een combiwand die bestaat uit stalen buispalen $\varnothing 2020 \text{ mm}$, 20 mm dik met een dubbele damwandplank AZ26-700 als tussenplank. Deze wand kan 8885 kNm/m^1 opnemen, voldoende voor het opnemen van het maximaal buigend moment.

De combiwand moet tot aan een diepte van NAP -30 m geïnstalleerd worden om niet te bezwijken. Bij deze diepte is de benodigde 60% gemobiliseerde weerstand bereikt en hoeft de wand niet dieper. De buispalen moeten dus 35 m lang zijn.

De tussenplanken echter kunnen een stuk korter dan de buispalen omdat de tussenplanken alleen moeten voorkomen dat er geen onderloopsheid ('piping') optreedt, zodat de grond niet uitspoelt.

De damwand moet lang genoeg zijn om piping te voorkomen. Om te berekenen hoe diep de damwand moet worden aangebracht wordt de formule van Bligh gebruikt.

Bligh stelt dat er voldoende veiligheid tegen piping aanwezig is als:

$L \geq C_B \times H$, waarin:

L = kwallengte = $L_1 + L_{\text{piping}} + L_{\text{piping}}$ [m]
 H = potentiaalverschil tussen de buitenwaterstand en de grondwaterstand [m]
 C_B = materiaalconstante van Bligh volgens onderstaande tabel [-]

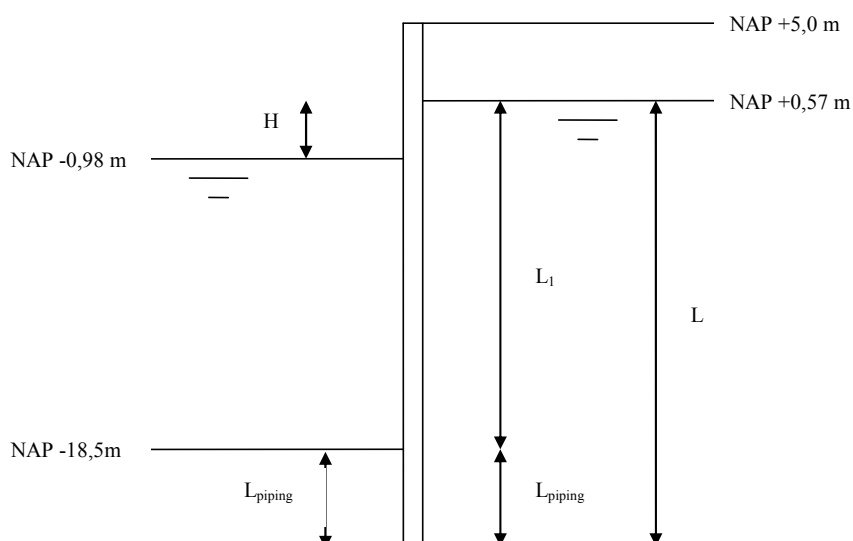


Fig. 3-2: Schematisering damwandlengte

$$L \geq C_B \times H$$

$$\begin{aligned} L &= 19,07 + 2 L_{\text{piping}} \\ C_B &= 15 \text{ (matig fijn zand, zie tabel)} \\ H &= 1,55 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 19,07 + 2 L_{\text{piping}} &\geq 15 \times 1,55 \\ L_{\text{piping}} &\geq 2,09 \text{ m} \end{aligned}$$

Grondsoort	Mediane korreldiameter (μm)	C_{creep} (Bligh) ($\sim$,)
Uiterst fijn zand, silt	< 105	
Zeefzand	105 - 150	18
Zeefzand (mica)		18
Matig fijn zand (kwarts)	150 - 210	15
Matig grof zand	210 - 300	
Zeefzand/grof zand	300 - 2000	12
Fijn grind	2000 - 5600	9
Matig grof grind	5600 - 16000	
Zeefzand/grof grind	> 16000	4

Om piping te voorkomen moet de damwand minimaal op NAP -21,16 m aangebracht worden. Wij zullen de damwand aanbrengen tot op NAP -22,00 m.

De totale damwandlengte wordt dan **27,00 m**.

3.2 Verankering

Om de vervormingen en de lengte van de wand te beperken, wordt er een verankering toegepast. Er is gekozen voor een ankerschot als verankering. Ankerschotten bestaan uit verticaal geplaatste schotten die achter de wand zijn geplaatst en daarmee zijn verbonden door middel van trekstangen.

Het anker wordt op een niveau van NAP 0,0 m aangebracht, dit voor de uitvoerbaarheid van het aanbrengen van het anker. Als ankerstaaf (trekstang) wordt een GEWI-staaf Ø 63,5 mm toegepast. De ankerstaaf wordt onder een hoek van 2° aangebracht zodat het ankerschot dieper weg kan worden geslagen zodat de opneembare ankerkracht toeneemt. Het ankerschot bestaat uit een doorgaande damwand van AZ26-700 planken.

De bepaling van de afstand tussen ankerschot en wand wordt berekend met behulp van de Kranz-stabiliteit. Bij een te kleine afstand van het ankerschot zal er een glijvlak ontstaan dat ongeveer verloopt van het onderste dwarskrachtnulpunt van de wand tot aan de onderkant van het ankerschot. Bij deze berekening wordt uitgegaan van rechte glijvlakken.

Voor voldoende stabiliteit dient te worden aangetoond dat de uit de MSheet-berekening (bijlage III) gevonden rekenwaarde van de ankerkracht kan worden opgenomen door de zich tussen de wand en het ankerschot bevindende grond. Dit grondlichaam wordt begrensd door het maaiveld, de verticale vlakken door de wand en het ankerschot en het aangenomen rechte glijvlak, lopend van het dwarskrachtnulpunt van de wand tot aan de onderkant van het ankerschot (zie figuur 3-3)

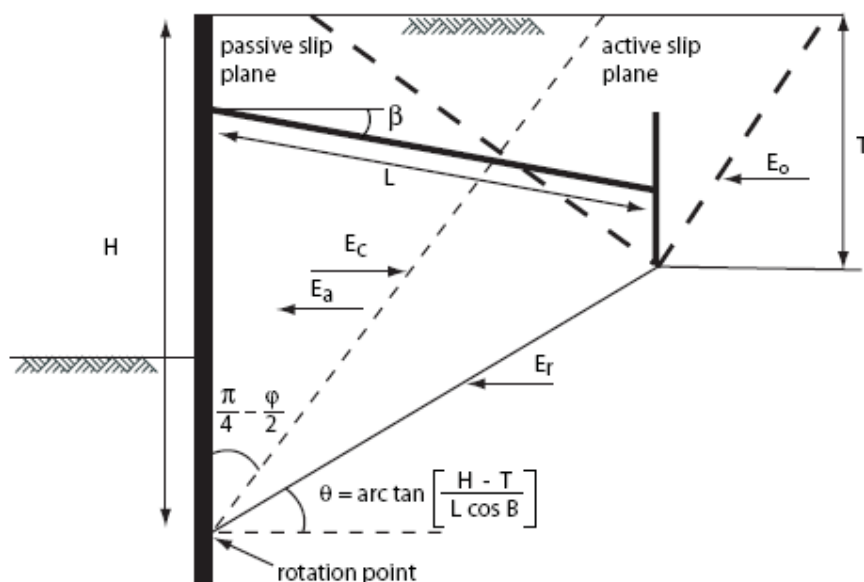


Fig. 3-3: Schematisering Kranz-stabiliteit

De toegestane ankerkracht (P) wordt op de volgende manier berekend:

$$P = \frac{E_a - (E_o + E_r) + E_c}{E_s}, \text{ waarin:}$$

P	= toegestane ankerkracht	[kN/m ¹]
E _a	= actieve druk op wand	[kN/m ¹]
E _o	= actieve druk op ankerschot	[kN/m ¹]
E _r	= horizontale druk op diep glijvlak	[kN/m ¹]
E _c	= cohesieve kracht langs glijvlak	[kN/m ¹]
E _s	= factor ten gevolge van hoek ankerstaaf	[-]

Eerst wordt de hoogte van het ankerschot bepaald. Het ankerschot loopt in de praktijk meestal niet tot aan het maaiveld. In de berekening van de gronddruk en de grondweerstand kan worden aangenomen dat het schot als het ware doorloopt tot het maaiveld, als is voldaan aan de voorwaarde:

$$\frac{h}{T} \leq 1,5 \text{ waarin:}$$

h	= hoogte ankerschot	[m]
T	= afstand van onderkant ankerschot tot maaiveld	[m]

Bij een ankerschot van 7 m en een daarbij behorende afstand tot het maaiveld van 9,74 m, is de verhouding:

$$\frac{7}{9,74} = 1,39 \leq 1,5$$

Een ankerschot van 7 m kan dus worden gerekend als een wand die loopt tot het maaiveld. Met dit ankerschot zal de berekening uitgevoerd worden zodat de afstand van de wand tot het ankerschot uitgerekend kan worden. De maximaal optredende ankerkracht die uit de MSheet-berekening (bijlage III) is gekomen en waar de verankering aan moet voldoen, is:

$$F_{d;\max} = 1228,8 \quad \text{kN/m}^1$$

$$\begin{aligned} \text{De grenswaarde van de optredende ankerkracht volgens de CUR (1,5 x } F_{d;\max}) \\ = 1843,2 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

De toegestane ankerkracht (P) moet dus groter zijn dan 1843,2 kN/m¹.

Vervolgens zijn verschillende berekeningen uitgevoerd voor verschillende ankerlengtes om de lengte bepalen waarbij de verankering voldoet aan de optredende ankerkracht.

De verankering voldoet aan de optredende ankerkracht wanneer deze een lengte heeft van 47 m, dit is volgens de volgende berekening berekend:

$$P = \frac{E_a - (E_o + E_r) + E_c}{E_s}, \text{ waarin:}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times Q_a \times H, \text{ waarin:} \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$Q_a = K_a \times \gamma \times H - 2 c \sqrt{K_a \times H}, \text{ met:}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \text{actieve gronddrukcoëfficiënt} & [-] \\ \gamma &= \text{soortelijk gewicht grond} & [\text{kN/m}^3] \\ c &= \text{cohesie} & [\text{kN/m}^2] \\ H &= \text{afstand van dwarskrachtennulpunt tot maaiveld} & [\text{m}] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dwarskrachtennulpunt:} & \quad \text{NAP -26,0 m} \\ \text{Maaiveld:} & \quad \text{NAP +5,0 m} \end{aligned}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \times Q_a \times T, \text{ waarin:}$$

$$Q_a = K_a \times \gamma \times T - 2 c \sqrt{K_a \times T} \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$T = \text{afstand van onderkant schot tot maaiveld} \quad [\text{m}]$$

$$\begin{aligned} \text{Onderkant schot:} & \quad \text{NAP -5,1 m} \\ \text{Maaiveld:} & \quad \text{NAP +5,0 m} \end{aligned}$$

$$E_r = \gamma \times L \times \cos \beta \times \frac{H + T}{2} \times \tan (\theta - \varphi), \text{ waarin:}$$

$$\begin{aligned} L &= \text{ankerlengte} & [\text{m}] \\ \beta &= \text{hoek van ankerstaaf} & [^\circ] \\ \theta &= \text{hoek van diep glijvlak} & [^\circ] \end{aligned}$$

$$= \arctan \frac{H - T}{L \cos \beta}$$

$$\varphi = \text{inwendige wrijvingshoek grond} \quad [^\circ]$$

$$E_c = c \times \text{lengte cohesieve lagen op diep glijvlak}$$

$$E_s = \cos \beta - \sin \beta \tan (\theta - \varphi)$$

Berekening toelaatbare ankerkracht P

Actieve druk op de damwand:

$$Q_a = K_a \times \gamma \times H - 2 c \sqrt{K_a \times H}, \text{ met } H = 31 \text{ m}$$

Niveau	K_a	γ	laagdikte	$2 c \sqrt{K_a \times H}$	Q_a
+5	+2	0,28	17,0	3,00	14,28
+2	+1,5	0,40	17,0	0,50	1,61
+1,5	+0,57	0,25	17,0	0,93	3,95
+0,57	-8,1	0,25	9,5	8,67	20,59
-8,1	-8,5	0,32	9,5	0,40	1,22
-8,5	-14,5	0,25	9,5	6,00	14,25
-14,5	-16,5	0,40	8,0	2,00	9,60
-16,5	-17,5	0,32	8,0	1,00	0,75
-17,5	-18	0,40	7,0	0,50	-0,40
-18	-19	0,32	9,5	1,00	3,04
-19	-19,5	0,40	7,0	0,50	-0,40
-19,5	-24,4	0,28	10,0	4,90	13,72
-24,4	-26	0,25	9,5	1,60	3,80
Totaal					86,01

$$E_a = \frac{1}{2} \times 86,01 \times 31$$

$$= 1333,16 \text{ kN/m}^1$$

Actieve druk op het ankerschot:

$$Q_a = K_a \times \gamma \times T - 2 c \sqrt{K_a \times T}, \text{ met } T = 10,1 \text{ m}$$

Niveau	K_a	γ	laagdikte	$2 c \sqrt{K_a \times H}$	Q_a
Bovenbelasting	0,28	150 kN/m ²			42,00
+5	+2	0,28	17,0	3,00	14,28
+2	+1,5	0,40	17,0	0,50	1,61
+1,5	+0,57	0,25	17,0	0,93	3,95
+0,57	-5,10	0,25	9,5	5,67	13,86
Totaal					75,70

$$E_o = \frac{1}{2} \times 75,70 \times 10,1$$

$$= 382,28 \text{ kN/m}^1$$

Horizontale druk op het diepe glijvlak:

$$\begin{aligned}\theta &= \arctan \frac{H - T}{L \cos \beta} \\ &= \arctan \frac{31,0 - 10,1}{47 \cos 2} \\ &= 26,7^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_r &= 9,5 \times 47 \times \cos 2 \times \frac{31 + 10,1}{2} \times \tan (26,7 - 33) \\ &= \mathbf{-925,99 \text{ kN/m}^1}\end{aligned}$$

Cohesieve kracht langs het glijvlak:

Het aantal meters wat het glijvlak aan cohesie onderhevig is: 2,87 m.

$$\begin{aligned}E_c &= 5 \times 2,87 \\ &= \mathbf{14,35 \text{ kN/m}^1}\end{aligned}$$

Factor ten gevolge van de hoek van de ankerstaaf:

$$\begin{aligned}E_s &= \cos 2 - \sin 2 \tan (26,7 - 33) \\ &= 1,003\end{aligned}$$

P:

$$\begin{aligned}P &= \frac{1333,16 - (328,28 + -925,99) + 14,35}{1,003} \\ &= \mathbf{1885,56 \text{ kN/m}^1}\end{aligned}$$

$1885,56 \text{ kN/m}^1 > 1843,2 \text{ kN/m}^1 \Rightarrow$ de verankering **voldoet**

De verankering van de wand ziet er als volgt uit:

Ankerstaaf = GEWI-anker Ø 63,5 mm
Ankerlengte = 47 m
Hoek ankerstaaf = 2°
Niveau ankerstaaf = NAP 0,0 m

Ankerschot = AZ26-700
Schothoogte = 7 m
Onderkant schot = NAP -5,1 m

Dezelfde berekening is ook met MSheet uitgevoerd. Bij deze berekening voldoet de verankering bij een ankerlengte van 46 m (zie bijlage III).

3.3 Fundering waterzijdige kraanbaan

De waterzijdige kraanbaan bevindt zich op ongeveer 8 m vanaf de combiwand. Door de grote belasting die de kraan op de kraanbaan uitoefent (2177 kN/m¹), dient de kraanbaan gefundeerd te worden om deze belasting over te kunnen dragen aan de ondergrond.

Open stalen buispalen zijn palen die een grote diameter kunnen hebben en een hoge draagkracht kunnen bereiken. Dit paalttype wordt het meest gebruikt in de offshore industrie. Toch wordt dit type paal steeds vaker op het land gebruikt, bijvoorbeeld voor zware industrie of hoogbouw. Sinds 2001 wordt er voor het berekenen voor deze paal een nieuwe ontwerpmethode gebruikt, te weten de "CUR 2001-8, Bearing capacity of steel pipe piles". Deze ontwerpmethode werd opgesteld omdat gebleken was dat aan de hand van veldwaarnemingen en proefbelastingen de huidige NEN 6743 geen betrouwbare resultaten gaf.

De CUR2001-8 is tot stand gekomen door verschillende internationale berekeningsmethoden te vergelijken en aan de hand van een groot aantal proeven van een goede kwaliteit. De verschillende ontwerpmethoden die toen vergeleken zijn;

NEN 6743	(Het Nederlands Normalisatie Instituut)
API RP 2a	(American Petroleum Instituut)
MTD	(Marine Technology Directorate Ltd)

De CUR2001-8 heeft twee grote voordelen ten opzichte van API en MTD, namelijk dat de CUR methode aan de hand van een grote database met veel proefbelastingen is getoetst en dat de CUR uitgaat van de conusweerstand als belangrijkste parameter. Bij andere Nederlandse grondmechanische ontwerpmethoden geldt dit ook, waardoor deze methode goed aansluit op de Nederlandse praktijk.

3.3.1 Berekening open stalen buispalen

Bij het berekenen van de draagkracht van open stalen buispalen spelen een aantal factoren mee, te weten de puntweerstand, plugvorming, schachtwrijving en randweerstand. In de CUR2001-8 zijn geen veiligheidsfactoren opgenomen, door de CUR2001-8 wordt aanbevolen dezelfde veiligheidsfactoren te gebruiken als de NEN 6743 en NEN 6740. Deze veiligheidsfactoren zijn bij de berekening gebuikt.

3.3.1.1 Puntdraagvermogen

Open stalen buispalen worden over het algemeen in een vaste zandlaag geïnstalleerd zoals vele paaltypen. De berekening van het puntdraagvermogen wordt gedaan door middel van conusweerstand en een verplaatsingsratio. Groot voordeel is dat in deze methode geen limiet zit op de conuswaarde, waarden boven de 15 MPa mogen dus gewoon berekend worden, dit in tegenstelling tot de NEN-methoden. De verplaatsingsratio is een factor waarmee de geslotenheid van de paal wordt weergegeven. In verhouding met de verplaatsingsratio is dan de mate van grondverdringing onder de paalpunt. Een bepalende factor in het berekenen van het puntdraagvermogen is de plugvorming van de paal (paragraaf 3.3.1.2).

Het maximale puntdraagvermogen wordt als volgt berekend:

$$F_{r,max;punt,i} = A_{paalpunt} \cdot 8,5 p_a (q_{c_gem}/p_a)^{0,5} DR^{0,25}$$

$$q_{c_gem} = \frac{1}{3D_o} \int_{L-1,5D_o}^{L+1,5D_o} q_c dz$$

Waarin:

$F_{r,max;punt,i}$	= maximale puntweerstandskracht ter plaatse van sondering i	[kN]
$A_{paalpunt}$	= oppervlakte van de paalpunt ($0,25 \pi \cdot D_o^2$)	[m ²]
p_a	= atmosferische referentiedruk (100 kPa)	[kPa]
q_{c_gem}	= gemiddelde conusweerstand van $1,5 D_o$ boven de paalpunt tot $1,5 D_o$ beneden paalpunt	[kPa]
DR	= verplaatsingsratio [$1 - (D_i/D_o)^2$]	[-]
D_i	= binnendiameter van de paal	[m]
D_o	= buitendiameter van de paal	[m]
L	= lengte van de paal	[m]
q_c	= conusweerstand op diepte z (geen limiet)	[kPa]

3.3.1.2 Plugvorming

Wanneer en hoe plugvorming optreedt, is niet exact te bepalen. Uitgevoerde praktijk- en theorietesten leverden geen betrouwbaar beeld op. Er mag wel gesteld worden dat de verhouding tussen de diameter en wanddikte bepalend is en tevens de diepte waarin de paal in het zand staat is een meespelende factor.

