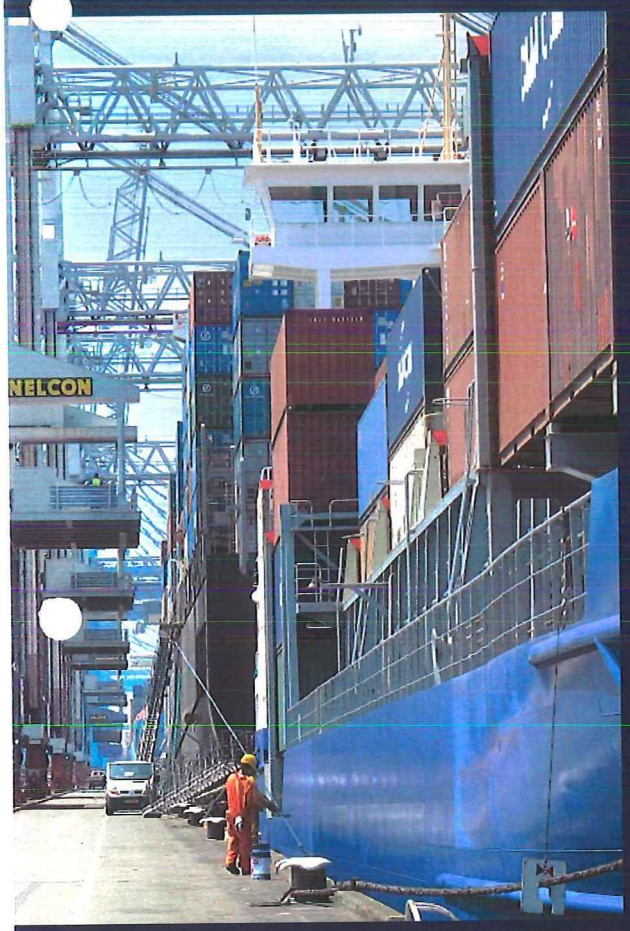
Gemeentewerken Rotterdam

Voegloze Kademuren in Hogesterktebeton



Colofon

Student:

D. Dudok van Heel
Nassaulaan 81
2628 GC Delft
Studienummer 9201537

Afstudeercommissie:

Vrijling, prof.drs.ir. J.K. (TUD)
Bezuyen, ir. K.G. (TUD)
Schlangen, dr. ir. H.E.J.G. (TUD)
Everts, ing. H.J. (TUD)
Gijt, ir. J.G. de (GWR/TUD)
Mooijman, ir. P.J.C. (GWR)

Onderwijsinstelling:

Technische Universiteit Delft
Faculteit Civiele Techniek
Sectie Waterbouwkunde
Stevinweg 1
2628 CN Delft

Afstudeerlocatie:

Gemeentewerken Rotterdam
Afdeling Ingenieursbureau
Marktgroep Havens & Transport
Galvanistraat 15
3002 AP Rotterdam

Voorwoord

Dit eindrapport is een onderdeel van het afstudeerwerk voor de opleiding Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft. Dit rapport geeft het onderzoek weer naar de haalbaarheid van voegloze kademuren in hogesterktebeton.
Dit rapport is tot stand gekomen met de hulp van het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam, marktgroep Haven&Transport.
Mijn dank aan allen die mij voorzien hebben van de nodige informatie en adviezen.

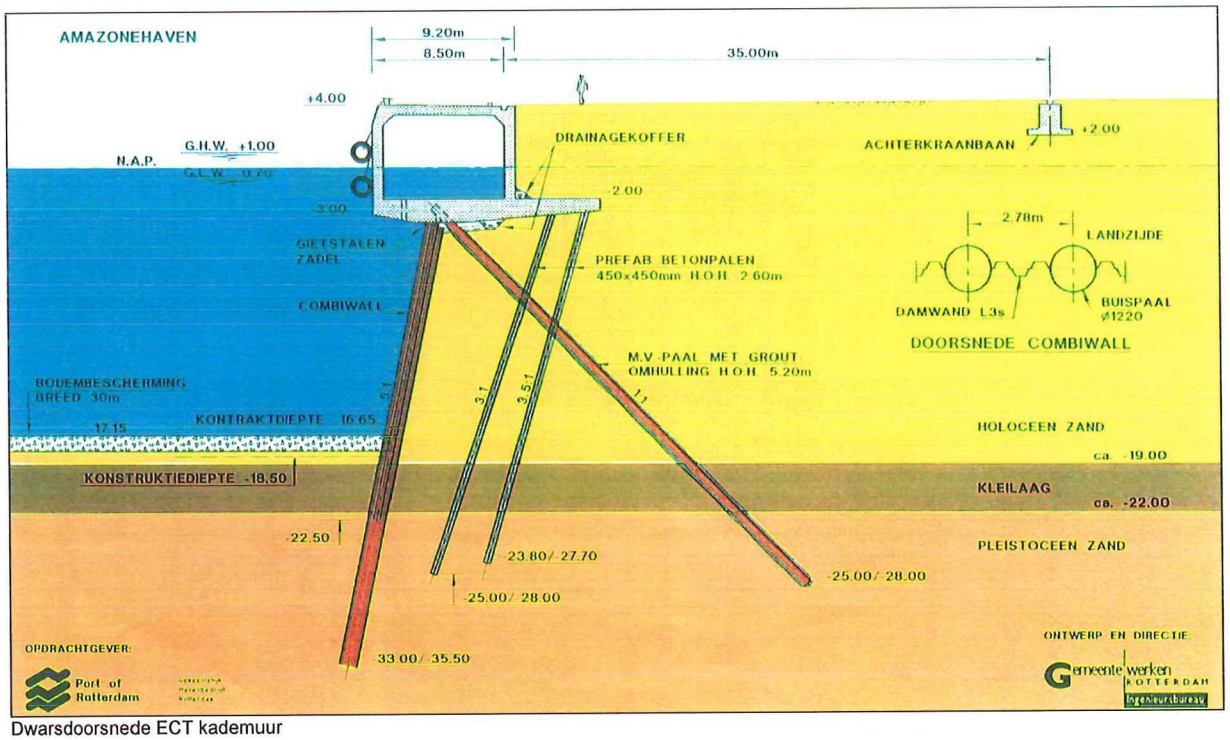
D. Dudok van Heel Juni 2007

Samenvatting

Om een beter inzicht te krijgen naar de toepassingen van hogesterktebeton (HSB) bij de uitvoering van kademuren is er een haalbaarheidsstudie gestart. Deze bekijkt de mogelijkheden van het voegloos uitvoeren van de betonnen bovenbouw van kademuren in HSB.

Als eerste is er gekeken naar de opbouw van kademuren. De verschillende onderdelen waaruit een kademuur is opgebouwd zijn geanalyseerd en ingedeeld naar functie. Er zijn een aantal verschillende typen kademuren genomen en er is gekeken voor welk type kademuur het aantrekkelijk zou zijn om deze uit te voeren in HSB.