Plugvorming treedt op als de maximale puntweerstand van een geplugde paal min de weerstand van de paalrand minder is dan de weerstand die de plug in de paal ondervindt, ofwel:

$$F_{r,max;plug;i} > F_{r,max;punt;i} - F_{r,max;rand;i}$$

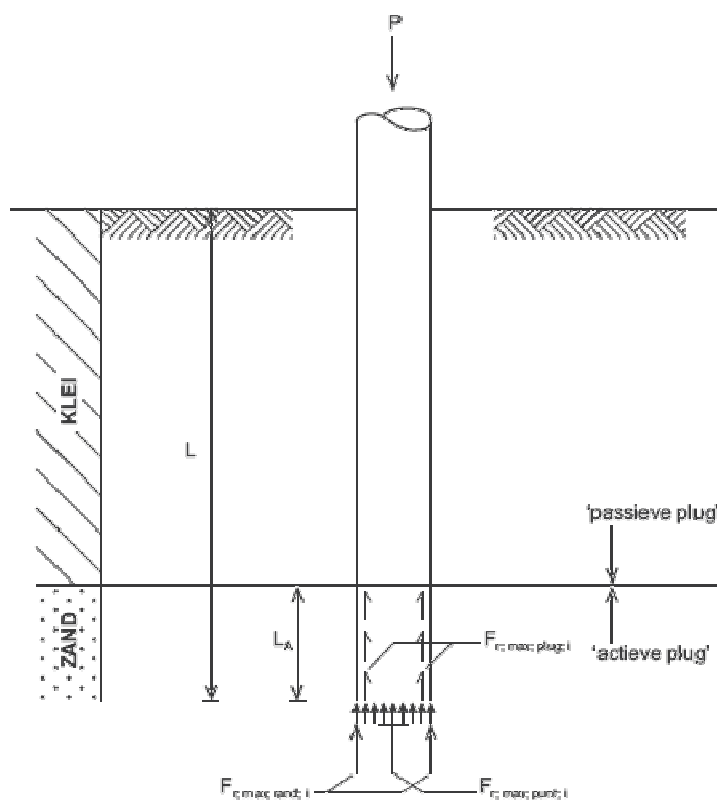


Fig. 3-4: Draagkracht van de paal

De maximale weerstand die door de paalrand wordt gemobiliseerd, wordt bepaald met de volgende formule:

$$F_{r,max;rand;i} = A_{rand} \cdot 0,6q_c$$

Waarin:

$F_{r,max;rand;i}$	= maximale randweerstandskracht ter plaatse van sondering i	[kN]
A_{rand}	= oppervlakte van de paalrand [$0,25\pi \cdot (D_0^2 - D_i^2)$]	[m ²]
0,6	= factor tussen 3D-conusweerstand en 2D-paalrandweerstand	[-]
q_c	= conusweerstand op diepte z (geen limiet)	[kPa]

De plugweerstand van de paal wordt bepaald door:

$$F_{r,max;plug;i} = A_{plug} \left[\left(P_{top} + \frac{\gamma'_{gem}}{\theta_a} \right) e^{\theta_a L_a} - \frac{\gamma'_{gem}}{\theta_a} \right]$$

Waarin:

$F_{r,max;plug;i}$	= maximale plugweerstandskracht ter plaatse van sondering	[kN]
A_{plug}	= oppervlakte van de grondplug ($0,25 \pi \cdot D_i^2$)	[m ²]
p_{top}	= verticale effectieve spanning werkend op de top van de actieve grondplug	[kPa]
γ'_{gem}	= gemiddeld effectief volumiek gewicht van de grond in de actieve grondplug	[kN/m ³]
L_a	= lengte van de actieve grondplug	[m]
Re	= relatief poriëngetal van de actieve grondplug ($0 \leq Re \leq 1$)	[-]
θ_a	= $\frac{4\beta_a}{D_i}$	
β_a	= $1,05 D_i^{-0,25} \left(\frac{L_a}{D_i} \right)^{-0,75} Re^{0,30}$	

P_{top} is de verticale effectieve spanning die de bovenliggende grond geeft en welke op de grondplug 'rust'. Indien $(L - L_a)/D < 5$, dan kan $P_{top} = 0$ worden aangehouden, anders moet de formule $D_i \times y$ worden aangehouden.

Re is bij deze berekening aangehouden op 0,5. β_a is de factor van de actieve wrijving. Deze formule is tot stand gekomen na statistische analyse van een groot aantal proeven.

3.3.1.3 Schachtwrijving

De berekening van schachtwrijving van open stalen buispalen wordt gemaakt door middel van de verticale korrelspanningen. In tegenstelling tot de NEN-methode wordt er in de CUR2001-8 wel rekening gehouden met het zogenaamde “lengte-effect”.

Het lengte-effect zorgt voor een afname van schachtwrijving ten gevolge van grondverstoring. Tijdens het heien van de buizen is er sprake van dwarscontractie van het staal. Hierdoor zal bij elke klap de diameter van de paal iets toe- en daarna weer afnemen. Dit zorgt ervoor dat er een afname is van de verticale korrelspanningen in de omgeving van de schacht. Hierdoor zijn er voor druk- en trekpalen verschillende formules opgesteld in de CUR2001-8.

Dit fenomeen is gerelateerd aan de diepte, zo zal er meer verstoring zijn op $\frac{1}{2}L$ dan nabij de paalpunt. Dit is weergegeven in figuur 3-5.

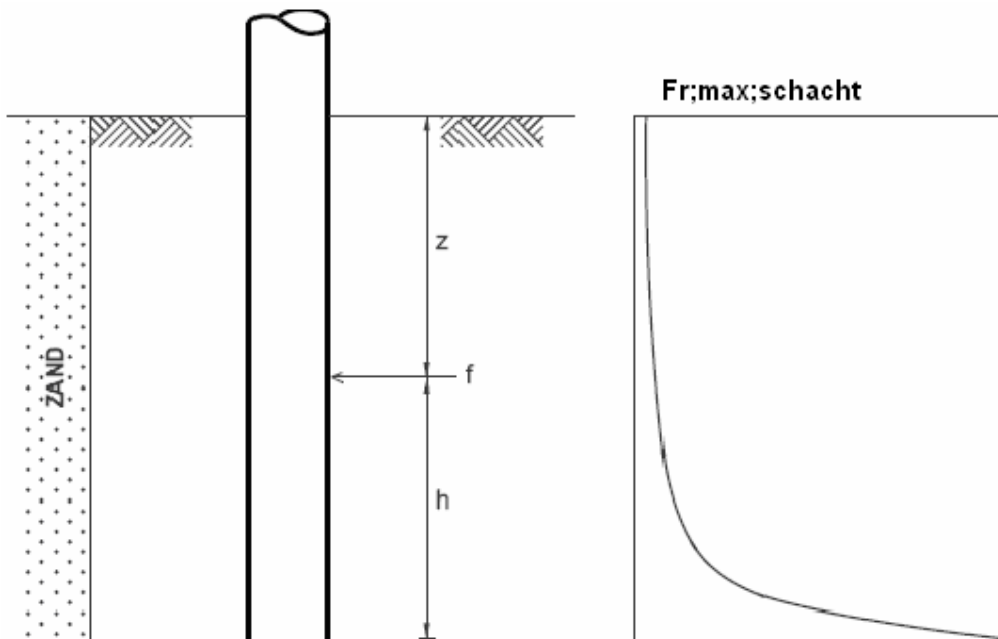


Fig. 3-5: Schachtwrijving

De berekende maximale schachtwrijving die uit de formule komt, is geldig voor palen die tussen de 10 en 50 dagen worden belast. Dit heeft te maken met factoren zoals oxidatie, veroudering van de grond en verandering van het krachterspel. Als de periode tussen installeren korter is dan 10 dagen zal de draagkracht ook minder zijn, is deze langer dan 50 dagen zal deze meer zijn.

De formule voor het berekenen van de schachtwrijving in zand is als volgt:

$$F_{r,max;schacht,i} = \pi D_o \int_0^L f_c(Z) dz$$

met op druk belaste palen:

$$f_c = \begin{cases} 0,08q_c(\sigma'_v/p_a)^{0,05} (h/R^*)^{-0,90} & \text{indien } h/R^* \geq 4 \\ 0,08q_c(\sigma'_v/p_a)^{0,05} (h/R^*)^{-0,90} (h/4R^*) & \text{indien } h/R^* < 4 \end{cases}$$

Waarin:

$F_{r,max;schacht,i}$	= maximale paalschachtwrijvingskracht ter plaatse van sondering i	[kN]
D_o	= buitendiameter van de paal	[m]
q_c	= conusweerstand op diepte z (geen limiet)	[kPa]
p_a	= atmosferische referentiedruk (100 kPa)	[kPa]
h	= afstand tot de paalpunt	[m]
R^*	= effectieve paaldiameter = $0,5 \cdot D_o (DR)^{0,5}$	[m]
DR	= verplaatsingsratio = $1 - (D_i/D_o)^2$	[-]
D_i	= binnendiameter van de paal	[m]

3.3.2 Paal draagvermogen

Aan de hand van de grondparameters volgens sondering FN135 (zie bijlage II), is de paalberekening voor de fundering van de kraanbaan uitgevoerd.

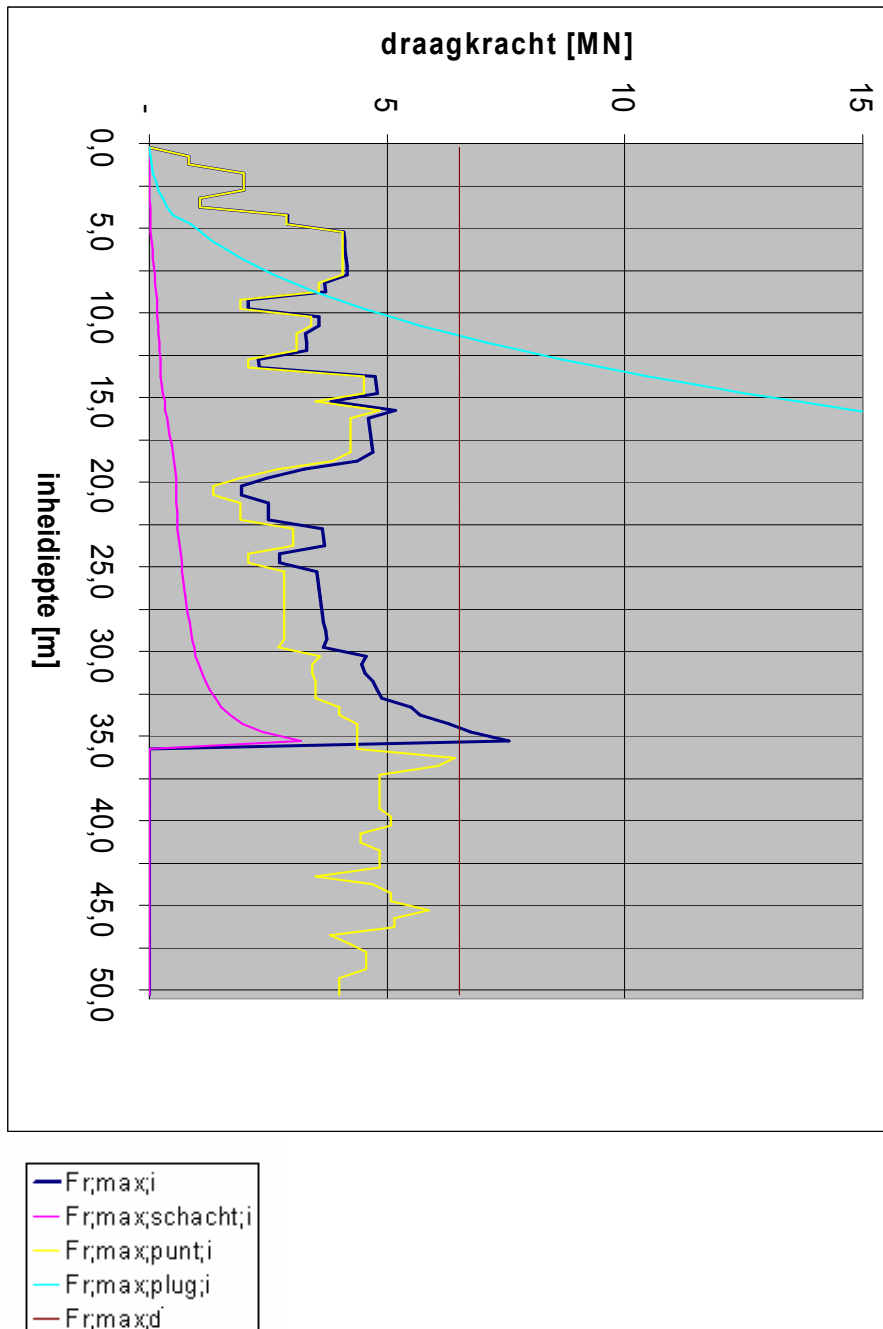
Voor de berekening van de draagkracht zijn de volgende parameters bepaald:

Paaldiameter:	0,914	[m]
Dikte:	0,09	[m]
Lengte:	35	[m]
DR (verplaatsingsratio):	0,0390	[-]
R (effectieve paaldiameter):	0,0902	[m]
A_{rand} (opp. rand):	0,0256	[m ²]
A_{plug} (opp. plug):	0,6305	[m ²]
P_{top} (belasting op plug)	0	[kPa]

Belastingen waarmee gerekend is:

F_r ;kraanbaan:	2177	[kN/m]
F_r ;ligger:	205,5	[kN/m]
h.o.h. afstand:	1,64	[m]
F_r ;totaal	3,91	[MN]
F_r ;max;d;	6,51	[MN]

3.3.2.1 Draagkracht



Zoals in de grafiek is te zien zal de paal zich vanaf -9 m t.o.v. maaiveld pluggend gaan gedragen en zal op een diepte van -35 m t.o.v. maaiveld (NAP -30 m) voldoende draagkracht hebben. In vergelijking met andere paaltypen, zoals een vibropaal, hebben open stalen buispalen meer draagkracht. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt door de limietwaarde die op de conusweerstand wordt toegepast in de NEN-norm. Om deze reden is daarom besloten voor deze open stalen buispalen te kiezen.

3.4 Fendering

Om te voorkomen dat kademuren en schepen beschadigd raken bij het afmeren van de schepen, is het nodig om de kademuur te beschermen met een fendersysteem. Een fendersysteem bestaat uit een schot en één of twee fenders. Het schip meert af tegen het schot, waarbij de kinetische energie wordt opgenomen door de fenderconstructie. De fender geeft een reactiekracht die door de achterliggende constructie moet worden opgenomen.

3.4.1 Fenderberekening

3.4.1.1 Eisen fender

Aan het ontwerp van het fendersysteem zijn een aantal eisen gesteld. Deze eisen staan in het technisch Programma van Eisen (Bijlage I).

De eisen aan het fendersysteem zijn:

- Geschikt voor al de te accommoderen scheepstypen (zie par. 3.4.1.2);
- Bovenkant remmingwerk gelijk aan bovenkant afmeerconstructie (NAP + 5,00 m);
- Onderkant remmingwerk tot minimaal NAP -2,00 meter i.v.m. binnenvaartschepen;
- Remmingwerk moet een energie absorberend fendersysteem zijn;
- Maximale stramienmaat 15 m h.o.h.;
- Maximale toelaatbare druk op scheepshuid is 250 kN/m²;
- Veiligheidsfactor op fendersysteem is 1,5.

3.4.1.2 Te accommoderen scheepstypen

In het technisch Programma van Eisen (Bijlage I) zijn een aantal scheepstypen gegeven waar rekening mee moet worden gehouden. Al deze scheepstypen staan in onderstaande tabel en zijn allemaal berekend volgens de in par. 3.4.1.3 uitgewerkte berekening voor de afmeerenergie (E_A). Uit deze tabel kan dan de maatgevende E_A bepaald worden die gebruikt wordt voor de keuze van de fender.

Scheepstype:	Panamax 75.000 ton	Binnenvaart 4 baksduw	Post-Panamax 8500 TEU	Feeder I 600 TEU	Feeder II 1200 TEU	Binnenvaart Jowi klasse
L_{OA}	250 m	193 m	350 m	118 m	152 m	134 m
L_{BP}	230 m	184 m	330 m	109 m	144 m	125 m
B	35 m	22,8 m	42,8 m	20,1 m	23,7 m	17 m
D (diepgang)	15 m	4 m	14 m	6,8 m	8,5 m	3 m
v (afmeersnelheid)	0,15 m/s	0,25 m/s	0,15 m/s	0,25 m/s	0,25 m/s	0,30 m/s
α (afmeerhoek)	10°	15°	10°	15°	15°	15°
β (slagzij)	2°	4°	2°	4°	4°	4°
M_D (waterverpl.)	90000 T	12000 T	130000 T	14200 T	20000 T	4600 T
C_M	1,86	1,35	1,65	1,68	1,72	1,35
C_E	0,49	0,49	0,45	0,61	0,53	0,52
C_S	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C_C	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
E_N	830,5 kNm	232,4 kNm	977,3 kNm	409,3 kNm	512,8 kNm	130,8 kNm
Veiligheidsfactor	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
E_A	1246 kNm	349 kNm	1466 kNm	614 kNm	770 kNm	197 kNm

Tabel 1: Gegevens te accommoderen scheepstypen

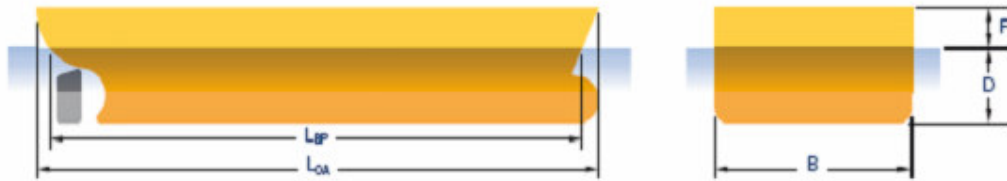


Fig. 3-6: Schematisering maatvoering schip

3.4.1.3 Energieberekening

Voordat een fendersysteem gekozen kan worden, moet eerst bekend zijn hoeveel energie het fendersysteem moet kunnen absorberen. Deze energie is te berekenen met de volgende formule:

$$E_A = E_N \times \text{veiligheidsfactor (1,5)}$$

$$E_N = \frac{1}{2} \times M_D \times v_B^2 \times C_M \times C_E \times C_S \times C_C, \text{ waarin}$$

E_N = normale afmeerenergie welke geabsorbeerd moet worden door de fender (kNm)

M_D = waterverplaatsing schip (ton)

v_B = afmeersnelheid van het schip (m/s)

C_M = massa coëfficiënt; dit is de coëfficiënt die de massa van het water wat het schip met zich meevoert bij het zijdelings afmeren, in rekening brengt. Wanneer het schip is afgeremd door het fendersysteem, komt er nog een massa water achteraan die tegen het schip botst en een belasting geeft op het fendersysteem.

C_E = excentriciteit coëfficiënt; deze coëfficiënt is afhankelijk van het aangrijpingspunt van het schip op het fendersysteem.

C_S = deformatie coëfficiënt; wanneer er sprake is van een hard fendersysteem, wordt een gedeelte van de afmeerenergie geabsorbeerd door het schip als gevolg van de indrukking van de scheepshuid en mag er een reductiecoëfficiënt berekend worden. Meestal wordt deze reductie niet toegepast en wordt er gerekend met $C_S=1,0$

C_C = afmeerconstructie coëfficiënt; hier wordt een coefficient toegepast welke afhankelijk is van het type kademuurconstructie en de afstand tussen de onderkant van de kiel van het schip en de bodem. Hierbij wordt er onderscheid gemaakt tussen open constructie, halfgesloten constructie en gesloten constructie. Tijdens het afmeren bij bijv. een gesloten constructie kan het water tussen het schip en de constructie werken als een soort kussen wat een gedeelte van de afmeerenergie opneemt, en dus de afmeerenergie reduceert.

Bovenstaande berekening is toegepast op alle scheepstypen uit tabel 1.

De berekening van de afmeerenergie voor een Post-Panamax schip (8500 TEU) is als volgt uitgevoerd:

$$M_D = 130000 \text{ ton}$$

$$V_B = 0,15 \text{ m/s}$$

$$C_M = 1 + \frac{2xD}{B} = 1 + \frac{2 \times 14}{42,8} = 1,65$$

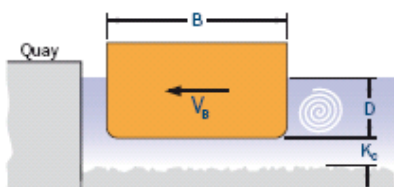


Fig. 3-7: Schematisering massa coëfficiënt

$$C_E = \frac{K^2 + (R^2 \cos^2 \gamma)}{K^2 + R^2}$$

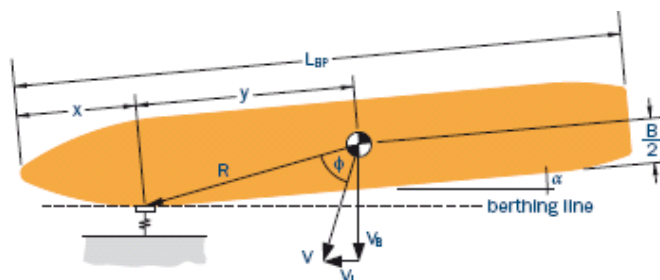


Fig. 3-8: Schematisering excentriciteit coëfficiënt

$$K = ((0,19 \times C_B) + 0,11) \times L_{BP}$$

$$C_B = \frac{M}{L_{BP} \times B \times D \times \rho_{SW}} = \frac{130000}{330 \times 42,8 \times 14 \times 1,025} = 0,64$$

$$K = ((0,19 \times 0,64) + 0,11) \times 330 = 76,5 \text{ m}$$

$$R = \sqrt{\left(\frac{L_{BP}}{2} - x\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2}$$

$$\begin{aligned} x &= \text{afstand van boeg schip tot punt contact schip met kademuur} = 0,20 \times L_{BP} \\ &= 0,20 \times 330 = 66 \text{ m} \end{aligned}$$

$$R = \sqrt{\left(\frac{330}{2} - 66\right)^2 + \left(\frac{42,8}{2}\right)^2} = 101,3 \text{ m}$$

$$\gamma = 90^\circ - \alpha - \arcsin \frac{B}{2xR}$$

$$\gamma = 90^\circ - 10^\circ - \arcsin \frac{42,8}{2 \times 101,3} = 67,8^\circ$$

$$C_E = \frac{76,5^2 + (101,3^2 \times \cos^2 67,8)}{76,5^2 + 101,3^2} = 0,45$$

$C_S \Rightarrow$ wanneer δ_F (deformatie fender) $> 150 \text{ mm} \Rightarrow C_S = 1,0$



Fig. 3-9: Schematisering deformatie-coëfficiënt bij een 'hard' fendersysteem

$$C_C \Rightarrow \frac{K_C}{D} < 0,5$$

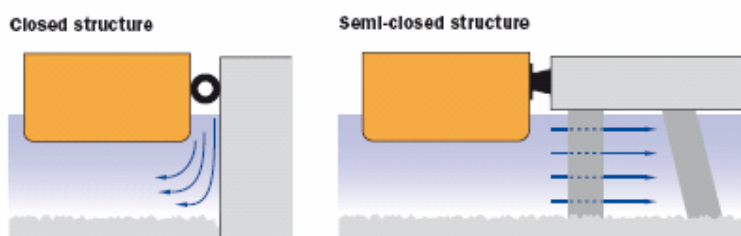


Fig. 3-10: Schematisering C_C voor gesloten en half-gesloten constructies

K_C = afstand onderkant kiel tot bodem (zie Fig. 6)
 $= 17,65 - 14 = 3,65 \text{ m}$

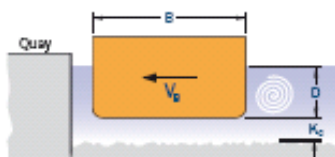


Fig. 3-11: Schematisering K_C

$$C_C \Rightarrow \frac{3,65}{14} = 0,26 < 0,5$$

=> gesloten constructie: $C_C = 0,8$

=> half open constructie: $C_C = 0,9$

=> open constructie: $C_C = 1,0$

Er wordt gerekend met een C_C van **0,9** (half open constructie).

Hieruit volgt:

$$\begin{aligned} E_N &= \frac{1}{2} \times M_D \times v_B^2 \times C_M \times C_E \times C_S \times C_C \\ &= \frac{1}{2} \times 130.000 \times 0,15^2 \times 1,65 \times 0,45 \times 0,9 \times 1,0 = 977,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_A &= E_N \times 1,5 \\ &= 977,3 \text{ kNm} \times 1,5 \\ &= \mathbf{1466 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

Het fendersysteem moet minimaal 1466 kNm aan energie kunnen absorberen. Bij het fendersysteem van de Brammenterminal moet rekening worden gehouden met verschillende aangrijpingspunten van de kracht op de constructie. Doordat een binnenvaartschip laag ligt, zal de kracht onderin de constructie aangrijpen waardoor er een andere krachtsverdeling ontstaat dan wanneer een zeeschip afmeert die hoger ligt en dus een hoger aangrijpingspunt op de constructie heeft. Om deze verschillende krachten goed te kunnen absorberen, worden 2 fenders toegepast, zodat de krachten verdeeld worden over de 2 fenders.

3.4.2 Keuze Fendersysteem

Bij een afmeerenergie van 1466 kNm zijn er verschillende types fenders die deze energie kunnen absorberen. Er zijn 2 types fenders die de gegeven energie kunnen absorberen en die geschikt zijn voor Post Panamax schepen en voor 4 baksduwkonvooi binnenvaartschepen. De fenders die toegepast kunnen worden zijn de Super Cone Fender en de Cell Fender. Deze zullen allebei beschreven en uitgewerkt worden waarna er een keuze gemaakt kan worden.

3.4.2.1 Super Cone Fender (SCN Fender)

De SCN Fender is de laatste ontwikkeling op de originele Cone Fender die ruim 25 jaar geleden geïntroduceerd werd. De SCN Fender is het resultaat van de recente ontwikkelingen in fendertechnologie.

De fender kent de volgende eigenschappen:

- Goede verhouding tussen energie en reactiekracht (E:R);
- Grote energie absorptie per kg fender;
- Grote stabiliteit en weerstand tegen dwarskrachten die de fender in staat stelt om het stalen fendershot zonder gewichtskettingen te dragen;
- Een ingebouwde weerstand tegen dwarskrachten die het gevolg zijn van de vormgeving en zelf centrerende eigenschappen;
- Verhoogde energie absorptie tot 10° scheve indrukking.

De SCN Fender is leverbaar in fenderhoogtes (H) van 300 mm t/m 2000 mm.

Elke SCN Fender is standaard beschikbaar in 5 rubber hardheden waardoor het mogelijk is de optimale fender te kiezen.

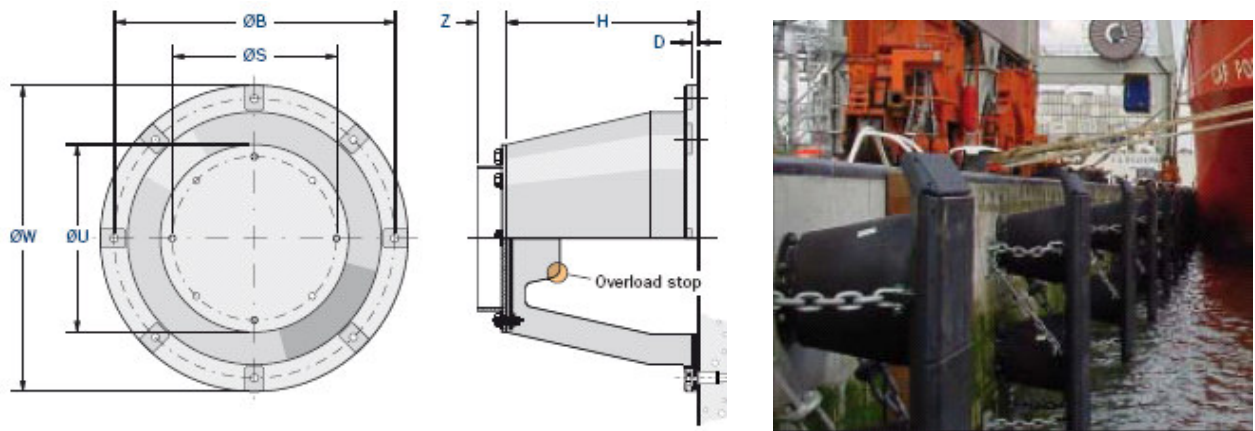


Fig. 3-12: SCN Fender

Het type dat voldoet aan de gegeven minimale energieopname van 733 kNm/fender is de SCN 1200 E1.7.

Gegevens SCN 1200 E1.7:

E	= 773 kNm	H	= 1200 mm
R	= 1241 kN	ØW	= 1920 mm
E/R	= 0,62	ØU	= 1175 mm

Berekening fender:

- Afmeren door Post Panamax 8500 TEU schip

De bovenste fender zal bij afmeren van dit schip maximaal ingedrukt worden. De maximale indrukking van de SCN 1200 E1.7 is 72% van de hoogte (1200 mm). De indrukking van de bovenste fender is $\Rightarrow \delta = 0,72 \times 1200 \text{ mm} = 864 \text{ mm}$.

Omdat het schip een slagzij heeft van 2° , is het verschil van indrukking tussen de 2 fenders $\Rightarrow \tan 2^\circ \times 2160 \text{ mm}$ (h.o.h. afstand van de 2 fenders, zie figuur 3-13) = 75 mm.

De indrukking van de onderste fender is dus 75 mm minder, wat een indrukking geeft van $864 - 75 = 789 \text{ mm}$.

Deze fender gebruikt maar $\frac{789}{864} = 0,91 = 91\%$ van de capaciteit.

Dit geeft een totale energieopname van:
 $(1 + 0,91) \times 773 \text{ kNm} = \mathbf{1476,4 \text{ kNm}}$ ($> 1466 \text{ kNm}$)

Dit fendersysteem voldoet voor de zeeschepen.

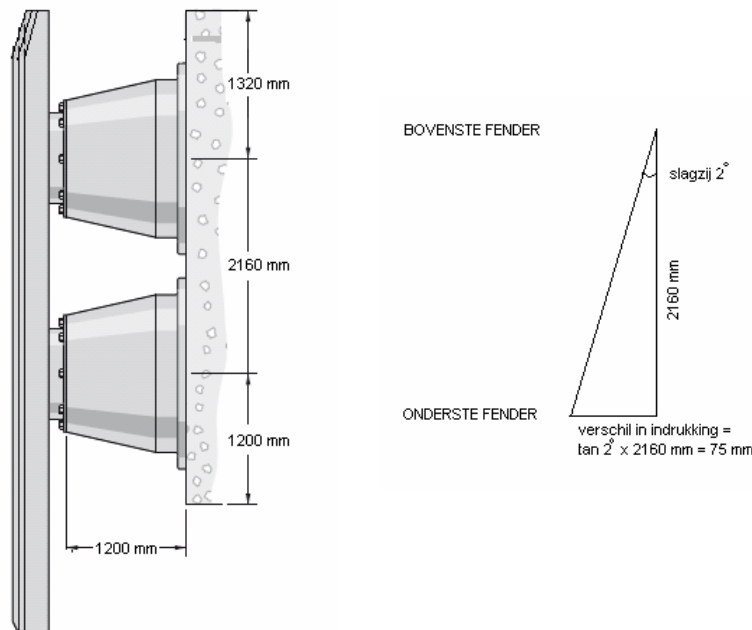


Fig. 3-13: Maatvoering SCN Fender en schematisering berekening “Verschil in indrukking”

- Afmeren door binnenvaartschip 4 baksduwkonvooi

Wanneer een binnenvaartschip contact maakt met het fenderschot op NAP -2,00 m, zal het schot om de bovenste trekketting roteren zodat de beide fenders ingedrukt worden.

De onderste fender zal maximaal ingedrukt worden, 864 mm (72% van 1200 mm).

Bij een maximale indrukking van de onderste fender, bedraagt de indrukking van de bovenste fender $\Rightarrow \frac{864}{3460} \times 1300 = 325 \text{ mm}$ (zie figuur 3-14).

De bovenste fender gebruikt maar $\frac{325}{864} = 0,38 = 38\%$ van de capaciteit.

Omdat we hier te maken hebben met een scheve indrukking, moet er een reductiefactor gebruikt worden in de berekening.

Het fendersysteem roteert over $\arctan \frac{864}{3460} = 14^\circ$

Voor een rotatie van 14° geldt een reductiefactor van 0,88 (zie tabel 2).

Dit geeft een totale energieopname van:
 $(1 + 0,38) \times 0,88 \times 773 \text{ kNm} = \mathbf{938,7 \text{ kNm}}$ ($> 349 \text{ kNm}$)

Angle factor	
Angle (°)	AF
0	1.000
3	1.039
5	1.055
8	1.029
10	1.000
15	0.856
20	0.739

Tabel 2: Hoekfactor SCN Fender

Dit fendersysteem voldoet ook voor de binnenvaartschepen.

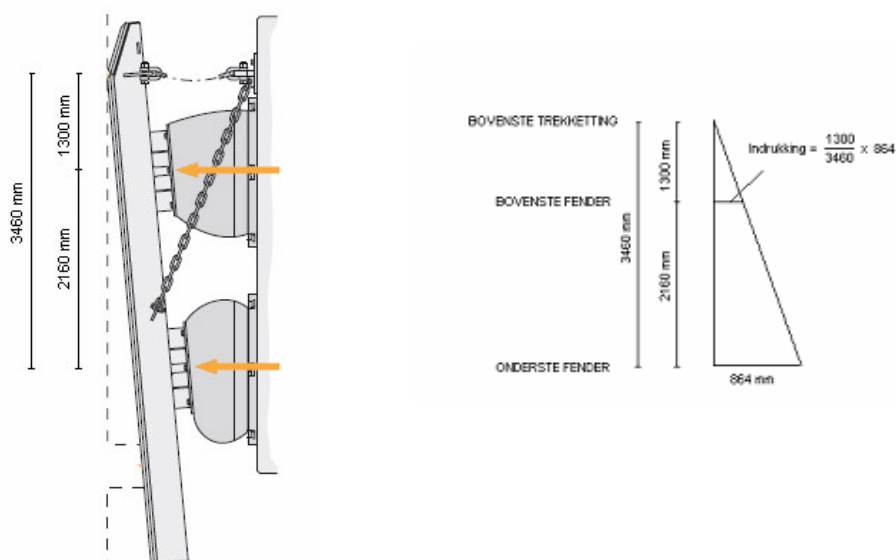


Fig. 3-14: Maatvoering en schematisering berekening "Indrukking bovenste fender"

3.4.2.2 Cell Fender (SCK Fender)

De SCK Fender bestaat uit een cilindervormig lichaam met aan weerskanten ingevulkaniseerde flenzen. Het fenderlichaam wordt hierbij axiaal belast. Dit type fender is al ruim 30 jaar op de markt en was de opvolger van de cilindrische fender.

De SCK Fender kent de volgende eigenschappen:

- In verhouding tot andere fenders heeft de SCK Fender een zeer goede verhouding tussen energie en reactiekracht (E:R);
- Geïntegreerde en volledig berubberde fenderflenzen maken de montage snel en eenvoudig;
- De grote fenderflens afmeting biedt deze fender een goede weerstand tegen dwarskrachten;
- Het contactvlak tussen fenderflens en constructie is groot waardoor de belastingsspreiding gunstig is en minder zware fenderpanelen mogelijk zijn.

De SCK Fender is leverbaar in fenderhoogtes (H) van 400 mm t/m 3000 mm. Elke SCK Fender is standaard beschikbaar in 5 rubber hardheden waardoor het mogelijk wordt de optimale fender te kiezen.

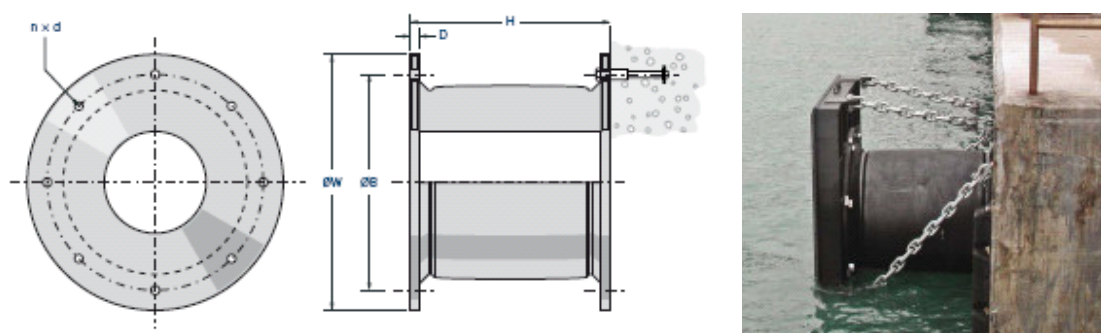


Fig. 3-15: SCK Fender

Het type dat voldoet aan de gegeven minimale energieopname van 733 kNm/fender is de SCK 1600H E1.4.

Gegevens SCK 1600H E1.4:

E	= 785 kNm	H	= 1600 mm
R	= 1118 kN	ØW	= 2000 mm
E/R	= 0,70	ØB	= 1800 mm

Berekening fender:

- Afmeren door Post Panamax 8500 TEU schip

De bovenste fender zal bij afmeren van dit schip maximaal ingedrukt worden. De maximale indrukking van de SCK 1600H E1.4 is 52,5 % van de hoogte (1600 mm). De indrukking van de bovenste fender is $\Rightarrow \delta = 0,525 \times 1600 \text{ mm} = 840 \text{ mm}$.

Omdat het schip een slagzij heeft van 2° , is het verschil van indrukking tussen de 2 fenders $\Rightarrow \tan 2^\circ \times 2400 \text{ mm}$ (idem berekening in par. 3.4.2.1 en figuur 3-13)
= 83,8 mm.

De indrukking van de onderste fender is dus 83,8 mm minder, wat een indrukking geeft van $840 - 83,8 = 756,2 \text{ mm}$.

Deze fender gebruikt maar $\frac{756,2}{840} = 0,9 = 90\%$ van de capaciteit.

Dit geeft een totale energieopname van:
 $(1 + 0,9) \times 785 \text{ kNm} = \mathbf{1491,5 \text{ kNm}}$ ($>1466 \text{ kNm}$)

Dit fendersysteem voldoet voor de zeeschepen.

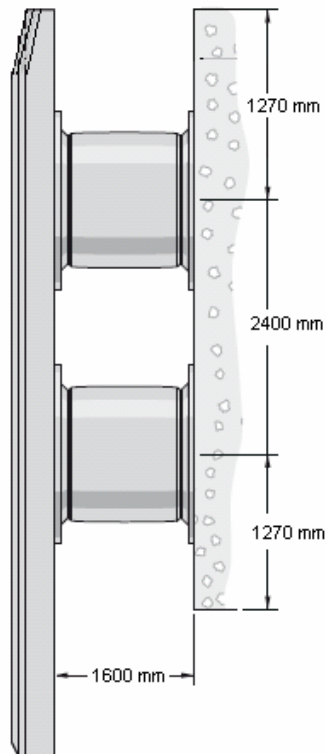


Fig. 3-16: Maatvoering SCK Fender

- Afmeren door binnenvaartschip 4 baksduwkonvooi

Wanneer een binnenvaartschip contact maakt met het fenderschot op NAP -2,00 m, zal het schot om de bovenste trekketting roteren zodat de beide fenders ingedrukt worden.

De onderste fender zal maximaal ingedrukt worden, 840 mm (52,5% van 1200 mm).

Bij een maximale indrukking van de onderste fender, bedraagt de indrukking van de

$$\text{bovenste fender} \Rightarrow \frac{1700}{4100} \times 840 = 348,3 \text{ mm}$$

(idem berekening in par. 3.4.2.1, zie figuur 3-17).

De bovenste fender gebruikt maar $\frac{348,3}{840} = 0,41 = 41\%$ van de capaciteit.

Omdat we hier te maken hebben met een scheve indrukking, moet er een reductiefactor gebruikt worden in de berekening.

Het fendersysteem roteert over $\arctan \frac{840}{4100} = 11,6^\circ$

Voor een rotatie van $11,6^\circ$ geldt een reductiefactor van 0,86 (zie tabel 3).

Dit geeft een totale energieopname van:

$$(1 + 0,41) \times 0,86 \times 785 \text{ kNm} = \mathbf{951,9 \text{ kNm}} (> 349 \text{ kNm})$$

Angle factor	
Angle (°)	AF
0	1.000
3	0.977
5	0.951
8	0.909
10	0.883
15	0.810
20	0.652

Tabel 3: Hoekfactor SCK Fender

Dit fendersysteem voldoet ook voor de binnenvaartschepen.

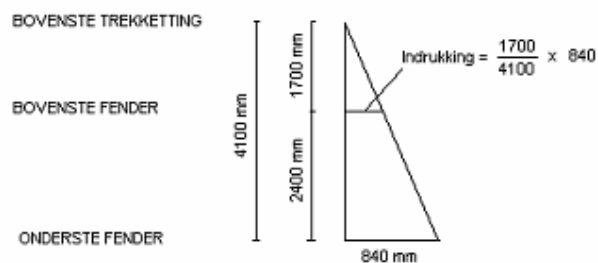


Fig. 3-17: Schematisering berekening “indrukking bovenste fender”

3.4.2.3 Fenderschot

Het fenderschot is het 'contactvlak' van het fendersysteem waar het schip tegen afmeert. Via het schot wordt de belasting doorgegeven naar de fenders. De schotten zijn in staal uitgevoerd en aan de voorkant uitgevoerd met 50 mm dikke beplating (UHMWPE beplating). Het schot wordt m.b.v. twee gewichtskettingen en twee trekkettingen (bovenin, zie fig. 3-18) aan de kade bevestigd. De kettingen worden bevestigd aan de betonnen wand van de kademuur met ankers.

De fenderschotten zijn rondom voorzien van vellingkanten van 150 mm en aan de bovenkant een afschuining van 500 mm (zie fig. 3-10). Deze afschuiningen voorkomen dat de trossen en het berghout van het afgemeerde schip blijven haken achter het fendersysteem bij het afmeren.

De dikte van het schot is 400 mm, inclusief beplating.

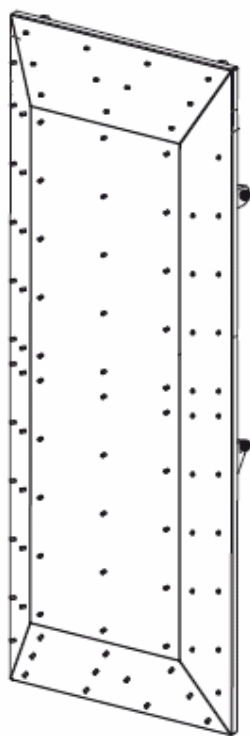


Fig. 3-18: Fenderschot

Het oppervlak van het fenderschot is van belang bij het ontwerp van het schot. Wanneer het schot een te kleine oppervlakte heeft, kan het per m² een te grote druk geven op de scheepshuid van het schip. De eis is dat het fendersysteem een maximaal toelaatbare druk op de scheepshuid van 250 kN/m² mag geven.

De berekening om dit na te gaan is: $P = \frac{R_{Fender}}{H \times B} < 250 \text{ kN/m}^2$, waarin

P	= optredende vlaktedruk	[kN/m ²]
R _{Fender}	= reactiekracht fender(s)	[kN]
H	= hoogte schot, exclusief afschuiningen	[m]
B	= breedte schot, exclusief afschuiningen	[m]

Het fenderschot is rondom voorzien van afschuiningen. Aan de zijkanten en onderkant is de afschuining 150 mm en aan de bovenkant bedraagt de afschuining 500 mm.