Vervolgens is gekeken welke kademuur zou fungeren als referentieproject. Er is een referentie gekozen om later een vergelijking te kunnen maken tussen het nieuwe en het oude ontwerp. Als referentie is de kademuur van ECT (Europe Container Terminals) in de Amazonehaven gekozen.



Dwarsdoorsnede ECT kademuur

De verschillende elementen van deze kademuur zijn uitgesplitst naar boven- en onderbouw en geanalyseerd naar functie en vormgeving.

Vervolgens zijn het Functioneel en Constructief Programma van Eisen opgesteld voor de nieuw te ontwerpen kademuur.

Nadat bepaald was welk onderdeel van de kademuur opnieuw ontworpen zou worden in HSB (de betonnen bovenbouw) is er gekeken naar de uitvoering hiervan. Hierdoor kon er gekeken worden of er tijdwinst geboekt kon worden door het uitvoeren van de bovenbouw in HSB. Al snel bleek dat er een stevige tijdwinst te behalen viel, vooral doordat de snelheid van de sterkteontwikkeling van HSB veel hoger lag dan bij NSB. Om de tijdwinst verder op te voeren werd het mengsel van HSB zelfverdichtend. Als bekisting is gekozen voor een koelkist, welke ook bij de uitvoering van de originele constructie gebruikt werd. Voor de voegverbinding is gebleken dat de toepassing van haringgraatstaal een goedkope en efficiënte oplossing bood.

Er zijn in 2004 nieuwe Europese richtlijnen gekomen voor betonsterktes tot B105, welke gebruikt werden voor de berekeningen aan de bovenbouw. Het gebruikte betonmengsel werd ook ingedeeld in de sterkteklasse B105.

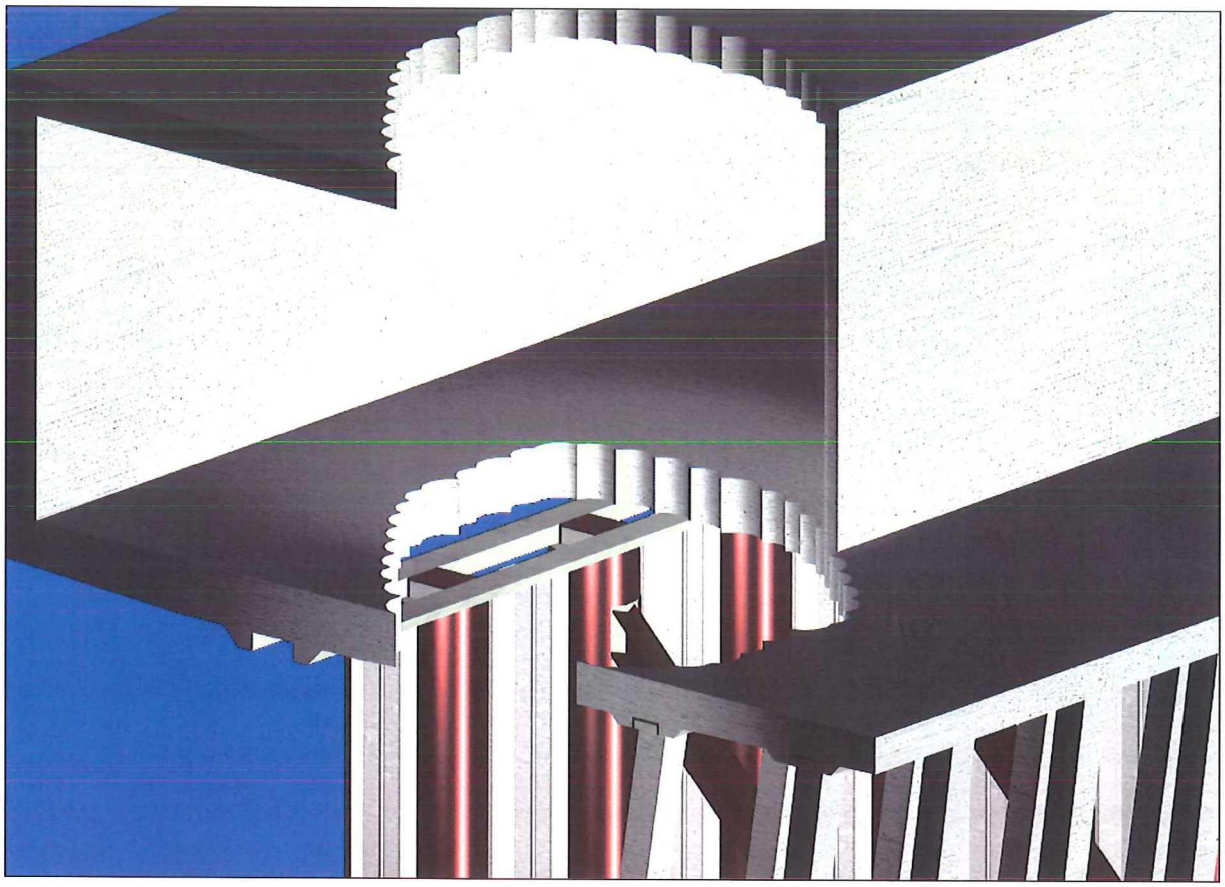
Na het bepalen van het juiste betonmengsel en de correcte regelgeving kon er worden overgegaan tot het berekenen van de vervormingen van de bovenbouw. Om te bepalen of de onderbouw de lengtevervormingen van de bovenbouw aan zou kunnen moest er eerst worden berekend hoe groot die vervormingen uiteindelijk zouden worden. Het bleek dat de maximale lengtevervorming van de bovenbouw onder invloed van temperatuur, krimp en kruip 70mm aan weerszijden bedroeg.

Deze uitwijking is vervolgens genomen om de verschillende funderingselementen te testen op sterkte. Er is met behulp van het programma M-sheet bepaald hoe de krachtsverdeling in de verschillende elementen zou zijn onder een kopverplaatsing van 70mm. Het bleek dat de belastingen uit de bovenbouw te veel waren voor de onderbouw om op te nemen.

Om na te gaan of het zin had de verschillende funderingselementen te versterken of om de belastingen op deze elementen te verlagen is er een nieuwe berekening gestart. Deze moest aantonen in hoeverre de funderingselementen in staat waren de lengtevervormingen van de bovenbouw tegen te gaan. Slechts 16% van de lengtevervormingen kon worden verhinderd, wat niet genoeg was om voor een sterkere fundering te kiezen.

Er werd dus voor gekozen om de belastingen op de funderingselementen te verlagen.
Dit werd gedaan door het introduceren van een glijoplegging tussen boven- en onderbouw. Hierdoor zou de bovenbouw in lengterichting kunnen glijden over de onderbouw, waardoor de belastingen op de funderingselementen drastisch zou afnemen. Deze vorm van een glijoplegging vereiste wel dat de MV-paal, die in het originele ontwerp in de ontlastvloer zat, naar de buispaal verplaatst zou worden. Het bijkomende voordeel hiervan was dat de doorsnede van de ontlastvloer aanzienlijk verkleind kon worden, wat later weer voordelen had met betrekking tot de scheurvorming in de betondoorsnede en de uiteindelijke kostprijs.