Hieruit volgt:

$$H = H_{vol} - 150 \text{ mm} - 500 \text{ mm}$$

$$B = B_{vol} - (2 \times 150 \text{ mm})$$

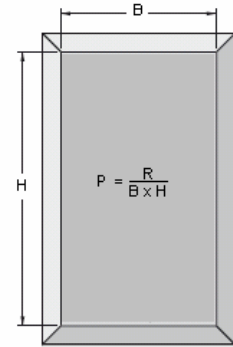


Fig. 3-19:
Schematisering
fenderschot

Per type fender is het fenderschot verschillend, dus voor beide fenders moet een schot berekend worden.

- Fenderschot SCN 1200 E1.7:

$$R_{Fenders} = 2482 \text{ kN}$$

$$H_{vol} = 7,0 \text{ m}$$

$$B_{vol} = 1,9 \text{ m}$$

$$H = 7,0 - 0,15 - 0,5 = 6,35 \text{ m}$$

$$B = 1,9 - (2 \times 0,15) = 1,6 \text{ m}$$

Hieruit volgt:

$$P = \frac{2482}{6,35 \times 1,6} = \mathbf{244,3 \text{ kN/m}^2} < 250 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Dit schot voldoet aan de eis.}$$

=> Afmetingen fenderschot bij een SCN 1200 E1.7 fender zijn 7,0 x 1,9 m² en 400 mm dik.

- Fenderschot SCK 1600H E1.4:

$$\begin{aligned} R_{\text{Fenders}} &= 2236 \text{ kN} \\ H_{\text{vol}} &= 7,0 \text{ m} \\ B_{\text{vol}} &= 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= 7,0 - 0,15 - 0,5 = 6,35 \text{ m} \\ B &= 1,8 - (2 \times 0,15) = 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Hieruit volgt:

$$P = \frac{2236}{6,35 \times 1,5} = \mathbf{234,8 \text{ kN/m}^2} < 250 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Dit schot **voldoet** aan de eis.}$$

=> Afmetingen fenderschot bij een SCK 1600H E1.4 fender zijn 7,0 x 1,8 m² en 400 mm dik.

3.4.2.4 Keuze fendersysteem

Beide fendersystemen voldoen dus aan de eis van de gegeven afmeerenergie van het maatgevende schip. Qua capaciteit ontlopen de Super Cone Fender (SCN Fender) en de Cell Fender (SCK Cell Fender) elkaar niet veel. De keuze is uiteindelijk gevallen op de SCN 1200 E1.7 omdat deze kleinere afmetingen heeft dan de SCK 1600H E1.4, wat ook qua gewicht (SCN 1200 weegt 1970 kg/fender en SCK 1600H weegt 3000 kg/fender) en dus qua prijs ook voordeliger uitkomt. Ook heeft de SCN 1200 E1.7 een grotere maximale indrukking (72% van de hoogte).

Het uiteindelijke fendersysteem bestaat uit twee SCN 1200 E1.7 fenders met een fenderschot van 7,0 x 1,9 m² en 400 mm dik. Dit schot heeft rondom vellingkanten van 150 mm met aan de bovenkant een afschuining van 500 mm. Het schot wordt aan de fenders bevestigd, daarnaast worden ze ook nog aan de kademuur bevestigd m.b.v. kettingen. De fenders worden met 8 x M48 ankers bevestigd aan de kademuur. Voor overzicht en detaillering van het fendersysteem (zie bijlage VII)

4 Toetsing sandwichwand

4.1 Principe sandwichwand

De sandwichwand bestaat uit drie elementen, namelijk de voorwand, de tussenliggende grond en de achterwand. Het doel van het onderzoek is om te controleren of deze afzonderlijke elementen zo gedimensioneerd kunnen worden zodat ze als één geheel zullen werken.

Sandwichwerking treedt op als één wand als trekelement fungeert en één wand als drukelement fungeert en er tevens geen buigende momenten in de wanden bevinden. Het grote voordeel hiervan is dat de afzonderlijke elementen dan minder zwaar gedimensioneerd hoeven te worden, wat bespaart in de kosten.

Er zijn echter wel een aantal criteria aan het functioneren van een sandwichwand:

- De dwarskracht dient door de tussenliggende grond overdraagbaar te zijn
- De tussenliggende grond moet niet door schuifspanning bezwijken
- Elementen moeten de druk- en trekspanningen kunnen weerstaan

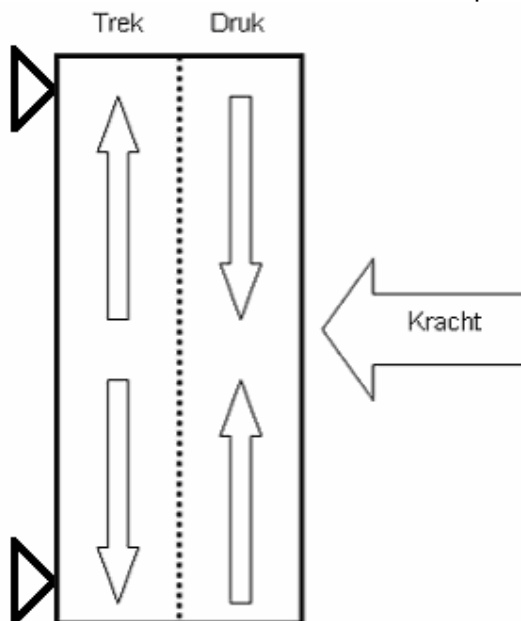


Fig. 4-1: Schematisering principe sandwichwand

4.1.1 Berekening weerstandsmoment

Om een goed beeld te krijgen van de verwachte stijfheid van de sandwichwand moeten het traagheidsmoment en het weerstandsmoment berekend worden. Er zijn verschillende configuraties mogelijk, zoals een combiwand als voorwand en een palenrij als achterwand.

Het weerstandsmoment van de sandwichwand is als volgt berekend:

$$W_{\text{systeem}} = \frac{I_{\text{systeem}}}{a}$$

Met het traagheidsmoment:

$$I_{\text{systeem}} = \frac{(I_{\text{combi}} + A_{\text{combi}} \times a_1^2)}{b} + \frac{(I_{\text{palenrij}} + A_{\text{palenrij}} \times a_2^2)}{c} \quad [\text{mm}^4/\text{m}^1]$$

Waarin:

$$I_{\text{combi}} = I_{\text{buispaal}} + I_{\text{damwand}} \quad [\text{mm}^4]$$

$$A_{\text{combi}} = A_{\text{buis}} + A_{\text{damwand}} \quad [\text{mm}^2]$$

$$I_{\text{palenrij}} = \frac{\pi(R^4 - r^4)}{4} \quad [\text{mm}^4]$$

En het zwaartepunt:

$$Z_{\text{systeem}} = \frac{A_{\text{combi}} \times \text{arm} + A_{\text{palenrij}} \times \text{arm}}{A_{\text{systeem}}} \quad [\text{mm}]$$

Waarin:

$$A_{\text{systeem}} = A_{\text{combi}} + A_{\text{palenrij}} \quad [\text{mm}^2]$$

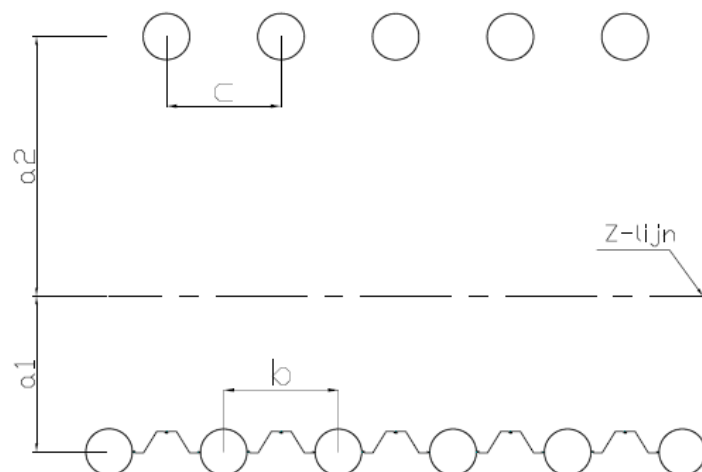


Fig. 4-2: Schematisering zwaartelij

4.1.2 Berekening maximale schuifweerstand

De tussenliggende grond mag niet bezwijken, dit moet gecontroleerd worden door de optredende schuifkrachten te vergelijken met de maximaal opneembare schuifkrachten.

Dit moet op drie plaatsen gebeuren;

- 1 ter plaatse van de combiwand (grond op staal)
- 2 in het midden (grond op grond)
- 3 ter plaatse van de palenrij (grond op grond en grond op staal)

Om alvast een beeld te krijgen van de 'zwakke' plekken in de wand is er aan de hand van de dwarskrachten uit de Msheet-berekening een berekening opgesteld. Deze berekening is te zien in (bijlage V)

De optredende schuifspanningen zijn als volgt berekend:

$$\tau_{optredend} = \frac{V \times S}{B \times I}$$

Waarin:

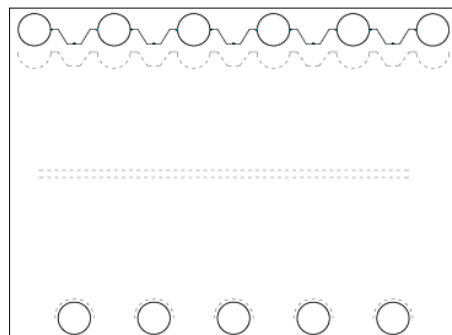
$\tau_{optredend}$	=	optredende schuifspanning	[kN/m ²]
V	=	dwarskracht	[kN/m]
S	=	statisch moment	[m ³]
B	=	werkende breedte	[m]
I	=	traagheidsmoment	[m ⁴]

De kritische schuifspanningen zijn als volgt te berekenen;

$$\tau_{kritisch;combiwand} = \frac{\sigma'_{xx} \left(\frac{1}{2} \pi D + L_{damwand;dp} \right) \times \tan \frac{2}{3} \varphi}{b}$$

$$\tau_{kritisch;midden} = \sigma'_{xx} \tan \varphi$$

$$\tau_{kritisch;palenrij} = \frac{\sigma'_{xx} \left(\frac{1}{2} \pi D \right) \times \tan \frac{2}{3} \varphi}{c}$$



Waarin:

σ'_{xx}	=	effectieve horizontale korrelspanning ($\sigma'_{yy} \times k_a$)	[kN/m ²]
σ'_{yy}	=	effectieve verticale korrelspanning	[kN/m ²]
$L_{damwand;dp}$	=	werkende breedte van een dubbele damwandplank	[m ²]
φ	=	hoek van de inwendige wrijving	[°]
b	=	systeembreedte	[m]
c	=	hart op hart afstand palen	[m]

Voorwaarde voor de werking is:

$$\tau_{optredend} < \tau_{kritisch;combiwand}, \tau_{optredend} < \tau_{kritisch;midden} \text{ en } \tau_{optredend} < \tau_{kritisch;palenrij}$$

4.2 Toetsing sandwichwerking

Om te controleren in welke mate de sandwichwerking optreedt, zijn er een aantal berekeningen gemaakt met het computerprogramma Plaxis. Dit is een programma dat de verplaatsing en vervorming berekend door middel van de eindig elementen methode. In deze paragraaf zullen de uitkomsten van een aantal berekeningen met elkaar worden vergeleken.

Grondparameters

Aan de hand van sondering FN135 en de daarbij behorende grondopbouw uit (bijlage II) zijn de parameters voor de invoer van Plaxis bepaald:

Laagnr	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50} [kN/m ²]	E_{oed} [kN/m ²]	E_{ur} [kN/m ²]	C_{ref} [kN/m ²]	ϕ [°]
1	17,0	19,0	1,5E4	1,5E4	7,2E4	1,0	28,0
2	17,0	19,5	3,0E4	3,0E4	1,4E4	1,0	33,0
3	17,0	19,5	2,5E4	2,5E4	1,2E4	1,0	32,0
4	18,0	18,0	5,0E3	2,5E3	2,5E4	5,0	22,5
5	18,0	18,0	5,0E3	2,5E3	2,5E4	5,0	27,5
6	17,0	19,5	1,5E4	1,5E4	7,5E4	1,0	28,0
7	17,0	20,0	2,5E4	2,5E4	1,3E5	1,0	29,0
8	17,0	19,5	3,5E4	3,5E4	1,8E5	1,0	32,0

γ_{unsat} = Droog volumiek gewicht

γ_{sat} = Nat volumiek gewicht

E_{50} = E-modules uit triaxiaalproef (50% bezwijkspanning)

E_{oed} = E-modules uit oedometerproef

E_{ur} = E-modules uit samendrukkingsproef (voor ontlasten en herbelasten)

C_{ref} = cohesie

ϕ = hoek van inwendige wrijving

Elementen sandwichwand

De sandwichwand is opgebouwd uit de volgende elementen:

Voorwand:

Combiwand bestaande uit:

Open stalen buispaal Ø 914 mm, 9 mm dik

Tussenplank AZ26-700 (dubbele plank)

Systeembreedte 2,31 m

Achterwand:

Palenrij bestaande uit:

Open stalen buispaal Ø 1016 mm, 12,5 mm dik, h.o.h. 2,31 m

Bovenbouw:

Betonligger van 1 m dik en 8 m breed

Berekeningen

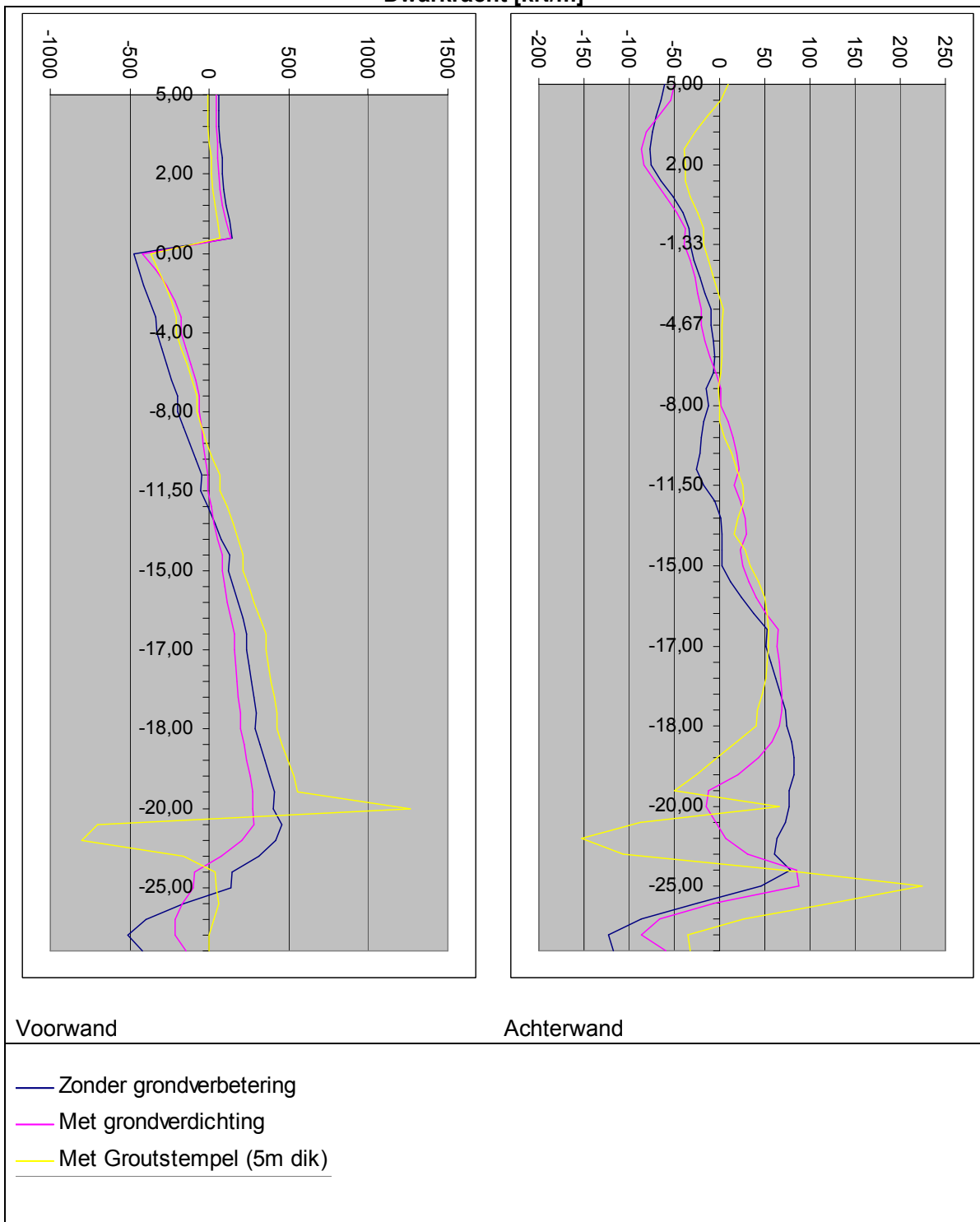
Eerst is gekeken naar de sandwichwerking van een constructie met een voorwand bestaande uit een combiwand en een achterwand bestaande uit open stalen buispalen.

Voor de tussenliggende grond zijn nominale parameters (zie tabel) gebruikt, hierna zijn grondparameters van verdicht zand toegepast. Vervolgens is er berekend welke invloed een groutstempel heeft op de sandwichwerking.

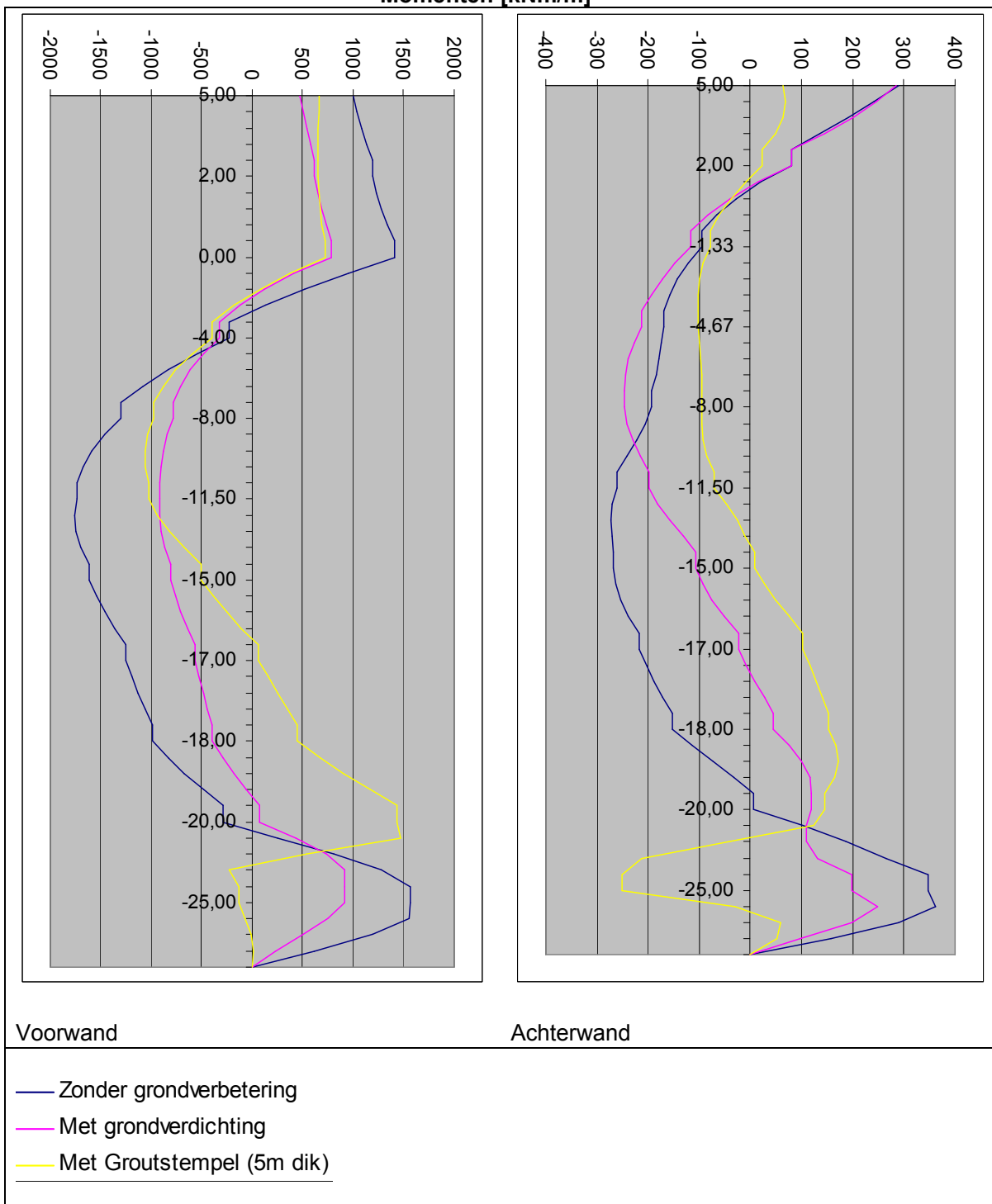
Van deze berekeningen zijn in de volgende paragrafen de dwarskrachten, momenten en normaalkrachten te zien. Aan de hand van deze resultaten kan de mate van sandwichwerking bepaald worden.