Om de dimensies van de nieuwe doorsnede te bepalen werd er een nieuwe sterkteberekening van de betondoorsnede gemaakt, gebaseerd op de sterkteberekening van de originele constructie. Hieruit bleek dat de betondoorsnede aanzienlijk verkleind kon worden (tot wel 40%) ten opzichte van de originele constructie.



3D-weergave uiteindelijk ontwerp

Na het bepalen van de nieuwe doorsnede kon er gestart worden met het berekenen van de spanningen en vervormingen in de betonconstructie tijdens de uitvoeringsfase. Wanneer deze (trek)spanningen te groot zouden worden dan zou de betonconstructie kunnen gaan scheuren

De berekeningen met betrekking tot de vervormingen en spanningen van de betonconstructie tijdens de uitvoeringsfase werden gedaan met behulp van het eindigelementen programma HEAT. Al snel bleek dat het gebruik van normaal HSB niet genoeg was om de spanningen in de constructie op te nemen. De volgende logische stap was het gebruik van staalvezelversterkt beton. Dit betonmengsel heeft namelijk een aanzienlijk hogere treksterkte dan conventioneel HSB. Het bleek dat het gebruik van dit nieuwe betonmengsel voldoende was om de trekspanningen in de constructie op te nemen.

Nu de technische haalbaarheid van het nieuwe ontwerp was aangetoond werd er een detailontwerp gemaakt van een onderdeel van de constructie. De glijoplegging boven de buispaal werd hiervoor gekozen en verder uitgewerkt in detaillering en krachtswerking.

Nadat ook de glijoplegging ontworpen was kon er een economische analyse gemaakt worden van het nieuwe ontwerp ten opzichte van het oude ontwerp. Het bleek dat de besparing op de betonhoeveelheid niet genoeg was om de hogere kosten voor het betonmengsel te dekken. Het verschil zou gecompenseerd moeten worden uit de winst die geboekt kon worden door het eerder opleveren van de kademuur. Hiervoor zijn de winstfactoren bepaald van de opdrachtgever en van de exploitant van de kademuur. Het bleek dat als alle kosten en baten bij elkaar werden opgeteld er een netto winst geboekt kon worden van 1 miljoen euro. Dit was ongeveer 4% van de totale kostprijs van het project. Of deze winstfactoren ook genoeg zouden zijn om in de praktijk over te gaan tot het nieuwe ontwerp zal de toekomst moeten uitwijzen.

Doordat het ontwerp met glijoplegging ook kademuren toelaat die veel langer zijn dan het huidige ontwerp (500m) is de oplossing van de glijoplegging universeel toepasbaar. Detailleringen en eventueel proefstukken zouden per project moeten aantonen of het praktisch en economisch realiseerbaar is om de betonnen bovenbouw van een kademuur glijdend op te leggen op de onderbouw.

Over de economische haalbaarheid kan nog geconcludeerd worden dat de grootste kostenpost het gebruik is van het staalvezelversterkt hogesterktebeton. De verwachting is dat deze kosten de komende jaren zullen dalen door het steeds vaker toepassen van dit soort betonmengsels. Wanneer de afname van vezelversterkt beton zal stijgen, zal de prijs van het bewuste mengsel waarschijnlijk dalen, dat zeer gunstig is voor de economische haalbaarheid van dit ontwerp.

Inhoudsopgave

Voorwoord ..... **i**
Samenvatting ..... **iii**
Inhoudsopgave **1**
1. Inleiding **5**
2. Onderzoeksgebied **7**
2.1 Hoofdvormen van kademuren 7
2.1.1 Gewichtsconstructie 7
2.1.2 Grondpenetrerende wandconstructie 7
2.1.3 Ontlastvloer constructie 7
2.2 Lokatie 8
3. Kademuren in de Rotterdamse haven **9**
3.1 Hoofdtypen 9
3.1.1 Verankerde damwand 9
3.1.2 Kademuur met ontlastconstructie en dragende damwand 9
3.2 Uitvoering 10
3.2.1 Bouwen in den natte 10
3.2.2 Bouwen in den droge 10
3.3 Opbouw grote kademuren in de Rotterdamse haven 11
3.3.1 Bovenbouw 11
Betonnen kesp 11
Kadedek met hooggelegen bovenbouw 11
Holle (koker) constructies 12
Kopconstructies met ontlastvloeren 12
3.3.2 Verbinding tussen boven- en onderbouw 13
3.3.3 Onderbouw 13
Waterzijde onderbouw 14
Landzijde onderbouw 16
3.4 In welk kademuurontwerp past HSB het best? 19
3.4.1 Voordelen van HSB ten opzichte van NSB 20
3.4.2 Nadelen van HSB ten opzichte van NSB 21
3.4.3 Conclusie 22
3.5 Lokale keuze 23
4. Constructie- elementen en functies van de ECT kademuur in de Amazonehaven **27**
4.1 Bovenbouw 27
4.1.1 Beschrijving onderdelen 27
4.1.2 Ontwerpparameters 28
4.2 Onderbouw 29
4.2.1 Combiwand 29
4.2.2 Funderingspalen 29
4.2.3 Ontwerpparameters 29
4.3 Aandachtspunten 30
4.3.1 Dimensionering 30
4.3.2 Bekisting 31
4.3.3 Voegloze verbinding stortmoten 32

5. Functioneel Programma van Eisen 33
6. Technisch programma van Eisen 35
6.1 Inleiding 35
6.2 Randvoorwaarden, uitgangspunten en aannames 35
6.3 Natuurlijke omstandigheden 35
6.3.1 Grond- en buitenwaterstanden 35
6.3.2 Stroomsnelheden 36
6.3.3 Chloride gehalten 36
6.3.4 Golfklimaat 36
6.3.5 IJsgang 36
6.3.6 Wind, mist, neerslag en zon 36
6.3.7 Grondonderzoek 36
6.4 Scheepvaartfunctie (nautische uitgangspunten) 37
6.4.1 Scheepstype 37
6.5 Kerende functie 37
6.5.1 Type kademuur 37
6.5.2 Constructiediepte 37
6.5.3 Voorkant kademuur 37
6.5.4 Bovenkant kademuur 37
6.5.5 Fundering 37
6.5.6 Hellingen 37
6.5.7 Voegconstructie 37
6.5.8 Materiaaltechnische eisen 38
6.6 Dragende functie 39
6.6.1 Gegevens van goederen 39
6.6.2 Gegevens van kranen en voertuigen 39
6.6.3 Gegevens kraanbaan 39
6.6.4 Afmeervoorzieningen 39
6.6.5 Havenbodem 39
6.6.6 Bodembescherming 39
7. Uitvoering 41
7.1 Onderdelen 41
7.1.1 Grondwerk (afgraven) 41
7.1.2 Heiwerk 42
7.1.3 Betonwerk 43
7.1.4 Overige werkzaamheden 43
7.2 Tijdsplanning 44
7.2.1 Hoofdplanning 44
7.2.2 Detailplanning 45
7.3 Kostenraming 47
8. Verschillende soorten HSB 49
8.1 Standaard HSB 49
8.2 Vezelversterkt HSB 50
8.3 HSB versus vezelversterkt HSB 51
9. Rekenregels Hogesterktebeton 53
9.1 Druksterkte 53
9.1.1 Rekenregels 53
9.1.2 Materiaaleigenschappen 53
9.2 Treksterkte 53
9.3 Elasticiteitsmodulus 54
9.4 Spanning-rek relatie 54
9.5 Kruipcoëfficiënt 54
9.6 Krimpverkorting 55

10. Lengteveranderingen van de kademuur in de gebruiksfase 57
10.1 Invloedsfactoren 57
10.1.1 Temperatuur 57
10.1.2 Krimp 58
10.1.3 Kruip 58
10.2 Berekening lengteveranderingen 59
10.2.1 Temperatuur 59
10.2.2 Krimp 62
10.2.3 Kruip 62
10.2.4 Totaal 62
10.2.5 Krachtsafdracht 63
10.3 Funderingssysteem 64
10.3.1 Combiwand 64
10.3.2 MV-trekpalen 64
10.3.3 Betonnen drukpalen 64
10.4 Alternatieven 65
10.4.1 Glijplegging 65
10.4.2 Verplaatsing MV-palen 65
10.4.3 Flexibele ondergrond 66
10.4.4 Conclusie 66
11. Toetsing funderingselementen 67
11.1 Buispalen 67
11.1.1 Opneembare momenten en dwarskrachten 67
11.1.2 Optredende momenten en dwarskrachten 69
11.2 Betonnen drukpalen 71
11.2.1 Opneembare dwarskrachten 73
11.2.2 Optredende momenten en dwarskrachten 74
11.3 Conclusie 76
12. Detailberekening grondweerstand op buispaal 77
12.1 Modellering 77
12.1.1 Schelpfactor 77
12.1.2 Paalgroepen 77
12.2 Buispalen 78
12.2.1 Lokale afschuiving buispaal 79
12.2.2 Globale afschuiving buispaal 82
12.2.3 Resultaten grondweerstand op buispaal 84
13. Tegenkracht fundering op lengteveranderingen bovenbouw 85
13.1 Bepaling kracht-verplaatsing 85
13.2 Berekening 86
14. Glijplegging 89
14.1 Buispalen 89
14.1.1 Glijoplegging 89
14.1.2 Optredende momenten en dwarskrachten 90
14.2 Betonpalen 91
14.2.1 Glijoplegging 91
14.2.2 Optredende momenten en dwarskrachten 91
14.3 MV-palen 92
14.4 Totale lengtevervorming bovenbouw 92
14.5 Conclusie 93
15. Sterktecontrole doorsnede 95
15.1 Krachtswerking in de constructie 95
15.1.1 Horizontale krachtswerking 95
15.1.2 Verticale krachtswerking 96
15.2 Sterkteberekening 97
15.2.1 Invoer basisparameters 97
15.2.2 Relevante parameters voor verdere berekeningen 98
15.2.3 Bepaling nieuwe wapening 98
15.2.4 Wapeningseisen 99
15.2.5 Dwarskracht 100
15.2.6 Pons 101
15.3 Resultaten 102
15.4 Conclusie 105
15.5 Nieuwe doorsnede 105

16. Betonberekening HEAT 107
16.1 Inleiding 107
16.2 Modellering 107
16.2.1 Materialen 107
16.2.2 Constructie 111
16.2.3 Koeling 111
16.3 Dwarsdoorsnede 112
16.3.1 Elastische berekening 112
16.3.2 Resultaten 113
16.3.3 Conclusie 114
16.4 Bovenaanzicht ontlastvloer 116
16.4.1 Invoer 116
16.4.2 Resultaten 117
16.4.3 Conclusie 118
16.5 Langsdoorsnede ontlastvloer 119
16.5.1 Invoer 119
16.5.2 Resultaten 119
16.5.3 Conclusie 120
17. Detailontwerp glijoplegging 121
17.1 Opbouw 121
17.2 Krachtswerking 122
17.3 Uitvoering 124
17.4 Definitieve vorm 125
18. Economische analyse 129
18.1 Winst- en verliesfactoren 129
18.2 Prijsvergelijking materiaalprijs en tijdwinst 129
18.2.1 Materiaalprijs 129
18.2.2 Tijdwinst 129
18.2.3 Alternatieve prijsvergelijking 131
18.2.4 Conclusie 131
19. Conclusies en aanbevelingen 133
19.1 Conclusies 133
19.1.1 Technische haalbaarheid 133
19.1.2 Economische haalbaarheid 133
19.2 Aanbevelingen 134
19.3 Alternatieve kademuurontwerpen 134
19.3.1 Conclusies 134
19.3.2 Aanbevelingen 135
Bijlage I Literatuurlijst i
Bijlage II Figurenlijst iii
Bijlage III Referentielijst vii

1. Inleiding

Kademuren vormen de verbinding tussen het land en het water op het gebied van de wereldhandel. Door de enorme expansie van deze handel zijn de schepen tot gigantische proporties gegroeid. Om deze mastodonten van de zee te kunnen accommoderen in de verschillende havengebieden is de behoefte naar grote, diepe en lange kademuren sterk toegenomen. Ook de terreinbelastingen op de kademuren, welke worden gevormd door de loskranen en de voertuigen die het materieel verder vervoeren, zijn tegenwoordig aanzienlijk. Dit vraagt ook om grote en sterke kademuren. Voor zowel de bovenbouw als de onderbouw zijn de laatste jaren veel alternatieven ontwikkeld.

Om de uitvoering van de bovenbouw van grote, lange kademuren te optimaliseren is het gebruik van hogesterktebeton (HSB) naar voren gekomen. Het uitvoeren van de bovenbouw van kademuren in HSB levert een besparing op de benodigde betonhoeveelheid (door de betere mechanische eigenschappen van HSB), maar vooral een besparing op de bouwtijd. Door de snelle reactie van HSB loopt de betonsterkte namelijk veel sneller op dan bij beton van normale sterktes. Hierdoor is het mogelijk om eerder de betonconstructie te ontkisten en door te gaan met de volgende stortmoot. Aangezien een kademuur in de grotere havengebieden aanzienlijke lengtes heeft zijn er vele stortmoten nodig voordat de volledige lengte is bereikt. Als er bij elke stortmoot een beetje op de bouwtijd kan worden bespaard, kan dit aan het einde van het bouwproces een aantrekkelijke winst opleveren. Of dit opweegt tegen de extra kosten die gemaakt worden bij het uitvoeren van de bovenbouw in HSB wordt in dit afstudeerproject bekeken.