4.2.1 Grondverbetering

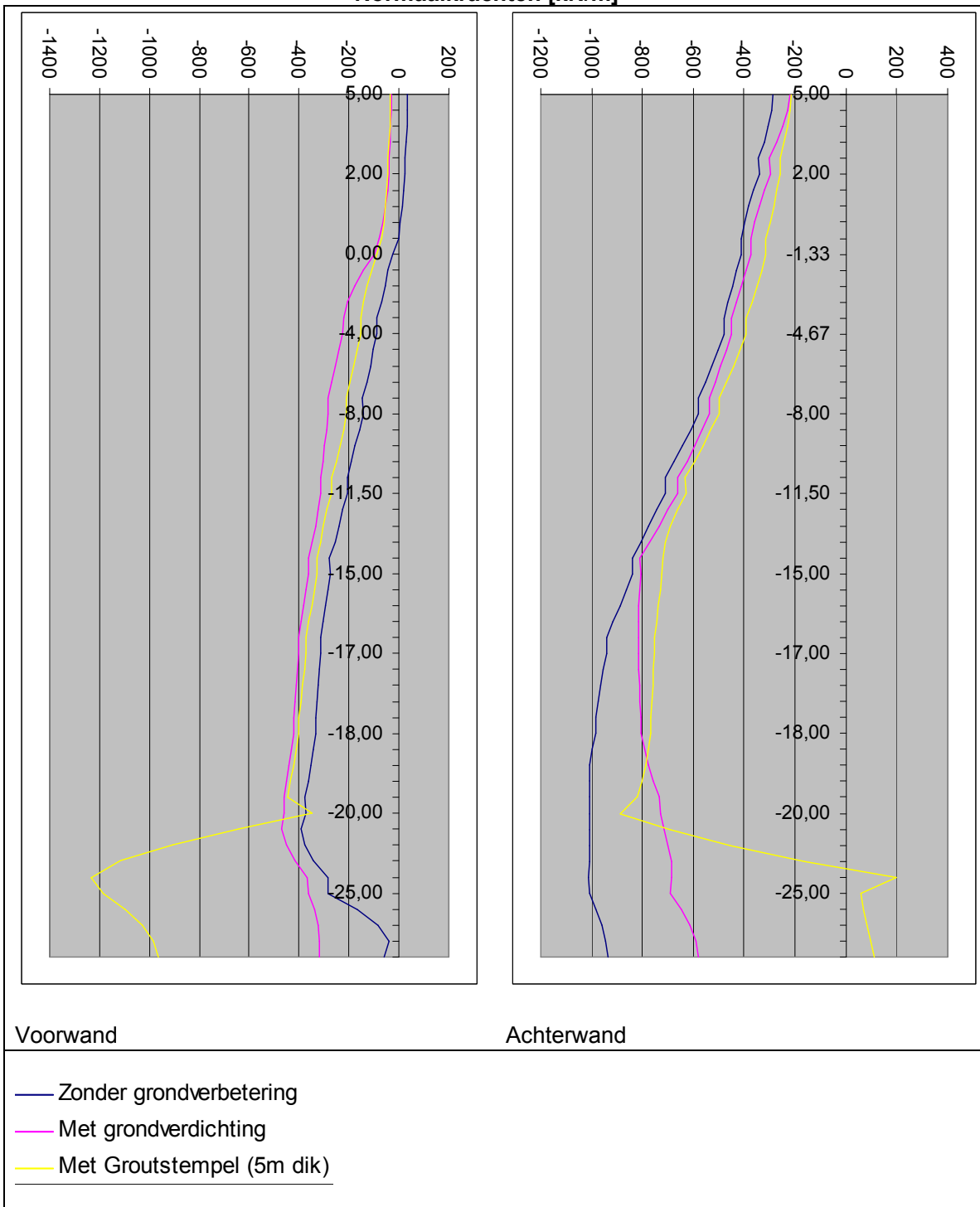
Dwarkracht [kN/m]



Momenten [kNm/m]



Normaalkrachten [kN/m]

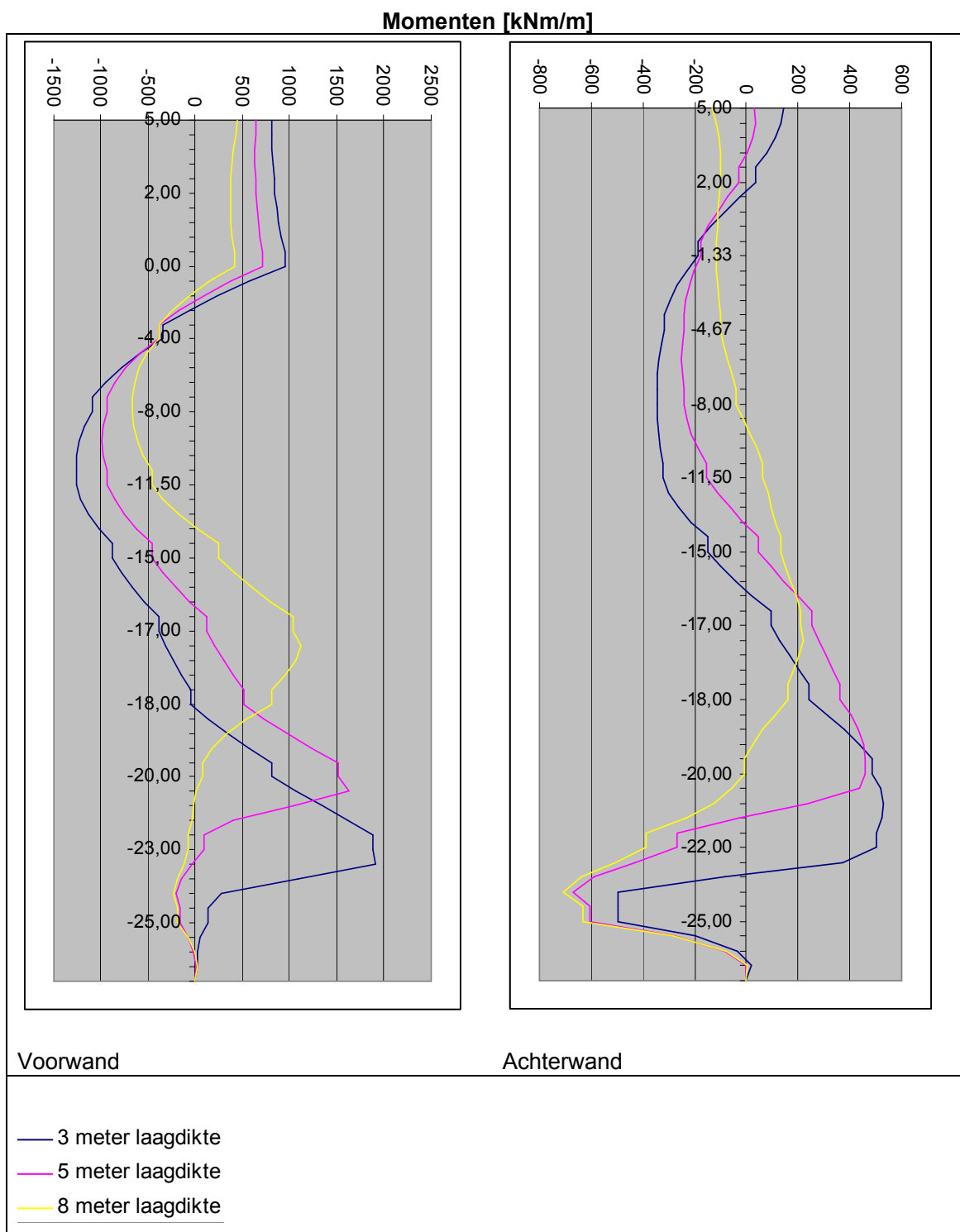


Gezien de resultaten van de dwarskrachten, momenten en normaalkrachten kan er al een conclusie worden getrokken, namelijk:

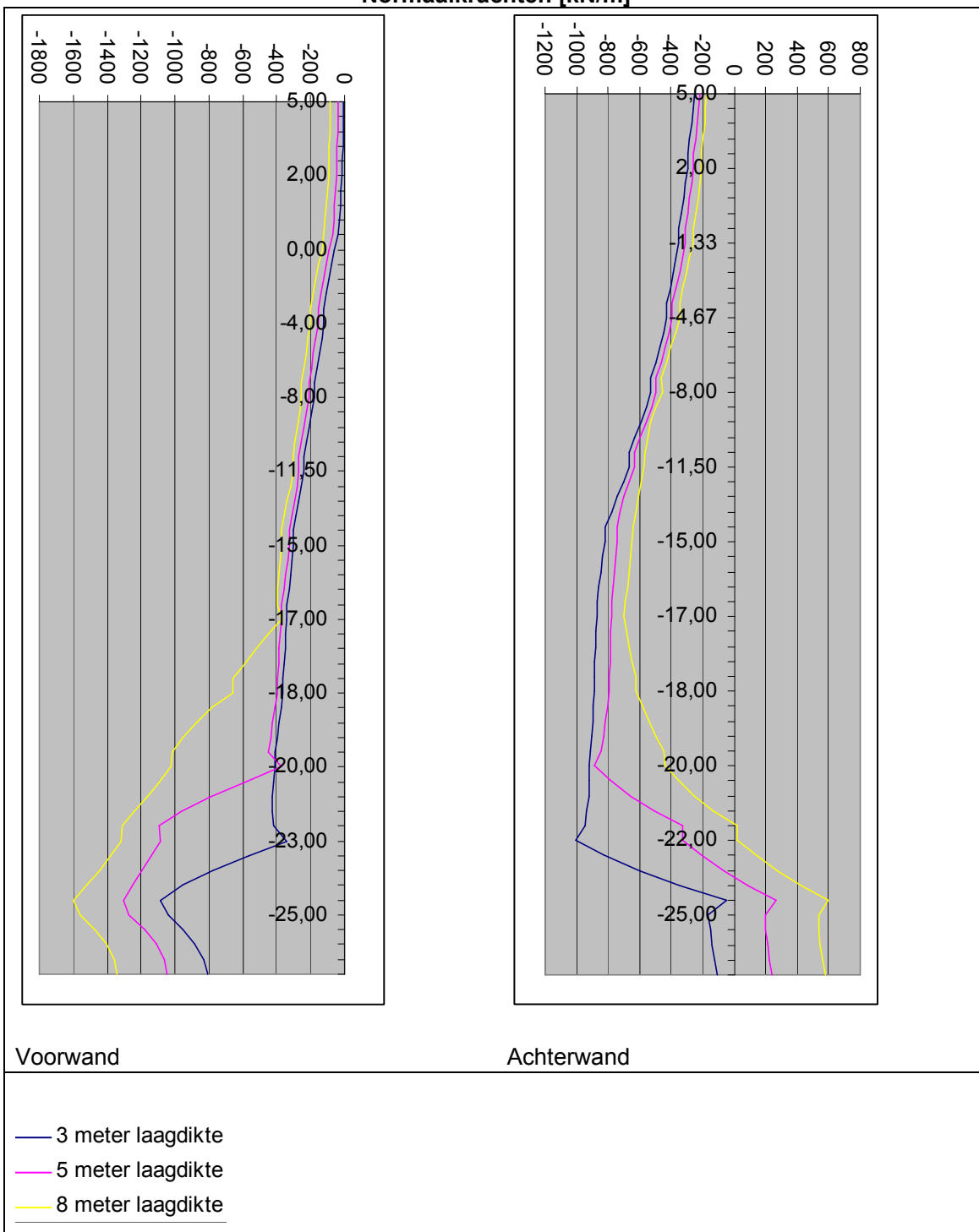
- Zowel de variant zonder verbetering als mede de variant met grondverdichting bieden niet het gewenste resultaat. Hoewel er met grondverdichting wel sprake is van een meer gunstige werking kan er niet worden gesproken van sandwichwerking.

4.2.2 Dikte groutlaag

In deze paragraaf worden de effecten van de laagdikte van het groutstempel onderzocht, er zijn drie verschillende laagdiktes gebruikt voor deze vergelijking.



Normaalkrachten [kN/m]



Op de twee vorige pagina's is te zien dat wanneer de laagdikte van het grout toeneemt, ook de sandwichwerking toeneemt. Indien de sandwichwand geheel met grout gevuld wordt, treedt de sandwichwerking geheel op en zal er één wand als trekelement fungeren en één wand zal als drukelement. Tevens zullen er zich geen buigende momenten in de wanden bevinden.

Vanwege de grondslag en de optredende dwarskracht en normaalkracht, is besloten de variant met een laagdikte van 5 meter te kiezen en te vergelijken. Dit is gedaan omdat er bij 8 meter grout voor een andere vorm van verbetering moet worden uitgegaan omdat er dan een kleilaag vervangen. Hierdoor moet het zogeheten 'compensation grouting' worden toegepast wat de bovenliggende grond in grote mate zal verstoren.

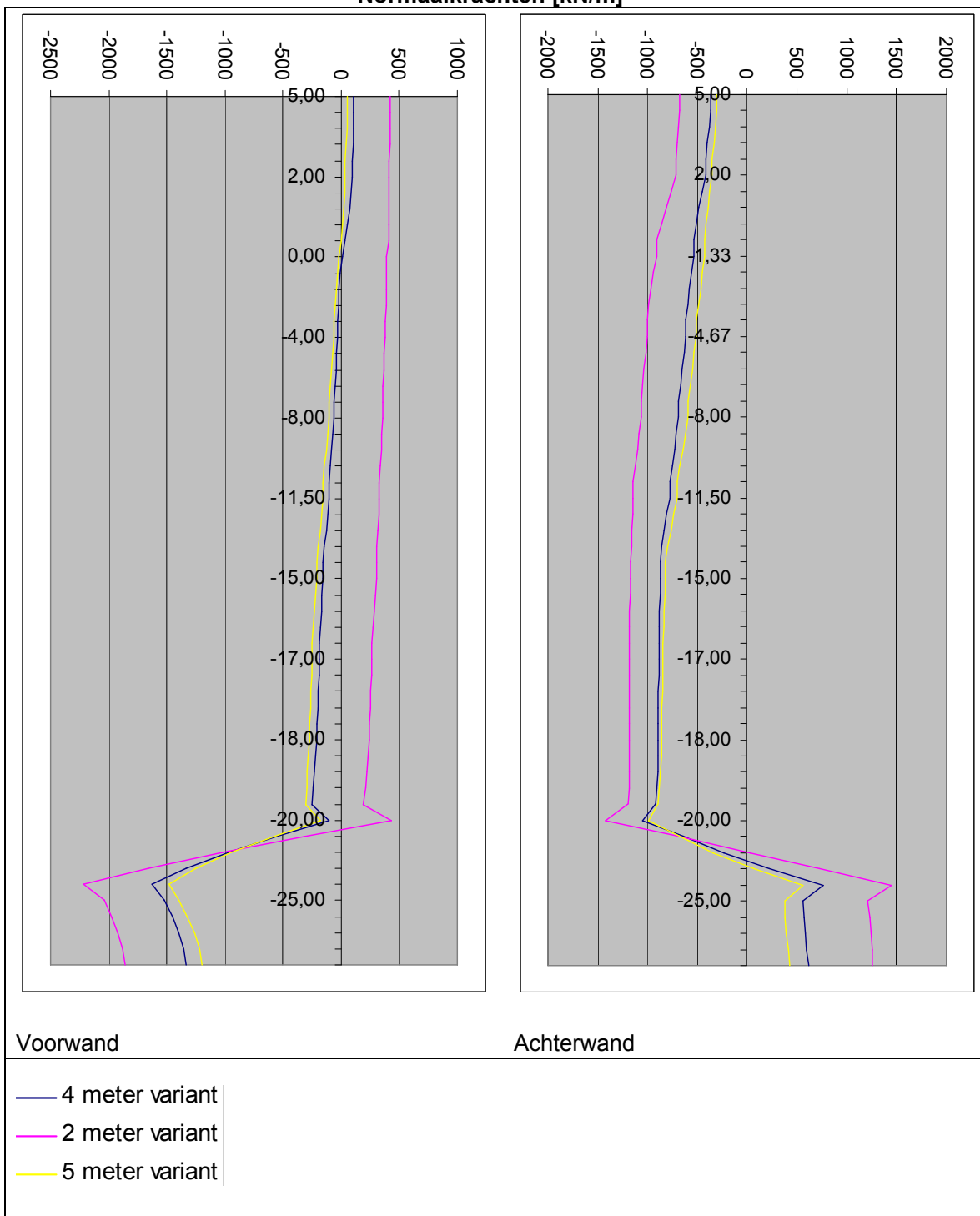
4.2.3 Constructiebreedte

In deze paragraaf wordt onderzocht wat de effecten zijn wanneer de breedte van de constructie variabel wordt. Deze varianten zijn allen ingevoerd met de groutlaag van 5 meter dikte, welke als meest gunstige variant uit de eerdere paragrafen is gekomen.

In deze vergelijking is gebruik gemaakt van 3 verschillende breedtes, namelijk 2, 3 en 5 meter. Bij een breedte groter dan 5 meter bezwijkt de constructie en zijn de resultaten uit Plaxis onbruikbaar. De variant in de volgende paragraaf moet afgewogen worden tegenover de meest gunstige variant uit voorgaande paragrafen, daarom is gekozen om deze variant door te rekenen met twee rijen damwanden. In alle varianten is gebruik gemaakt van het minimale staaloppervlakte. De voorwand bestaat uit een doorgaande wand met een damwandplank AZ36 en de achterwand bestaat uit een doorgaande wand met een damwandplank AZ26.

Op de volgende pagina is de normaalkrachtenlijn van deze vergelijking weergegeven. Dit is gedaan om een goed beeld te krijgen van de sandwichwerking in relatie met de breedte van de constructie.

Normaalkrachten [kN/m]



Op de vorige pagina is goed te zien dat de sandwichwerking bij een breedte van 2 meter het meest gunstig is. Vanaf 4 meter geven de toename in de breedte niet veel verschil meer in de momenten-, dwarskrachten- en de normaalkrachtenlijn.

Bij deze vergelijking is uitgegaan van twee rijen damwanden die voor de sandwichwerking moeten zorgen en een palenrij. De kerende wand bestaat dan uit twee rijen damwanden in plaats van een combiwand die bij eerdere vergelijkingen is gebruikt. Het moet dus niet zo zijn dat de twee rijen damwanden een grotere hoeveelheid staal hebben dan de combiwand. Er moet dus een vergelijking opgesteld worden tussen de twee rijen damwand en een combiwand.

De voorwaarde met betrekking tot de hoeveelheid staal is:

$$\text{combiwand} > 2 \times \text{damwand}$$

Aan deze voorwaarde wordt niet voldaan omdat de twee rijen damwanden 11801 kg/m¹ wand wegen en de combiwand uit het eerdere onderzoek 5605 kg/m¹ wand weegt.

Conclusie is dat het voor de sandwichwerking wel uitmaakt hoe ver de wanden uit elkaar staan maar er een degelijke hoeveelheid staal meer nodig is dat het economisch niet voordeliger is.

4.2.4 Conclusie

Aan de hand van de resultaten van het onderzoek is besloten om voor de volgende configuratie te kiezen (zoals berekend in paragraaf 4.2.1):

- **Voorwand (combiwand):**
 - Buis: Ø914 mm, 9 mm dik
 - Damwand: AZ26-700
- **Achterwand (open stalen buispaal):**
 - Buis: Ø1016 mm, 12,5 mm dik
- **Breedte:** 8 meter
- **Grondverbetering:** Grout
- **Groutlaag:** 5 meter (NAP -20 m t/m NAP -25 m)

In hoofdstuk 6 is er een vergelijking gemaakt tussen de hoeveelheden van het benodigde materiaal van het referentie ontwerp en de sandwichwand.

5 Ontwerp bovenbouw

5.1 Schematisering bovenbouw

5.1.1 Configuratie

De bovenbouw van de kademuur bestaat uit een betonnen dek en een betonnen wand. Het dek bevindt zich op maaiveldniveau (NAP +5,0 m) tussen de voorwand (combiwand) en de achterwand (fundering kraanbaan) en is 8,55 m breed. Het dek moet een momentvaste verbinding vormen tussen deze voor- en achterwand om zo bij te dragen aan de samenwerking van de twee wanden. Daarom is gekozen voor een dekdikte van 1000 mm.

Op het dek worden de bolders en de kraanbaan bevestigd. De kraanbaan bevindt zich direct boven het hart van de palenrij, zodat deze kracht gelijk door de palen opgenomen zullen worden. Het hart van deze palenrij, en dus ook van de kraanbaan, moet volgens het PvE op 9,5 m vanaf de voorkant van het fendersysteem staan.

De bolders bevinden zich aan de voorkant van de kademuurconstructie. De eis vanuit het PvE is dat de bolders binnen 1 m vanaf de voorkant van de betonconstructie moeten staan. De bolders worden om de zes buispalen geplaatst wat neerkomt op een h.o.h. afstand van 14,27 m. Deze afstand is gekozen om zo een vast patroon in de constructie te krijgen.