Om het uitvoeringsproces extra te versnellen is er voor gekozen om de betonnen bovenbouw niet alleen uit HSB te vervaardigen, maar ook het geheel voegloos uit te voeren. Dit betekent dat er geen gebruik wordt gemaakt van dilatatievoegen maar dat elke nieuwe stortmoot direct aan de vorige wordt gestort. Tijden het verhardingsproces zal dit de nodige problemen opleveren, voornamelijk met betrekking tot de scheurvorming in de constructie. Er zal hier een passende en liefst zo goedkoop mogelijke oplossing voor gezocht worden tijdens het afstudeerproject.

2. Onderzoeksgebied

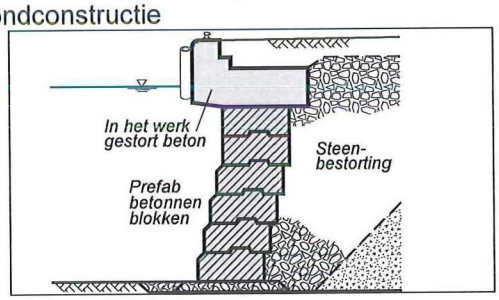
Als eerste is er gestart met een literatuuronderzoek. Dit onderzoek dient als een naslagwerk waarin informatie verwerkt is over de verschillende elementen die belangrijk zijn tijdens dit afstudeeronderzoek. Dit literatuurrapport is te vinden in bijlage één van het bijlagenrapport.

2.1 Hoofdvormen van kademuren

Kademuren bestaan uit elementen die elk op zich in hoge mate bepalend zijn voor de uiteindelijke functionaliteit van de kade. Elke constructie is namelijk zo sterk als de zwakste schakel. Daarom is het belangrijk om de hoofdconstructie en elk detail de nodige aandacht te geven. Niet alleen de kosten spelen daarbij een belangrijke rol maar ook de uitvoerbaarheid en de eisen ten aanzien van nauwkeurigheid, robuustheid en levensduur. Gelet op de grote lengtes met steeds terugkerende elementen is een goede repeteerbaarheid belangrijk. Om de verschillende functies van een kademuur goed te kunnen vervullen is in de loop der tijd een aantal verschillende typen constructies ontwikkeld.

2.1.1 Gewichtsconstructie

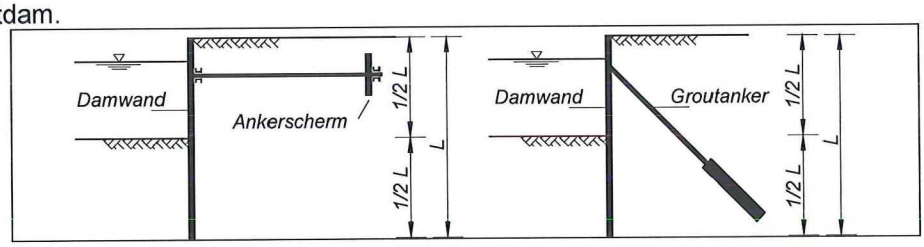
Bij de gewichtsconstructie wordt de kerende functie verkregen door het eigen gewicht van de constructie zelf, soms is dat inclusief het gewicht van de bovenliggende grond. Voorbeelden van gewichtsconstructies zijn: de blokkenmuur, de L-muur, het caisson, de cellenwand en de gewapende grondconstructie



Figuur 2.1 Principe van een blokkenmuur [Ref.1]

2.1.2 Grondpenetrerende wandconstructie

Een wandconstructie ontleent zijn grondkerende functie aan de inklemming in de grond gecombineerd met verankering in de grond en de weerstand van de wand tegen buigende momenten en dwarskrachten. Voorbeelden zijn: de verankerde damwand, de combiwand, de diepwand en de kistdam.



Figuur 2.2 Principe van een verankerde damwand [Ref.1]

2.1.3 Ontlastvloer constructie

Door het toepassen van een ontlastvloer is het mogelijk de belastingen op de kerende wand sterk te reduceren. De ontlastvloer brengt een groot deel van de krachten over op de achterliggende funderingselementen, meestal bestaande uit een paaljuk. Er is verschil tussen constructies met een hooggelegen ontlastvloer en die met een laaggelegen ontlastvloer.

Figuur 2.3 Ontlastvloer constructie [Ref.1]

2.2 Lokatie

Het onderzoeksgebied spitst zich toe op een Nederlandse situatie. Door een Nederlandse situatie te nemen als voorbeeldlocatie kan men ervan uitgaan dat de ontwerpparameters voor het nieuwe ontwerp hetzelfde zijn als het kademuurontwerp van de referentie kademuur. Dit maakt een realistische vergelijking van de verschillende ontwerpen mogelijk. Extreme invloeden die het ontwerp van de combinatie boven- en onderbouw beïnvloeden spelen hier dan ook geen rol. Men moet hierbij denken aan zeer grote getijverschillen, extreme natuurverschijnselen zoals zware aardbevingen en aan extreem lage of hoge temperaturen. Bijkomend voordeel is dat er een grote hoeveelheid informatie beschikbaar is over verschillende soorten kademuren in Nederland. Door de gedetailleerde beschrijvingen en de goed gedocumenteerde eisen kan er een duidelijke en afgewogen keuze gemaakt worden over de kademuur die dient als referentieproject. Er wordt één kademuur gekozen om een heldere vergelijking te kunnen maken tussen de voor- en nadelen van het uitvoeren van een kademuur in hogesterktebeton zonder voegen. Voor het gebruik in andere kademuurontwerpen zullen verschillende adviezen en aanbevelingen worden gegeven.
Een gebied waar kademuren de horizon vullen is natuurlijk de Rotterdamse haven. Hier worden de grootste en langste kademuren van het land gebouwd in een zich altijd ontwikkelend en uitbreidend gebied.

Figuur 2.4 Moderne kademuur in de Rotterdamse haven

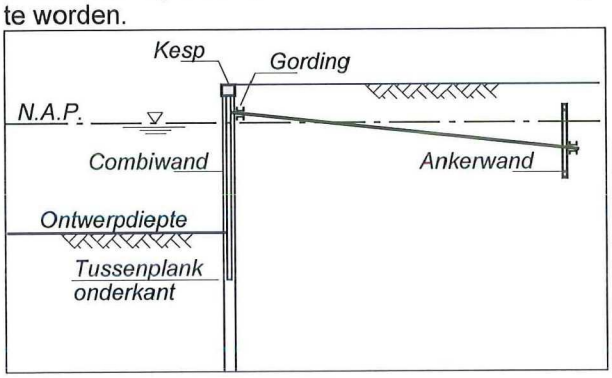
Hogesterktebeton (HSB) zal hier waarschijnlijk de meeste voordelen hebben. Daarom wordt gekozen voor een doorsnede van een lange, grote, "moderne" kademuur in de Rotterdamse haven.
Een dergelijke kademuur in Rotterdam bestaat vaak uit een combiwand met een bovenbouw, eventueel ondersteund door een ontlastvloer. Deze combinatie is uitermate geschikt voor grote kerende hoogtes met grote belastingen op het achterland.

3. Kademuren in de Rotterdamse haven

3.1 Hoofdtypen

3.1.1 Verankerde damwand

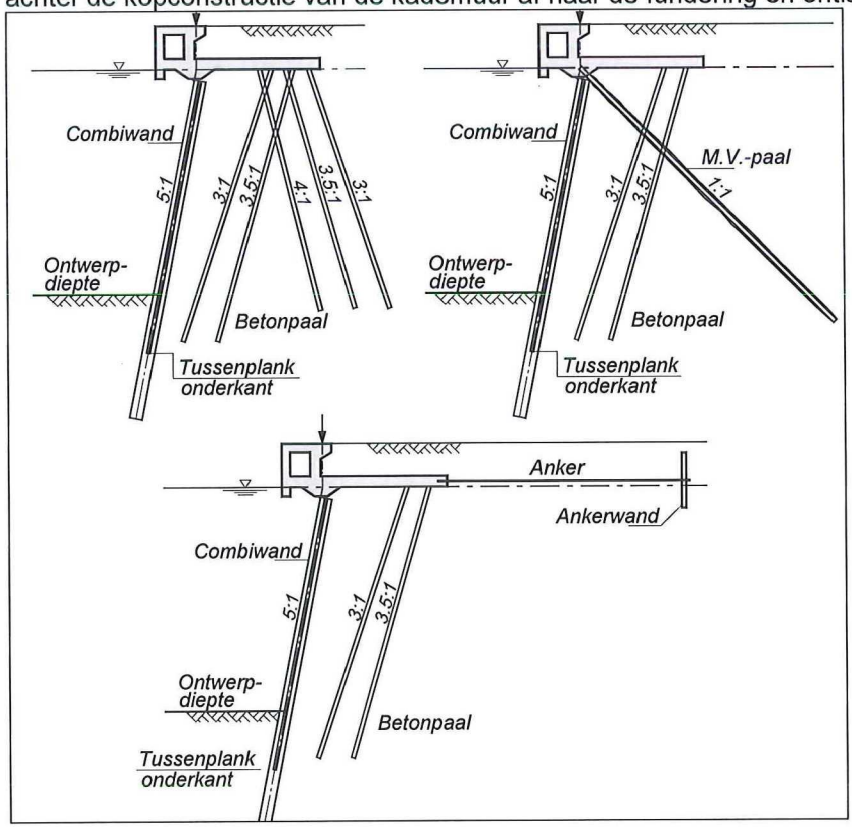
De verankerde damwand kan in enkele gevallen worden toegepast als kademuur. Hierbij wordt de bovenbouw uitgevoerd als een stalen of betonnen kesp. De onderbouw bestaat vaak uit een damwand of een combiwand, horizontaal gesteund door een achterliggende ankerwand. Hierbij heeft de damwand slechts een kerende functie, en worden de kraanbanen en installaties achter de kademuur uitgevoerd, zodat de verticale belastingen daarvan niet door de wand opgenomen hoeven te worden.



Figuur 3.1 Verankerde damwand [Ref.1]

3.1.2 Kademuur met ontlastconstructie en dragende damwand

De kademuur met ontlastconstructie en dragende wand wordt toegepast bij grotere kerende hoogtes en kranen vlak aan het water. Hierbij heeft de wand zowel een dragende als een kerende functie. Deze wordt over het algemeen uitgevoerd als een combiwand, meestal een stuk zwaarder dan bij de verankerde damwand, omdat de verticale belastingen van de kranen en installaties vlak aan het water nu direct boven de wand worden geplaatst. Om de combiwand niet te groot te laten worden is het gebruik van een ontlastvoer gebruikelijk. De ontlastvloer draagt vooral de terreinbelastingen vlak achter de kopconstructie van de kademuur af naar de fundering en ontlast daarmee de wand.



Figuur 3.2 Ontlastconstructies met dragende damwand [Ref.1]

Het totale funderingssysteem verzorgt zowel de horizontale als de verticale belastingafdracht van de kademuur en bestaat uit de dragende wand aan de waterzijde en veelal een systeem van trek- en drukpalen aan de landzijde. Onder specifieke omstandigheden wordt in plaats van een systeem met trekpalen ook wel een horizontale verankering toegepast.

3.2 Uitvoering

De uitvoering van een kadeconstructie is, zowel in technische als logistieke zin, een complex proces. Daarom is een gedegen voorbereiding van groot belang. Er moet een goede en logische bouwfasering en planning worden gedefinieerd als basis voor de inzet van werknemers, kwantitatief en kwalitatief, en materieel. Bij de bouw is de keuze van het materieel voor het aanbrengen van de fundering en de grondkerende wand een essentiële factor.

Alle keuzes moeten erop gericht zijn om voor de laagste kosten een product te realiseren dat voldoet aan de gestelde eisen. Het werk moet zodanig worden opgezet dat de uitvoeringsrisico's goed beheersbaar zijn.

3.2.1 Bouwen in den natte

Als gebouwd wordt in en boven water spreekt men van een uitvoering in den natte. De keuze voor deze uitvoeringsmethode wordt bepaald door het ontwerp, de bouwlocatie en de uitvoeringsaspecten. Ligt de aanleghoogte van de fundering boven de waterlijn dan kiest men meestal voor een uitvoering in den natte. De betonnen bovenbouw kan dan geheel of gedeeltelijk prefab worden uitgevoerd, afhankelijk van vormgeving, planning en specifieke omgevingscondities.

Bij het bouwen in den natte brengt men de damwand, fundering en verankering aan met drijvend materieel. Soms kunnen één of twee palenrijen vanaf de landzijde worden aangebracht, zonodig met tijdelijke verlaging van het maaiveld. In zeer moeilijke omstandigheden, zoals bij sterke stroming, hoge golven of veel deining kan men over de kop werken vanaf de eigen aangebrachte fundering of vanaf een hulpdek bestaande uit tijdelijke draagpalen met liggers en een rijdek voor het materieel. De grootte en zwaarte van de funderingselementen zijn mede bepalend voor de materiaal- en materieelkeuze. In sommige gevallen leidt dit tot de inzet van drijvend materieel.