De betonnen wand is bedoeld voor de bevestiging van het fendersysteem en de haalkommen. De wand wordt op de combiwand gestort tot op een hoogte van NAP -1,0 m en loopt tot onderkant dekplaat (NAP +4,0 m). De wand is 1500 mm dik in verband met de diameter van de buispalen (Ø914 mm).

De haalkommen worden bevestigd op dezelfde lijn als de bolders en hebben dus dezelfde h.o.h. afstand als de bolders (14,27 m). De haalkommen zitten respectievelijk 2 en 4 m vanaf de bovenkant van het dek.

De fendersystemen hebben dezelfde h.o.h. afstand als de bolders en de haalkommen zodat er ook weer een vast patroon ontstaat. De fendersystemen worden versprongen ten opzichte van de haalkommen aan de wand bevestigd zodat de onderlinge afstand tussen de haalkommen en de fendersystemen 7,13 m bedraagt.

De bovenbouw wordt voorzien van dilatatievoegen zodat de constructie bestaat uit afzonderlijke platen en wanden. Deze platen hebben wel een tandverbinding zodat de normaalkrachten als gevolg van de bolders, haalkommen of fenders worden verdeeld over de hele constructie. Er is voor gekozen om de voegen halverwege de bolders en fendersystemen te plaatsen op een onderlinge afstand van 28,53 m. Tussen de dilatatievoegen bevinden zich dan twee bolders en twee fendersystemen. Voor een overzicht van de bovenbouw zie bijlage VIII.

5.1.2 Gegevens bovenbouw

Technische levensduur:	50 jaar
Betonkwaliteit:	C28/35
Cement:	CEM III/B LH HS
Wapeningsoort:	FeB 500
Milieuklasse:	XA2
Dekking (c):	50 mm
Hoogte dek (h):	1000 mm
Hoofdwapening ($\varnothing_{hw}$):	$\varnothing 20$ mm
Nuttige hoogte dekplaat (d):	940 mm (=1000 – 50 – $\frac{1}{2} \times 20$)
Breedte dek (l):	8550 mm
Dikte wand (h):	1500 mm
Beugels ($\varnothing_{bgls}$):	$\varnothing 8$ mm
Hoofdwapening ($\varnothing_{hw}$):	$\varnothing 20$ mm
Nuttige hoogte dekplaat (d):	1432 mm (=1500 – 50 – 8 – $\frac{1}{2} \times 20$)
Hoogte wand (l):	5000 mm

5.1.3 Optredende belastingen

De bovenbouw is onderhevig aan twee soorten belastingen: permanente en variabele belasting. Hieronder volgen de belastingen die op de bovenbouw aanwezig (kunnen) zijn:

Permanente belasting:

• Eigen gewicht dek	25 kN/m ³
• Eigen gewicht wand	25 kN/m ³
• Eigen gewicht fendersysteem	84 kN

Variabele belasting:

• Gelijkmatic verdeelde belasting (Verkeersklasse 60)	40 kN/m ²
• Verticale belasting waterzijdige kraanbaan	2177 kN/m ¹
• Horizontale belasting waterzijdige kraanbaan in operatie	48 kN/m ¹
• Horizontale belasting waterzijdige kraanbaan bij storm	184 kN/m ¹
• Bolderbelasting als gevolg van bolder (+/- 45°)	1500 kN/bolder
• Trosbelasting als gevolg van haalkommen (+/- 45°)	300 kN/haalkom
• Reactiekrachten fendersysteem	1241 kN/fender

5.2 Krachtswerking bovenbouw

Om de maatgevende krachten op de bovenbouw te bepalen is gebruik gemaakt van het programma SCIA ESA. Hiermee zijn de maatgevende belastingen ingevoerd zodat bekeken kan worden wat de reactiekrachten zijn als gevolg van de belastingen. Met de maatgevende resultaten kan dan de bovenbouw berekend worden. De berekening is opgedeeld in twee delen; het dek en de wand.

5.2.1 Krachtswerking dek

5.2.1.1 Krachtenspreiding dek

Het dek is opgedeeld in platen van 28,53 m. Op de plaat werken bolderkrachten (trek) en reactiekrachten van het fendersystemen via de wand (druk). Eén van deze krachten is maatgevend voor het dek en daardoor ook voor de belasting op de combiwand van de constructie. Er wordt eerst bekeken hoe de spreiding van die krachten verloopt, de maatgevende belasting is dan de belasting die op de wand in MSheet ingevoerd kan worden zodat de verplaatsing van de wand bekend is.

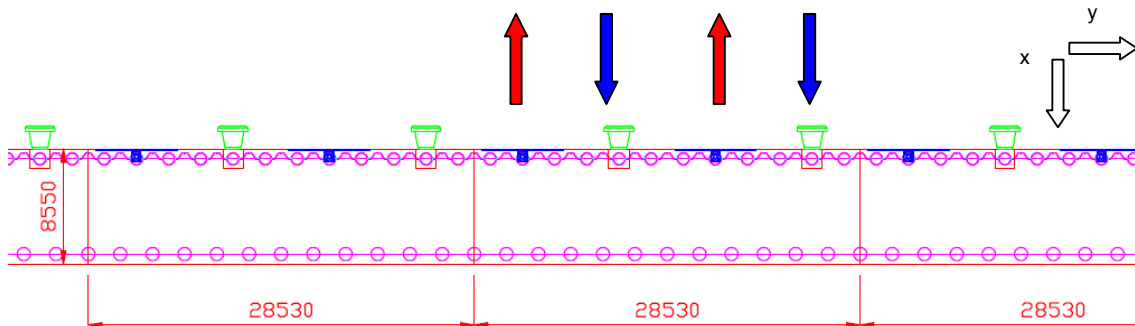


Fig. 5-1: Bovenaanzicht bovenbouw

Om de spreiding van deze krachten te bepalen moet eerst een veerconstante (k) nodig. Deze veerconstante geeft de veerstijfheid van de wand weer. Deze constante wordt dan ingevoerd in ESA als een verend steunpunt waardoor de spreiding van de bolderkrachten en de reactiekracht van het fendersysteem bepaald kan worden.

De formule voor het bepalen van de veerconstante (k) is:

$$k = \frac{F}{\delta} \text{ waarin,}$$

F	= kracht op de wand	[kN/m']
δ	= verplaatsing van de wand als gevolg van kracht	[m]

Om de gemiddelde veerconstante te bepalen zijn de verplaatsingen richting waterzijde, als gevolg van verschillende trekkrachten uit de bolders, berekend in MSheet. Er is gerekend met 25, 100 en 200 kN/m¹ zodat gekeken kan worden of er een lineair verband is of niet. De resultaten zijn in een grafiek gezet (zie figuur 5-2) waarna een raaklijn is bepaald om zo de gemiddelde veerconstante te bepalen. Op deze manier is de veerconstante bepaald.

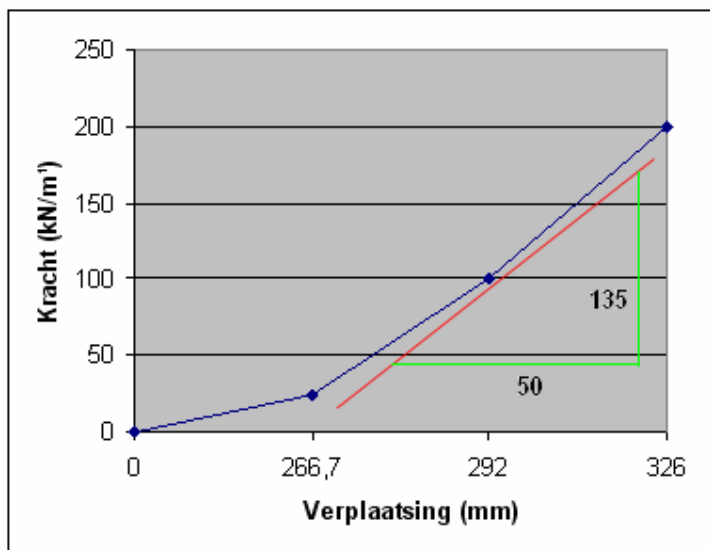


Fig. 5-2: Grafiek bepaling veerconstante

Uit de raaklijn in de bovenstaande grafiek (de rode lijn) is de gemiddelde veerconstante te bepalen. De veerconstante (k) van de wand als gevolg van de bolderbelasting wordt dan:

$$k = \frac{F}{\delta} = \frac{135}{0,050} = 2700 \text{ kN/m}^1$$

De wand is ook onderhevig aan drukkrachten richting landzijde als gevolg van de reactiekrachten van het fendersysteem. De veerstijfheid van de wand bij deze belasting is op dezelfde bovenstaande manier berekend.

De veerconstante (k) van de wand als gevolg van de reactiekracht van het fendersysteem is 4375 kN/m¹.

Dit zijn de veerstijfheden van de wand die bepalend zijn voor de spreiding van de belastingen. Door deze k-waarden in te voeren als zijnde een verend steunpunt, kan de maatgevende belasting op de wand bepaald worden.

Er zijn twee belastinggevallen die maatgevend zijn voor de krachtswerking in de plaat en op de wand. Dit zijn:

1. Bolderkracht op hoek van de plaat + Horizontale kraanbelasting (bij storm) in dezelfde richting als bolderkracht
2. Reactiekracht fendersysteem op hoek van de plaat + Horizontale kraanbelasting (bij storm) in dezelfde richting als reactiekracht

Belastinggeval 1:

Bolderbelasting = 1500 kN
 Hor. Kraanbelasting = 184 kN/m over een afstand van 7,35 m
 Veerstijfheid wand = 2700 kN/m¹

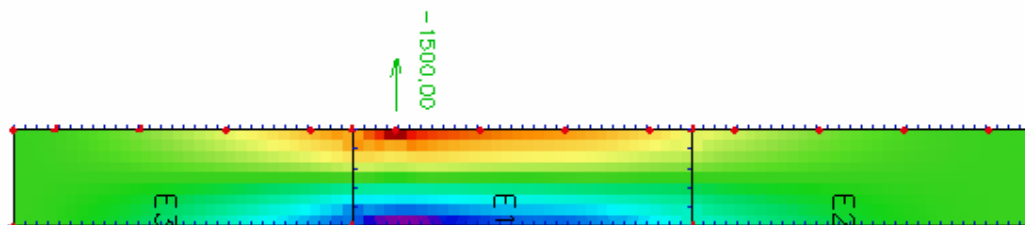


Fig. 5-3: Spreiding belastinggeval 1

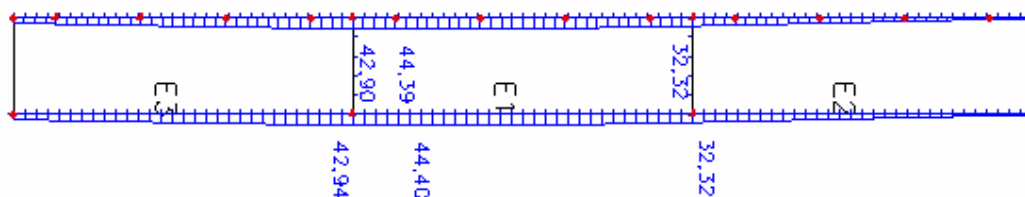


Fig. 5-4: Reactiekracht op wand

De reactiekracht op de wand als gevolg van de bolderbelasting (richting waterzijde) is -88,8 kN/m¹.

Belastinggeval 2:

Reactiekracht fendersysteem = $1241 \text{ kN} + (0,91 \times 1241 \text{ kN}) = 2370 \text{ kN}$
 Hor. Kraanbelasting = 184 kN/m over een afstand van $7,35 \text{ m}$

Veerstijfheid wand = 4375 kN/m^1

Bij de reactiekracht van het fendersysteem is uitgegaan van de situatie dat het grootste schip afmeert waardoor de bovenste fender helemaal wordt ingedrukt en de onderste fender voor 91% wordt ingedrukt.

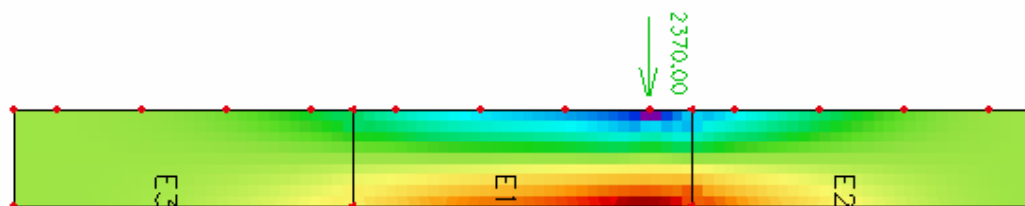


Fig. 5-5: Spreiding belastinggeval 2

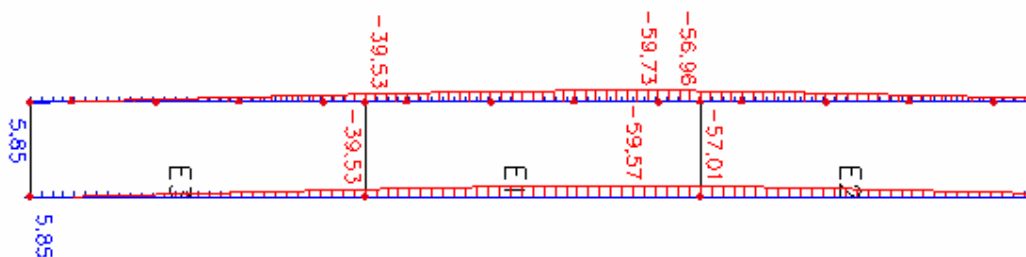


Fig. 5-6: Reactiekracht op wand

De reactiekracht op de wand als gevolg van de fenderbelasting (richting landzijde) is $119,3 \text{ kN/m}^1$.

De belastingen die uiteindelijk op de wand werkt, zijn:

BG1: $-88,8 \text{ kN/m}^1$ (trek, richting waterzijde)
 BG2: $119,3 \text{ kN/m}^1$ (druk, richting landzijde)

5.2.1.2 Momenten in dek

Voor het berekenen van de wapening zijn de maatgevende momenten van belang voor de hoeveelheid wapening in het dek. Het dek moet een verbinding vormen tussen de voorwand en de achterwand, de verbindingen moeten daarom momentvast zijn. Het dek moet dus berekend worden op het veldmoment in de plaat en de inklemmingsmomenten in de verbindingen.

De inklemmingsmomenten zijn de momenten die voortkomen uit de kopmomenten in de voor- en achterwand ten gevolge van de gronddrukken en de belastingen op de constructie.

Deze kopmomenten zijn berekend in Plaxis, zowel in onbelaste als belaste situatie.

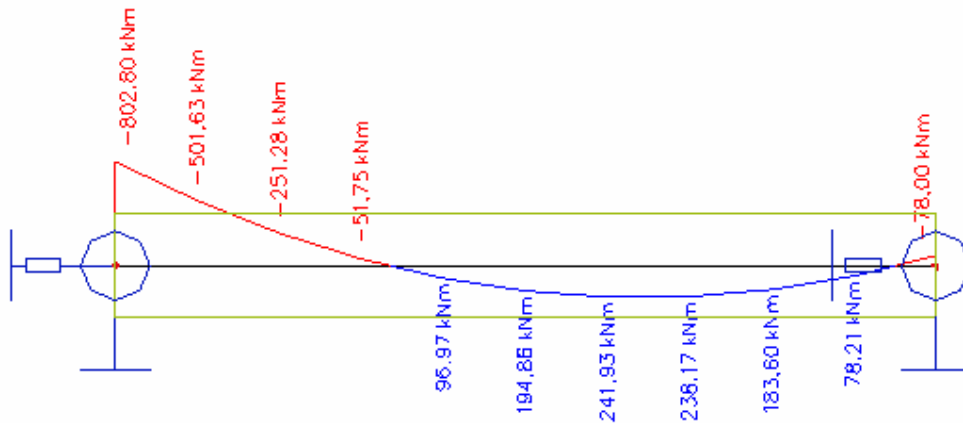
De andere belastingen die voor een moment zorgen in de plaat zijn de verkeersbelasting (Verkeersklasse 60) en het eigen gewicht van het dek.

Deze belastingen die een moment in het dek en de verbindingen geven, vormen de volgende maatgevende belastinggevallen:

1. Verkeersklasse 60 + EG_{dek} + kopmomenten 'onbelaste situatie'
2. Verkeersklasse 60 + EG_{dek} + kopmomenten 'belaste situatie'

Belastinggeval 1:

Verkeersklasse 60	= 40 kN/m ²	(UGT = 52 kN/m ²)
Eigen gewicht dek	= 25 kN/m ³	(UGT = 30 kN/m ²)
Kopmoment voorwand 'onbelast'	= -669 kNm/m ¹	(UGT = -803 kNm/m ¹)
Kopmoment achterwand 'onbelast'	= 65 kNm/m ¹	(UGT = 78 kNm/m ¹)



Figuur 1

Fig. 5-7: Momentenlijg dek belastinggeval 1

Belastinggeval 2:

Verkeersklasse 60	= 40 kN/m ²	(UGT = 52 kN/m ²)
Eigen gewicht dek	= 24 kN/m ³	(UGT = 30 kN/m ²)
Kopmoment voorwand 'belast'	= -531 kNm/m ¹	(UGT = 637 kNm/m ¹)
Kopmoment achterwand 'belast'	= 12,5 kNm/m ¹	(UGT = 15 kNm/m ¹)

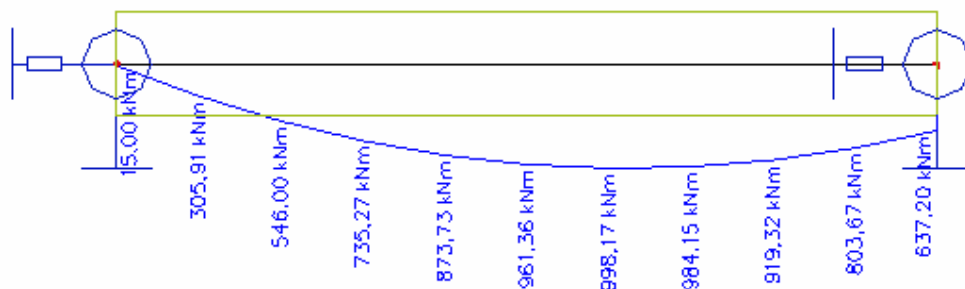


Fig. 5-8: Momentenlijn belastinggeval 2

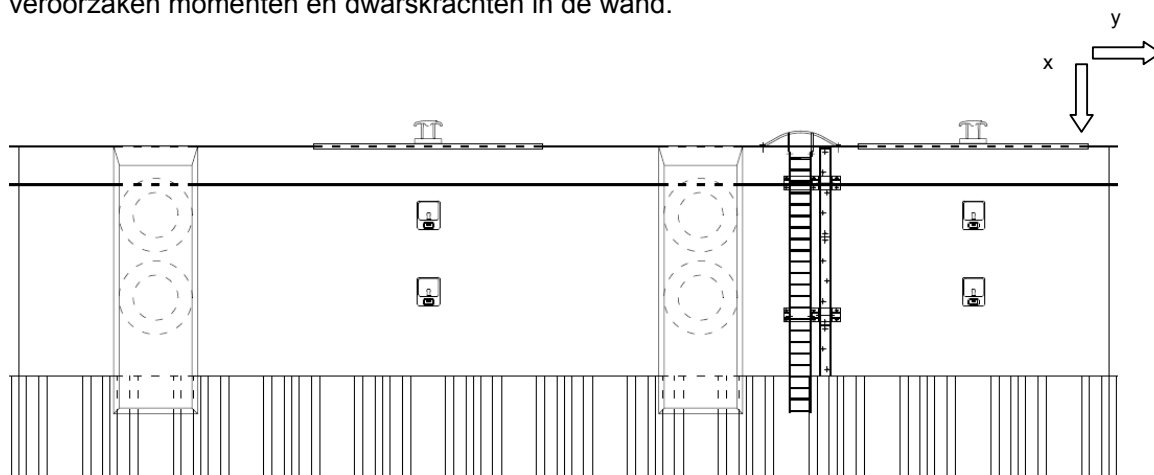
Beide belastinggevallen geven ook een moment in de langsrichting van het dek. Deze is voor beide belastinggevallen hetzelfde. Deze is 217 kNm/m¹.

De maatgevende momenten in het dek en de verbindingen zijn:

$M_{veld;x}$	= 998 kNm/m ¹	(belastinggeval 2)
$M_{inkl;voor}$	= -803 kNm/m ¹	(belastinggeval 1)
$M_{inkl;achter}$	= 637 kNm/m ¹	(belastinggeval 2)
$M_{veld;y}$	= 217 kNm/m ¹	(belastinggeval 1 en 2)

5.2.2 Krachtswerking en momenten wand

De wand is net als het dek voorzien van dilatatievoegen. Deze zitten op dezelfde locatie als de voegen in het dek. De wand is dus ook verdeeld in stukken van 28,53 m. Op deze gedeeltes werken de reactiekrachten van de fendersystemen en de troskrachten van de haalkommen die ter hoogte van de bolders op de wand zijn bevestigd. Deze belastingen veroorzaken momenten en dwarskrachten in de wand.