3.2.2 Bouwen in den droge

Bij deze bouwmethode wordt er gebouwd in een droge bouwput. De grondwaterstand wordt dan kunstmatig verlaagd. In de meeste gevallen wordt er gewerkt vanaf een al aanwezig maaiveld. Soms wordt er gekozen om door grondaanvulling dit droge werkterrein te realiseren. Van wezenlijk belang is dat er ten behoeve van de bouwwerkzaamheden een geconditioneerde locatie (bouwput) wordt gerealiseerd die ten minste aan de volgende eisen voldoet:

- De locatie dient beschermd te zijn tegen water van buitenaf
- De locatie moet de mogelijkheid hebben om de grondwaterstand te verlagen
- Indien gelegen langs een scheepvaartroute moet de bouwput beveiligd worden

De begrenzing van het droge bouwterrein kan gerealiseerd worden door een dijklichaam, een damwand of een combinatie hiervan.

Bij een situatie met voldoende voorland kan men ervan uitgaan dat een uitvoering in den droge de laagste bouwkosten heeft.

3.3 Opbouw grote kademuren in de Rotterdamse haven

3.3.1 Bovenbouw

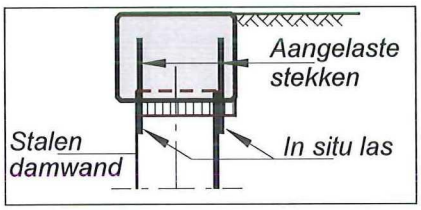
De bovenbouw is het zichtbare gedeelte van de kade en heeft de volgende functies:

- Afdekking van de grondkering
- Spreiding van ongelijkmatige belastingen en verdeling van belastingen over verankeringselementen
- Kade oppervlak met randafwerking
- Ondersteuning voor de railconstructie en het verschaffen van ruimte voor overige voorzieningen voor services, putten en kranen
- Plaatsen van afmeervoorzieningen en overig kademeubilair
- Grondkerende functie over de hoogte van de bovenbouwconstructie
- Verkeersfunctie
- Draagvloer voor het overslagmaterieel

Voor de verschillende omgevingen en milieus waarin kademuren gebruikt worden, zijn er verschillende typen ontstaan. Elk met z'n eigen specialiteit en voor- en nadelen.

Betonnen kesp

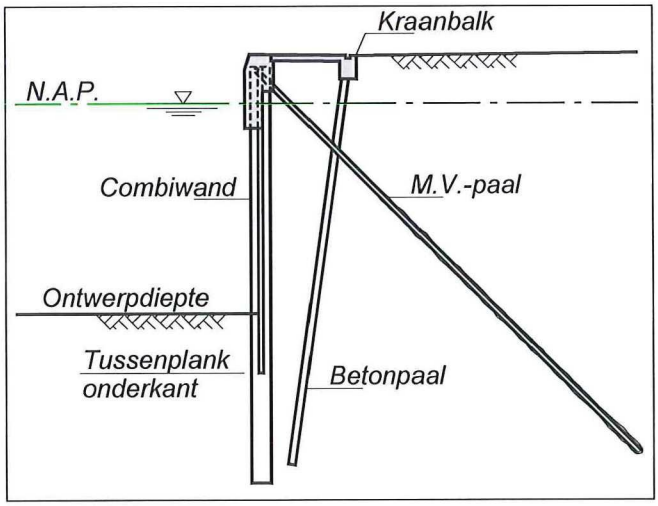
De kleinste uitvoering van een bovenbouw is de kesp, voor grote havengebieden meestal uitgevoerd in beton maar soms ook in staal.
De betonnen kesp is uitgevoerd als een massieve balk en vervult meestal een gordingfunctie. De kesp is geschikt (afhankelijk van de afmetingen) voor het spreiden van belastingen, plaatsing van bolders en de ondersteuning van wrijfhout.



Figuur 3.3 Betonkesp op vlakke damwand [Ref.1]

Kadedek met hooggelegen bovenbouw

Deze constructie bestaat uit een betonnen bovenbouw, waarbij de kraanbaan is opgelegd op het achterste deel. De dam- of combiwand heeft geen dragende functie, aangezien de kraanbaan is gefundeerd op drukpalen, gelegen achter de wand. Veelal wordt voor dit type oplossing gekozen wanneer de bouw in den natte moet worden uitgevoerd.



Figuur 3.4 Kadedek met direct belaste hooggelegen bovenbouw [Ref.1]

Holle (koker) constructies

Kokerconstructies bestaan uit een voor- en achterwand, een dek en een vloer. Door de kokervorm bezitten deze constructies een aanzienlijk vermogen tot spreiding van belastingen en verdeling van draagkracht, zowel horizontaal als verticaal.
De verticale achterwand zal vooral dienen om de verticale belastingen (voornamelijk afkomstig van de kranen) en horizontale belastingen (voornamelijk afkomstig van grond, water en bovenbelasting) af te dragen naar de onderbouw. Doordat de voor- en achterwand gescheiden zijn zal de achterwand minder risico lopen op aanvaringsschade en wordt de voorwand gebruikt voor de bevestiging van remmingswerken.

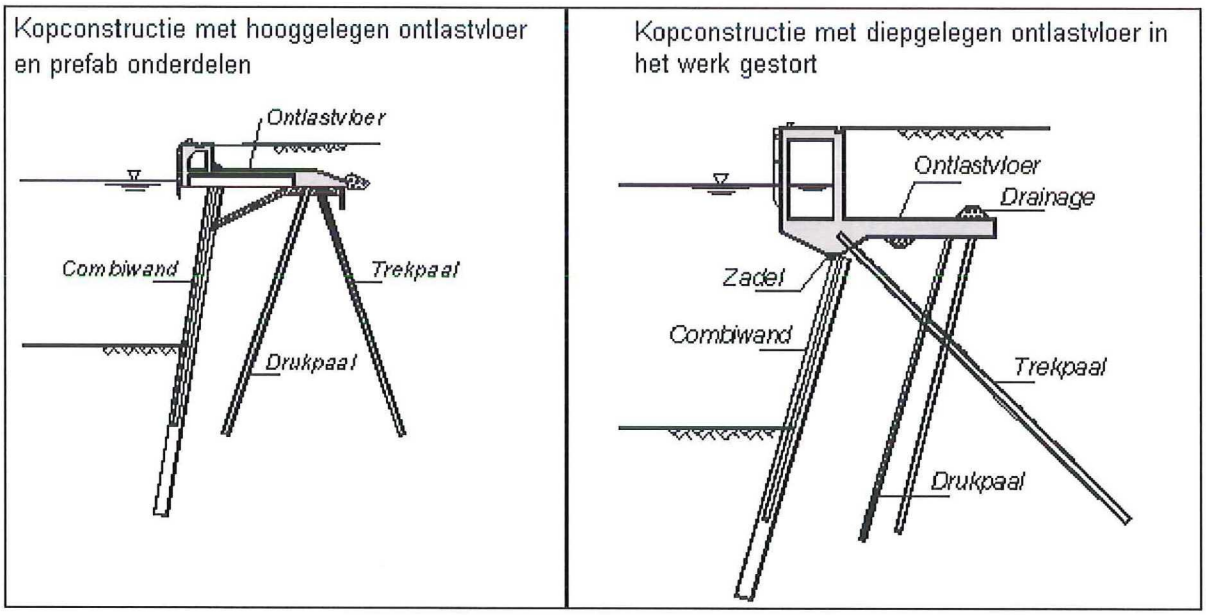
Kopconstructies met ontlastvloeren

Wanneer er aanzienlijke verticale belastingen afgedragen moeten worden op de ondergrond is het gebruik van een ontlastvloer aantrekkelijk, omdat deze het maximale vermogen tot lastspreiding biedt. Door de aanwezigheid van de ontlastvloer wordt een groot deel van de belastingen op de bovenbouw afgedragen op de trek- en drukelementen onder deze vloer en niet op de combiwand aan de waterzijde. De veldmomenten en drukkrachten worden hierdoor aanzienlijk gereduceerd, wat een flinke besparing op de stalen elementen kan opleveren. Er moet natuurlijk wel gelet worden op de minimale diktes van de staalconstructies in verband met heibaarheid en corrosiegevoeligheid.