De belastinggevallen die op de wand aanwezig kunnen zijn, zijn:

1. Trosbelasting haalkom op NAP +3,0 m
2. Trosbelasting haalkom op NAP +1,0 m
3. Reactiekracht uiterste fendersysteem

Belastinggeval 1:

Trosbelasting haalkom op NAP +3,0 m = 300 kN

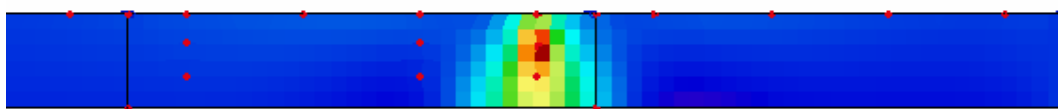


Fig. 5-9: M_x

$$\begin{aligned} M_{\text{veld};x} &= 57 \text{ kNm/m}^1 \\ M_{\text{onder};x} &= 33 \text{ kNm/m}^1 \\ M_{\text{boven};x} &= 29 \text{ kNm/m}^1 \end{aligned}$$

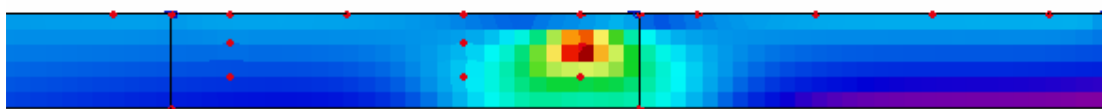


Fig. 5-10: M_y

$$M_{\text{veld};y} = 54 \text{ kNm/m}^1$$

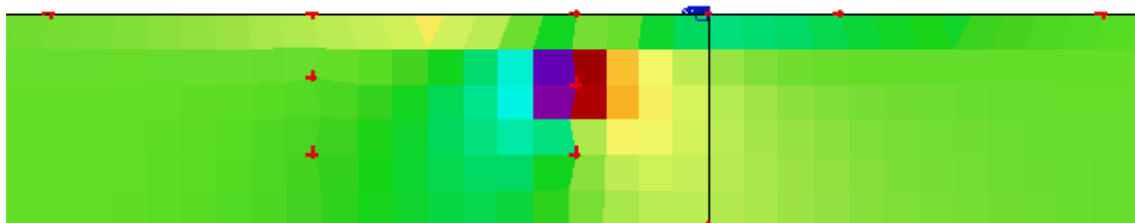


Fig. 5-11: V_x

$$V_{\text{max};x} = 53 \text{ kN}$$

Belastinggeval 2:

Trosbelasting haalkom op NAP +1,0 m = 300 kN

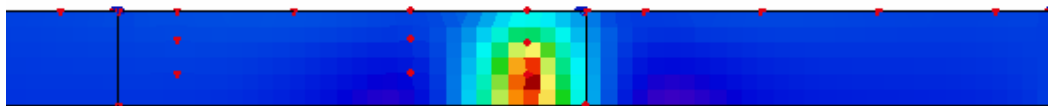


Fig. 5-12: M_x

$M_{\text{veld};x} = 84 \text{ kNm/m}^1$
 $M_{\text{onder};x} = 74 \text{ kNm/m}^1$
 $M_{\text{boven};x} = 17 \text{ kNm/m}^1$



Fig. 5-13: M_y

$M_{\text{veld};y} = 78 \text{ kNm/m}^1$

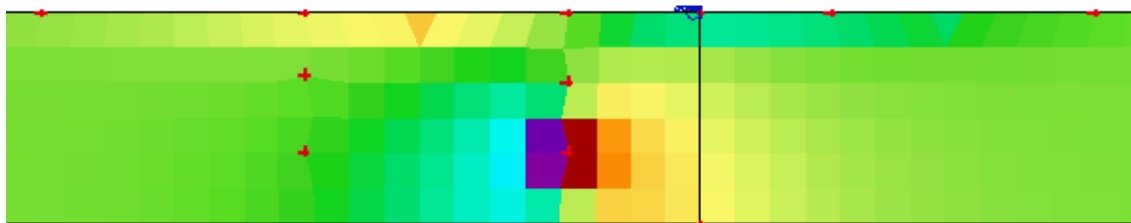


Fig. 5-14: V_x

$V_{\text{max};x} = 55 \text{ kN}$

Belastinggeval 3:

Reactiekracht uiterste fendersysteem

- Bovenste fender = 1241 kN
- Onderste fender = 1130 kN



Fig. 5-15: M_x

$$\begin{aligned} M_{\text{veld};x} &= -451 \text{ kNm/m}^1 \\ M_{\text{onder};x} &= -402 \text{ kNm/m}^1 \\ M_{\text{boven};x} &= -190 \text{ kNm/m}^1 \end{aligned}$$

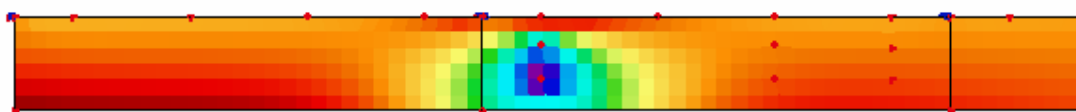


Fig. 5-16: M_y

$$M_{\text{veld};y} = -357 \text{ kNm/m}^1$$

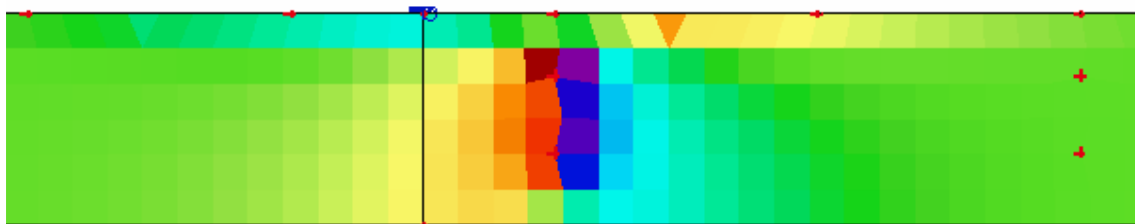


Fig. 5-17: V_x

$$V_{\text{max};x} = -239 \text{ kN}$$

Maatgevende momenten in de wand zijn:

$$\begin{aligned} M_{\text{veld};x} &= -451 \text{ kNm/m}^1 && (\text{belastinggeval 3}) \\ M_{\text{onder};x} &= -402 \text{ kNm/m}^1 && (\text{belastinggeval 3}) \\ M_{\text{boven};x} &= -190 \text{ kNm/m}^1 && (\text{belastinggeval 3}) \\ M_{\text{veld};y} &= -357 \text{ kNm/m}^1 && (\text{belastinggeval 3}) \end{aligned}$$

Maatgevende dwarskracht in de wand is:

$$V_{\text{max};x} = -239 \text{ kN} \quad (\text{belastinggeval 3})$$

5.3 Wapeningsberekeningen

Met de maatgevende belastingen die in ESA berekend zijn en de resultaten hiervan die in de vorige paragrafen zijn uitgewerkt, worden de wapeningsberekeningen gemaakt voor het dek en de wand.

Er is uitgegaan van een praktische staafafstand van ca. 100 mm. De bijbehorende staalspanning (σ_s) is dan 200 N/mm². Bij deze staalspanning is de wapeningshoeveelheid berekend volgens de volgende formule:

$$A_{s;\text{benodigd}} = \frac{\frac{M_{rep}}{M_d} \times A_{s;\text{berekend}} \times f_s}{\sigma_s}, \text{ waarin}$$

$$\begin{aligned} A_{s;\text{berekend}} &= \omega_0 \times b \times d \times 10^4 \\ f_s &= 435 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 200 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

5.3.1 Dek

De maatgevende momenten voor het dek:

$$\begin{aligned} M_{\text{veld};x} &= 998 \text{ kNm/m}^1 && (\text{belastinggeval 2}) \\ M_{\text{inkl};\text{achter}} &= 637 \text{ kNm/m}^1 && (\text{belastinggeval 2}) \\ M_{\text{inkl};\text{voor}} &= 803 \text{ kNm/m}^1 && (\text{belastinggeval 1}) \\ M_{\text{veld};y} &= 217 \text{ kNm/m}^1 && (\text{belastinggeval 1 en 2}) \end{aligned}$$

Gegevens dek:

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 940 \text{ mm}$$

Berekening veldwapening (in x-richting):

$$M_{\text{veld};x} = 998 \text{ kNm/m}^1$$

Berekening wapeningspercentage (ω_0):

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{998}{1,0 \times 0,94^2} = 1130 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 11.4 uit de GTB geeft:

$$\omega_0 = 0,27$$

Berekening hoeveelheid benodigde wapening (A_s):

$$A_s = \omega_0 \times b \times d \times 10^4$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0,27 \times 1,0 \times 0,94 \times 10^4 \\ &= 2538 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s;\text{benodigd}} = \frac{\frac{M_{rep}}{M_d} \times A_{s;\text{berekend}} \times f_s}{\sigma_s}$$

$$A_{s;\text{benodigd}} = \frac{\frac{798}{998} \times 2538 \times 435}{200}$$

$$= 4414 \text{ mm}^2$$

Gekozen wapening:

Ø 25-100 mm ($A_s = 4909 \text{ mm}^2$)

Toetsing scheurwijdte:

Optredende staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \times \frac{A_{s;\text{berekend}}}{A_{s;\text{aanwezig}}} \times f_s$$

$$\sigma_s = \frac{798}{998} \times \frac{2538}{4909} \times 435$$

$$\sigma_s = 180 \text{ N/mm}^2$$

Maximaal toelaatbare staafafstand bij berekende staalspanning met milieuklasse XA2 volgens tabel 4.2 'Constructieel Gewapend Beton':

Max. toelaatbare staafafstand = 152 mm => Wapening **voldoet**

- De wapening in het dek (x-richting): **Ø 25 – 100 mm**

Berekening veldwapening (in y-richting):

$$M_{\text{veld};y} = 217 \text{ kNm/m}^1$$

Berekening wapeningspercentage (ω_0):

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{217}{1,0 \times 0,94^2} = 246 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 11.4 uit de GTB geeft:

$$\omega_0 = 0,06 < \omega_{\min} (0,18) \Rightarrow \omega_0 = 0,18$$

Berekening hoeveelheid benodigde wapening (A_s):

$$A_s = \omega_0 \times b \times d \times 10^4$$

$$A_s = 0,18 \times 1,0 \times 0,94 \times 10^4$$

$$A_s = 1692 \text{ mm}^2$$

$$A_{s;\text{benodigd}} = \frac{\frac{798}{998} \times 1692 \times 435}{200}$$

$$= 2950 \text{ mm}^2$$

Gekozen wapening:

Ø 20-100 mm ($A_s = 3142 \text{ mm}^2$)

Toetsing scheurwijdte:

Optredende staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{174}{217} \times \frac{1692}{3142} \times 435$$

$$\sigma_s = 188 \text{ N/mm}^2$$

Maximaal toelaatbare staafafstand bij berekende staalspanning met milieuklasse XA2 volgens tabel 4.2 'Constructieer Gewapend Beton:

Max. toelaatbare staafafstand = 140 mm => Wapening **voldoet**

- De wapening in het dek (y-richting): **Ø 20 – 100 mm**

Bovennet

Er moet een bovennet toegepast worden wanneer $h > 250 \text{ mm}$.
 $h = 1000 \text{ mm}$ dus er dient een bovennet toegepast te worden.

- Het bovennet in dek:
 - Hoofdwapening: **Ø 25 – 100 mm**
 - Verdeelwapening: **Ø 20 – 100 mm**

5.3.2 Wand

Maatgevende momenten voor de wand:

$$\begin{aligned} M_{\text{veld};x} &= -451 \text{ kNm/m}^1 \\ M_{\text{onder};x} &= -402 \text{ kNm/m}^1 \\ M_{\text{boven};x} &= -190 \text{ kNm/m}^1 \\ M_{\text{veld};y} &= -357 \text{ kNm/m}^1 \end{aligned}$$

Maatgevende dwarskracht voor de wand:

$$V_{\text{max};x} = -239 \text{ kN}$$

Gegevens dek:

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$d = 1432 \text{ mm}$$

Berekening veldwapening (in x-richting):

$$M_{\text{veld};x} = 451 \text{ kNm/m}^1$$

Berekening wapeningspercentage (ω_0):

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{451}{1,0 \times 1,432^2} = 220 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 11.4 uit de GTB geeft:

$$\omega_0 = 0,06 < \omega_{\text{min}} (0,18) \Rightarrow \omega_0 = 0,18$$

Berekening hoeveelheid benodigde wapening (A_s):

$$\begin{aligned} A_s &= 0,18 \times 1,0 \times 1,432 \times 10^4 \\ &= 2578 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s;\text{benodigd}} = 4314 \text{ mm}^2$$

Gekozen wapening:

$$\text{Ø } 25\text{-}100 \text{ mm } (A_s = 4909 \text{ mm}^2)$$

- De wapening in het dek (x-richting): **Ø 25 – 100 mm**

Berekening veldwapening (in y-richting):

$$M_{\text{veld};y} = 357 \text{ kNm/m}^1$$

Berekening wapeningspercentage (ω_0):

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{357}{1,0 \times 1,432^2} = 174 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 11.4 uit de GTB geeft:

$$\omega_0 = 0,04 < \omega_{\min}(0,18) \Rightarrow \omega_0 = 0,18$$

Berekening hoeveelheid benodigde wapening (A_s):

$$\begin{aligned} A_s &= 0,18 \times 1,0 \times 1,432 \times 10^4 \\ &= 2578 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s;\text{benodigd}} = 4314 \text{ mm}^2$$

Gekozen wapening:

$$\text{Ø } 25\text{-}100 \text{ mm } (A_s = 4909 \text{ mm}^2)$$

- De wapening in het dek (y-richting): **Ø 25 – 100 mm**

Bovennet

Er moet een bovennet toegepast worden wanneer $h > 250 \text{ mm}$.
 $h = 1500 \text{ mm}$ dus er dient een bovennet toegepast te worden.

- Het bovennet in dek:
 - Hoofdwapening: **Ø 25 – 100 mm**
 - Verdeelwapening: **Ø 25 – 100 mm**

Berekening dwarskrachtwapening:

$$V_{\max;x} = 239 \text{ kN}$$

Toetsing dwarskrachtwapening benodigd:

Dwarskrachtwapening benodigd wanneer:

$$\tau_1 < \tau_d < \tau_2$$

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

$$\tau_2 = 4,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\tau_d &= \frac{V_d}{b \times d} \\ &= \frac{239 \times 10^3}{1500 \times 1432} = 0,11 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\tau_1 > \tau_d$$

Er is **geen** dwarskrachtwapening benodigd.

5.3.3 Verbindingen

5.3.3.1 Dek

Maatgevende momenten verbindingen dek:

$$M_{\text{inkl.;achterwand}} = 637 \text{ kNm/m}^1$$

$$M_{\text{inkl.;dek-wand}} = 993 \text{ kNm/m}^1 (803 \text{ kNm/m}^1 + 190 \text{ kNm/m}^1)$$

Berekening inklemmingswapening (achterwand):

$$M_{\text{inkl.;achterwand}} = 637 \text{ kNm/m}^1$$

Berekening wapeningspercentage (ω_0):

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{637}{1,0 \times 0,94^2} = 721 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 11.4 uit de GTB geeft:

$$\omega_0 = 0,17 < \omega_{\text{min}} (0,18) \Rightarrow \omega_0 = 0,18$$

Berekening hoeveelheid benodigde wapening (A_s):

$$\begin{aligned} A_s &= 0,18 \times 1,0 \times 0,94 \times 10^4 \\ &= 1692 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s;\text{benodigd}} = 2950 \text{ mm}^2$$

Gekozen wapening:

$$\text{Ø } 20\text{-}100 \text{ mm } (A_s = 3142 \text{ mm}^2)$$

- De wapening ter plaatse van de verbinding dek-achterwand: **Ø 20 – 100 mm**

Berekening inklemmingswapening (dek-wand):

$$M_{\text{inkl.;dek-wand}} = 993 \text{ kNm/m}^1$$

Berekening wapeningspercentage (ω_0):

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{993}{1,0 \times 0,94^2} = 1124 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 11.4 uit de GTB geeft:

$$\omega_0 = 0,27$$

Berekening hoeveelheid benodigde wapening (A_s):

$$\begin{aligned} A_s &= 0,27 \times 1,0 \times 0,94 \times 10^4 \\ &= 2538 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s;\text{benodigd}} = 4414 \text{ mm}^2$$

Gekozen wapening:

Ø 25-100 mm ($A_s = 4909 \text{ mm}^2$)

- De wapening ter plaatse van de verbinding dek-wand: **Ø 25 – 100 mm**

5.3.3.2 Wand

Maatgevende momenten verbindingen wand:

$$\begin{aligned} M_{\text{inkl.;wand-dek}} &= 993 \text{ kNm/m}^1 \\ M_{\text{inkl.;voorwand}} &= 1205 \text{ kNm/m}^1 (803 \text{ kNm/m}^1 + 402 \text{ kNm/m}^1) \end{aligned}$$

Berekening inklemmingswapening (wand-dek):

$$M_{\text{inkl.;wand-dek}} = 993 \text{ kNm/m}^1$$

Berekening wapeningspercentage (ω_0):

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{993}{1,0 \times 1,432^2} = 484 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 11.4 uit de GTB geeft:

$$\omega_0 = 0,12 < \omega_{\min} (0,18) \Rightarrow \omega_0 = 0,18$$

Berekening hoeveelheid benodigde wapening (A_s):

$$\begin{aligned} A_s &= 0,18 \times 1,0 \times 1,432 \times 10^4 \\ &= 2578 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s;\text{benodigd}} = 4314 \text{ mm}^2$$

Gekozen wapening:

Ø 25-100 mm ($A_s = 4909 \text{ mm}^2$)

- De wapening ter plaatse van de verbinding wand-dek: **Ø 25 – 100 mm**

Berekening inklemmingswapening (voorwand):

$$M_{\text{inkl., voorwand}} = 1205 \text{ kNm/m}^1$$

Berekening wapeningspercentage (ω_0):

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{1205}{1,0 \times 1,432^2} = 588 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 11.4 uit de GTB geeft:

$$\omega_0 = 0,14 < \omega_{\min}(0,18) \Rightarrow \omega_0 = 0,18$$

Berekening hoeveelheid benodigde wapening (A_s):

$$\begin{aligned} A_s &= 0,18 \times 1,0 \times 1,432 \times 10^4 \\ &= 2578 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s;\text{benodigd}} = 4314 \text{ mm}^2$$

Gekozen wapening:

Ø 25-100 mm ($A_s = 4909 \text{ mm}^2$)

- De wapening ter plaatse van de verbinding wand-voorwand: **Ø 25 – 100 mm**

6 Vergelijking ontwerpen

In dit hoofdstuk wordt er een vergelijking gemaakt tussen het referentie ontwerp en het definitief ontwerp (sandwichwand). Allereerst wordt de constructie vergeleken met de uitkomsten van Plaxis, waarin ook de bovenbelastingen zijn meegenomen. Omdat het een vergelijking is tussen de wanden is bij de berekening van de referentie ontwerp geen belasting meegenomen van de waterzijdige kraanbaan.

De verankering van beide ontwerpen zijn hetzelfde, het betreft een ankerschot van 7 meter hoog, bestaand uit een AZ26 plank welke met de constructie gekoppeld is door middel van een GEWI-staaf van $\varnothing 63,5$ mm.

Na de vergelijking van de constructies wordt er beschreven wat het verschil is in de hoeveelheden en welke oplossing het meest voordeligst is.

6.1 Configuratie ontwerpen

6.1.1 Referentie ontwerp

Voorwand:

Combiwand

Open stalen buispaal $\varnothing 2020$ mm, 20 mm dik

Elasticiteits modules (E):	$2,1 \times 10^8$	[N/mm ²]
Traagheidsmoment (I):	3110799	[cm ⁴ /m ¹]
Veerstijfheid (EI):	13196009	[kNm ²]
Oppervlakte (A):	1257	[cm ²]
Weerstandsmoment (W):	62216	[cm ³]

Tussenplank AZ26-700 (dubbele plank)

E:	$2,1 \times 10^8$	[N/mm ²]
I:	59720	[cm ⁴ /m ¹]
A:	187	[cm ² /m ¹]

$A_{\text{combiwand}}$:	440	[cm ² /m ¹]
$B_{\text{combiwand}}$:	342	[cm]
$I_{\text{combiwand}}$:	1861819	[cm ⁴ /m ¹]
$EI_{\text{combiwand}}$:	3909820	[kNm ² /m ¹]
$W_{\text{combiwand}}$:	18343	[cm ³ /m ¹]

Achterwand:

Palenrij

Open stalen buispaal $\varnothing 914$ mm, 9 mm dik, hoh 1,64 m

E:	$2,1 \times 10^8$	[N/mm ²]
I:	159752	[cm ⁴ /m ¹]
A:	156	[cm ² /m ¹]

Bovenbouw:

Betonligger

Betonkwaliteit C35/45

E:	33500	[N/mm ²]
I:	6665671	[cm ⁴ /m ¹]
A:	8	[m ²]

6.1.2 Definitief ontwerp

Voorwand:

Combiwand

Open stalen buispaal Ø 914, 9 mm dik

Elasticiteits modules (E):	$2,1 \times 10^8$	[N/mm ²]
Traagheidsmoment (I):	284739	[cm ⁴ /m ¹]
Veerstijfheid (EI):	544764	[kNm ²]
Oppervlakte (A):	255	[cm ²]
Weerstandsmoment (W):	5695	[cm ³]

Tussenplank AZ26-700 (dubbele plank)

E:	$2,1 \times 10^8$	[N/mm ²]
I:	59720	[cm ⁴ /m ¹]
A:	187	[cm ² /m ¹]

$A_{\text{combiwand}}$:	223	[cm ² /m ¹]
$B_{\text{combiwand}}$:	231	[cm]
$I_{\text{combiwand}}$:	148423	[cm ⁴ /m ¹]
$EI_{\text{combiwand}}$:	311688	[kNm ² /m ¹]
$W_{\text{combiwand}}$:	3258	[cm ³ /m ¹]

Achterwand:

Palenrij

Open stalen buispaal Ø 1016, 12,5 mm dik, hoh 2,31 m

E:	$2,1 \times 10^8$	[N/mm ²]
I:	214772	[cm ⁴ /m ¹]
A:	115	[cm ² /m ¹]

Bovenbouw:

Betonligger

Betonkwaliteit C35/45

E:	33500	[N/mm ²]
I:	6665671	[cm ⁴ /m ¹]
A:	8	[m ²]

6.2 Constructieve vergelijking

Totale verplaatsing [m]

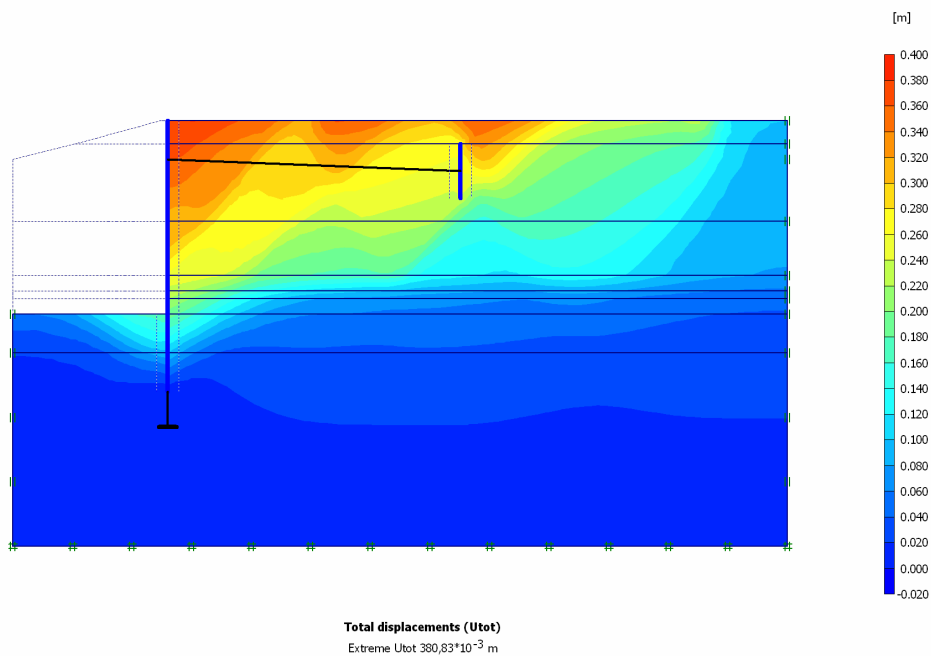


Fig. 6-1: Totale verplaatsing referentie ontwerp

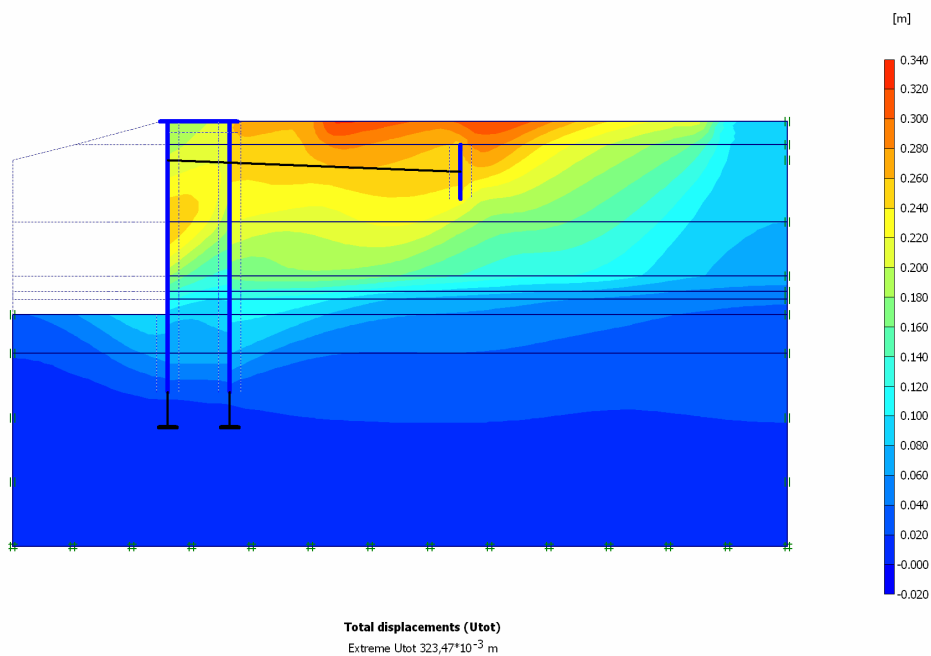
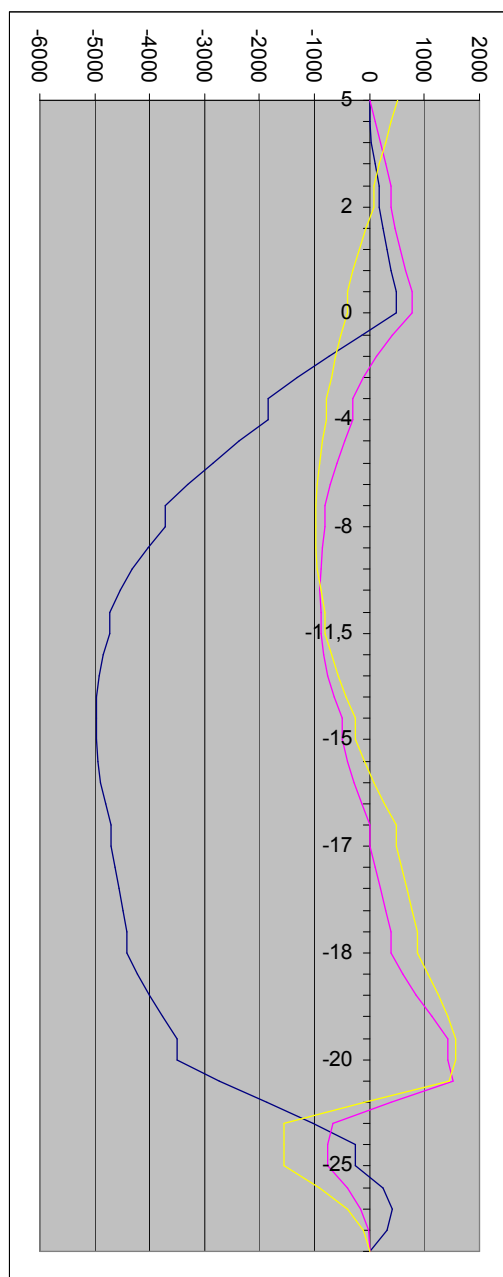
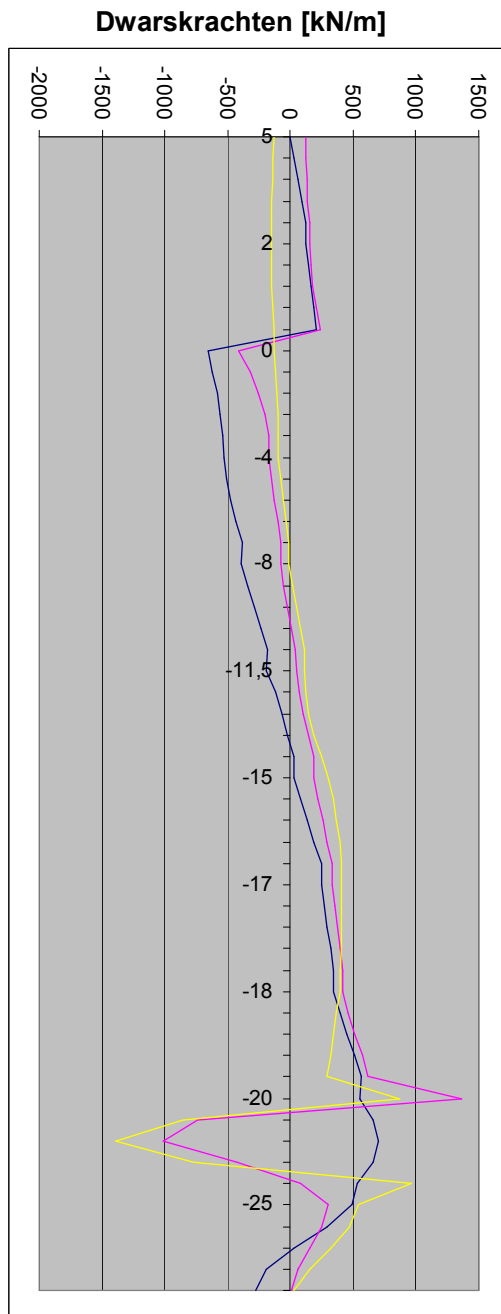


Fig. 6-2: Totale verplaatsing definitief ontwerp

Momenten [kNm/m]

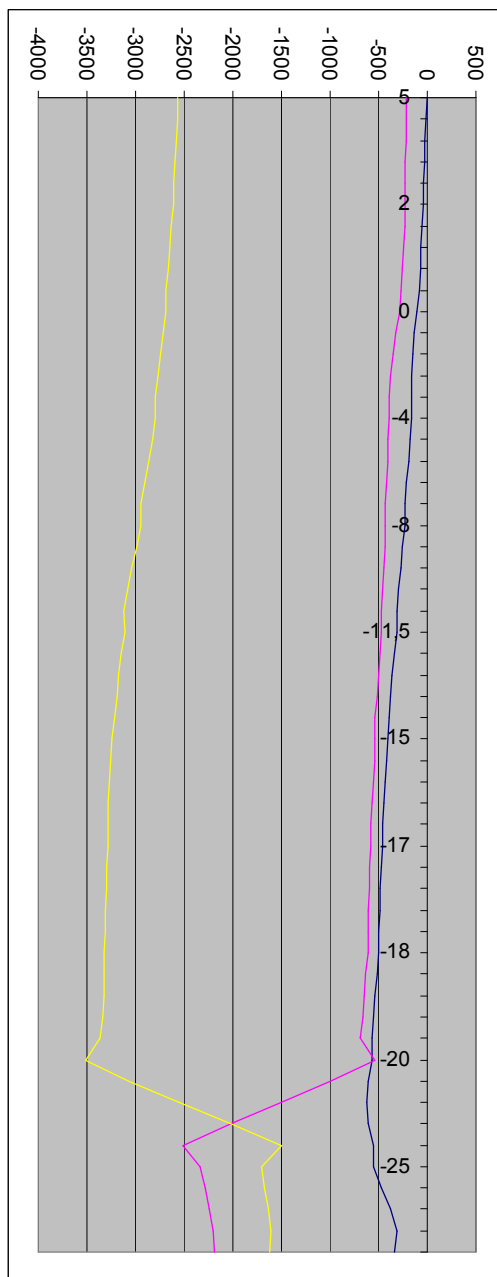


- Referentie ontwerp
- Definitief ontwerp voorwand
- Definitief ontwerp achterwand



- Referentie ontwerp
- Definitief ontwerp voorwand
- Definitief ontwerp achterwand

Normaalkrachten [kN/m]



- Referentie ontwerp
- Definitief ontwerp voorwand
- Definitief ontwerp achterwand

6.3 Hoeveelheden vergelijking

Referentie ontwerp					
	Staalhoeveelheid	<i>Buispalen</i>	<i>Lengte [m]</i>	<i>Aantal [st]</i>	<i>Hoeveelheid [ton]</i>
		Ø2020 mm, 20 mm dik	35	147	5044
		Ø914 mm, 9 mm dik	35	305	2144
		<i>Damwand</i>	<i>Lengte [m]</i>	<i>Aantal [st]</i>	
		dubbele AZ 26-700	27	146	835
	Totaal				8023
	Grouthoeveelheid		<i>Laagdikte [m]</i>	<i>Breedte [m]</i>	<i>Volume [m³]</i>
		<i>Groutinjectie</i>	0	0	0
		Totaal			0
	Betonhoeveelheid		<i>Hoogte [m]</i>	<i>Breedte [m]</i>	<i>Volume [m³]</i>
		<i>Wand</i>	6	2,5	7500
		<i>Plaat</i>	0,5	8	2000
		Totaal			9500

Definitief ontwerp					
	Staalhoeveelheid	<i>Buispalen</i>	<i>Lengte [m]</i>	<i>Aantal [st]</i>	<i>Hoeveelheid [ton]</i>
		Ø914 mm, 9 mm dik	35	217	1511
		Ø1016 mm, 12,5 mm dik	35	217	2334
		<i>Damwand</i>	<i>Lengte [m]</i>	<i>Aantal [st]</i>	
		dubbele AZ 26-700	35	216	1544
	Totaal				5389
	Grouthoeveelheid		<i>Laagdikte [m]</i>	<i>Breedte [m]</i>	<i>Volume [m³]</i>
		<i>Groutinjectie</i>	5	8	20000
		Totaal			20000
	Betonhoeveelheid		<i>Hoogte [m]</i>	<i>Breedte [m]</i>	<i>Volume [m³]</i>
		<i>Wand</i>	6	1,5	4500
		<i>Plaat</i>	1	8	4000
		Totaal			8500

Er is dus een verschil in hoeveelheden tussen de beide ontwerpen. Het definitief ontwerp heeft 2634 ton staal minder maar heeft wel 20.000 m³ grout meer dan het referentie ontwerp.

Uitgedrukt in een globale prijsvergelijking bedraagt het verschil:

Grouthoeveelheid:	20.000 m³ grout	€ 300,-/m³	= € 6.000.000,-
Staalhoeveelheid:	2634 ton staal	€ 1500,-/ton	= € 3.951.000,-
Vershil:			= € 2.049.000,-

7 Conclusie

Het ontwerp met de sandwichwand is constructief gunstiger dan het referentie ontwerp, dit wordt veroorzaakt door de samenwerking tussen de combiwand en de palenrij waardoor een druk- en trekelement ontstaat. De sandwichwand heeft ook een hogere stijfheid (EI) dan de combiwand uit het referentieontwerp en zal hierdoor aanzienlijk lagere buigende momenten op moeten nemen.

Doordat de sandwichwerking optreedt en er minder grote buigende momenten optreden kunnen de combiwand en de kraanbaanfundering minder zwaar gedimensioneerd worden. Dit heeft als gevolg dat de hoeveelheid staal in vergelijking met het referentie ontwerp wordt gereduceerd.

Echter, om deze werking op te laten treden, moet de grond over een laagdikte van 5 meter worden verbeterd met grout. Het verbeteren van grond door middel van grout is een kostbare methode. Deze grondverbetering heeft als gevolg dat het ontwerp met de sandwichwand duurder wordt dan het referentie ontwerp.

Tijdens het afstudeeronderzoek zijn er onderzoeken gaande naar nieuwe methoden van grondverbetering, zoals het onderzoek naar Biogrout, dat wordt gedaan door Deltares, TU Delft, Volker Staal en Funderingen en Soletanche Bachy SA uit Frankrijk. Mochten de onderzoeken naar deze innovatieve methode afgerond zijn en het gebleken is dat deze methoden goed toepasbaar en relatief goedkoop zijn dan zal de sandwichwand constructie, in combinatie met een eventuele stijging van de staalprijzen, zeker een voordelig alternatief kunnen zijn.

Figuurlijst

Fig. 1-1: Brammen	2
Fig. 1-2: Locatie	2
Fig. 2-1: Blokkenmuur	3
Fig. 2-2: L-muur	4
Fig. 2-3: Caissonwand	4
Fig. 2-4: Cellenwand	5
Fig. 2-5: Terre-Arméewand	5
Fig. 2-6: Enkelvoudige damwanden	6
Fig. 2-7: Samengestelde damwanden	7
Fig. 2-8: Diepwanden	8
Fig. 2-9: Kistdam	8
Fig. 2-10: Ankerconstructies	9
Fig. 2-11: Ankers met groutlichaam	10
Fig. 2-12: Trekpalen	10
Fig. 2-13: Hooggelegen ontlastvloer	11
Fig. 2-14: Diepgelegen ontlastvloer	11
Fig. 2-15: Overbouwd talud zonder kerende wand	12
Fig. 2-16: Overbouwd talud met kerende wand	12
Fig. 2-17: Uitgangspunten afmeerlijn	13
Fig. 2-18: Werking van een ontlastvloer	15
Fig. 2-19: Schets alternatief A	21
Fig. 2-20: Schets alternatief B	22
Fig. 2-21: Schets alternatief C	23
Fig. 2-22: Schets alternatief D	24
Fig. 2-23: MCA matrix (leeg)	26
Fig. 2-24: MCA matrix	31
Fig. 2-25: MCA grafiek	31
Fig. 2-26: MCA matrix met leerdoelen (leeg)	34
Fig. 2-27: MCA matrix	36
Fig. 2-28: MCA grafiek	36
Fig. 2-29: Schets gekozen alternatief	38
Fig. 3-1: Schematisering waterstandsverschillen	40
Fig. 3-2: Schematisering damwandlengte	42
Fig. 3-3: Schematisering Kranz-stabiliteit	43
Fig. 3-4: Draagkracht van de paal	50
Fig. 3-5: Schachtwrijving	52
Fig. 3-6: Schematisering maatvoering schip	56
Fig. 3-7: Schematisering massa coëfficiënt	57
Fig. 3-8: Schematisering excentriciteit coëfficiënt	57
Fig. 3-9: Schematisering deformatie-coëfficiënt bij een 'hard' fendersysteem	58
Fig. 3-10: Schematisering C_C voor gesloten en half-gesloten constructies	58
Fig. 3-11: Schematisering K_C	58
Fig. 3-12: SCN Fender	60
Fig. 3-13: Maatvoering SCN Fender en schematisering berekening "Verschil in indrukking"	61
Fig. 3-14: Maatvoering en schematisering berekening "Indrukking bovenste fender"	62
Fig. 3-15: SCK Fender	63
Fig. 3-16: Maatvoering SCK Fender	64
Fig. 3-17: Schematisering berekening "indrukking bovenste fender"	65
Fig. 3-18: Fenderschot	66
Fig. 3-19: Schematisering fenderschot	67
Fig. 4-1: Schematisering principe sandwichwand	69
Fig. 4-2: Schematisering zwaartelijn	70
Fig. 5-1: Bovenaanzicht bovenbouw	83

Fig. 5-2: Grafiek bepaling veerconstante.....	84
Fig. 5-3: Spreiding belastinggeval 1.....	85
Fig. 5-4: Reactiekracht op wand.....	85
Fig. 5-5: Spreiding belastinggeval 2.....	86
Fig. 5-6: Reactiekracht op wand.....	86
Fig. 5-7: Momentenlijn dek belastinggeval 1	87
Fig. 5-8: Momentenlijn belastinggeval 2.....	88
Fig. 5-9: M_x	89
Fig. 5-10: M_y	89
Fig. 5-11: V_x	89
Fig. 5-12: M_x	90
Fig. 5-13: M_y	90
Fig. 5-14: V_x	90
Fig. 5-15: M_x	91
Fig. 5-16: M_y	91
Fig. 5-17: V_x	91
Fig. 6-1: Totale verplaatsing referentie ontwerp	103
Fig. 6-2: Totale verplaatsing definitief ontwerp.....	103

Literatuurlijst

“Handboek Kademuren”, Projectgroep CUR 211, mei 2003
“CUR166; Damwandconstructies”, onderzoekscommissie C69, mei 1994
“Grondmechanica”, v/d Veen, Hotvat, van Kooperen, oktober 1981
“CUR 2001-8, Bearing capacity of steel pipe piles”, commissie C118, juli 2001
“Toegepaste mechanica”, Welleman, Dolfing, Hartman, juni 2001
“Open stalen buispalen”, M. Senders, Geotechniek januari 2002
“Handboek funderingen”, SBR, september 2008
“Marine Fendering Systems”, Fentek Marine Systems, 2000
“Safe Berthing en Mooring”, Trelleborg Marine Systems, 2008
“Constructieel gewapend beton”, Sagel, van Dongen, 2006
“GTB – beperkte uitgave”, betonvereniging, 2005
“Structural design of a sandwich wall as the qua wall for the future”, Priscilla Bonte, januari 2007

Handleidingen

Msheet, versie 7.7, Geodelft
Plaxis, versie 8.4, Plaxis b.v.
SCIA ESA PT, versie 2007, SCIA Groep n.v.

Normen:

NEN6740, Geotechniek, Basiseisen en belastingen
NEN6743, Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op palen
NEN6744, Geotechniek, Berekeningmethode voor funderen op staal