Door de toenemende belastingen in de grotere havengebieden zijn de dimensies van de kademuren toegenomen. Wanneer een massieve constructie niet meer kan worden uitgevoerd of niet meer voldoet aan de eisen kan men ervoor kiezen om gebruik te maken van een kokerconstructie. Vaak worden de vloer van de koker en de ontlastvloer dan uitgevoerd als één geheel.

De ontlastvoer kan hooggelegen of diepgelegen worden uitgevoerd.
Een hooggelegen ontlastvoer wordt vaak uitgevoerd boven de laagwaterlijn vanaf een talud. Doordat de constructie deels boven water ligt kan er gebruik gemaakt worden van prefab elementen. De ontlastvloer wordt dan opgebouwd uit prefab betonplaten, welke later worden ingestort in beton. Doordat de losse platen minder samenhang hebben dan een in het werk gestorte constructie zal het geheel wel kwetsbaarder zijn voor schade bij een aanvaring.

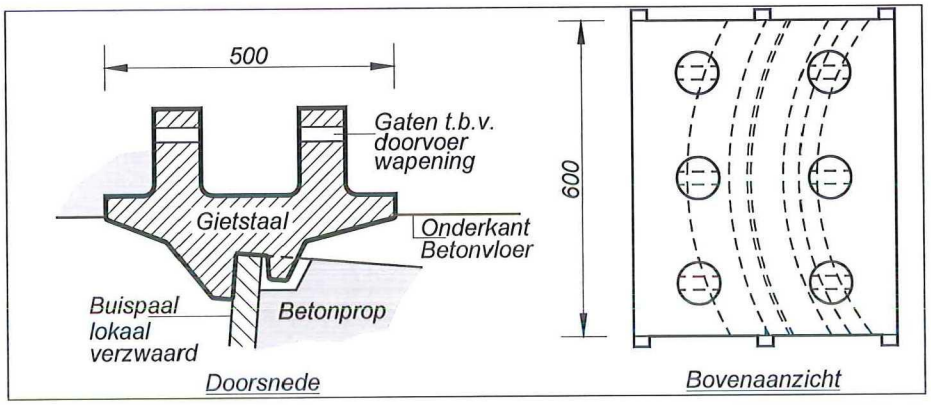
Een diepgelegen ontlastvloer wordt gebruikt wanneer er sprake is van een grote kerende hoogte. De ontlastvloer wordt diep geplaatst zodat de lengte van de combiwand kan worden gereduceerd. Dit reduceert het staalgebruik en de kans op heiproblemen.



Figuur 3.5 Twee typen ontlastvloeren [Ref.1]

3.3.2 Verbinding tussen boven- en onderbouw

Bij het aanleggen van kademuren verdient de aansluiting tussen de onder- en bovenbouw altijd extra aandacht. Wordt deze niet goed ontworpen of uitgevoerd dan kunnen er ontoelaatbare vervormingen en spanningen ontstaan in de constructie.
De overgangsconstructie zoals die wordt toegepast bij kademuren zoals die in de Amazonehaven bestaan meestal uit een gietijzeren zadel, welke op de voorkant van de buispaal wordt bevestigd. Deze wordt dan later ingestort en verbonden met de bovenbouw, zodat er een scharnierende verbinding ontstaat tussen de boven- en de onderbouw.



Figuur 3.6 Gietijzeren zadeloplegging [Ref.1]

Er kunnen dus enige verdraaiingen plaatsvinden van de bovenbouw ten opzichte van de onderbouw. Dit mechanisme zorgt er voor dat er ter plekke geen onbekende momenten optreden in de constructie en dat de momenten in de combiwand gereduceerd worden door het excentrisch opgelegde hoekstaal. Wanneer de betonmoot boven het zadel uitzet door temperatuurveranderingen, zal het zadel in de lengterichting van de kademuur belast worden. Bij normale kademuren krijgt het zadel alleen de uitzetting van de bovenliggende moot te verwerken, aangezien er dilatatievoegen in de constructie aanwezig zijn. Bij het uitvoeren van voegloze kademuren wordt de volledige vervorming van de kademuur verdeeld over alle zadels. Bij een te starre aansluiting van de zadels bestaat de kans dat deze uit het slot springen en de combiwand of de kademuur beschadigd worden. De zadels dienen dus voldoende speling te hebben om te verdraaien over de buispaal. Het zadel blijft voldoende contact houden met de buispaal omdat het staal zal vloeien binnen het zadel, totdat een volledige aansluiting gevormd wordt. Ook de tussenplanken van de combiwand hebben enige vervormingcapaciteit in lengterichting, doordat ze enigszins kunnen uitbuigen. Hierdoor heeft de bovenkant van de buispaal enige mogelijkheid om mee te bewegen met het zadel, zodat de krachten goed beheersbaar blijven.

3.3.3 Onderbouw

De onderbouw vormt de verbinding tussen de bovenbouw en de ondergrond. Het is het niet zichtbare gedeelte van de kademuur, aangezien het zich merendeels onder water en onder de grond bevindt.
De onderbouw heeft de volgende functies:

- Keren van de grond
- Ondersteunen van de bovenbouw
- Afdragen van belastingen op de ondergrond

Net zoals voor de bovenbouw zijn er voor de onderbouw verschillende systemen ontwikkeld, elk met zijn eigen toepasbaarheid.
Aan de waterzijde bestaat de onderbouw uit een verticale wandconstructie die als primaire functie heeft het keren van de grond. Bij een dragende wandconstructie is dit scherm ook onderhevig aan grote belastingen, deze zal daar dan op gedimensioneerd moeten worden.
Vooral bij grote kerende hoogtes en een agressief milieu moet er voldoende aandacht besteed worden aan het ontwerp van de wanden, aangezien hoge belastingen en corrosie een alledaags verschijnsel zullen zijn.
Het landzijdige deel van de onderbouw bestaat uit een directe of indirecte verankeringsconstructie, al naar gelang we te maken hebben met een verankering direct aan de wand of via een betonnen of stalen constructie.

Waterzijde onderbouw

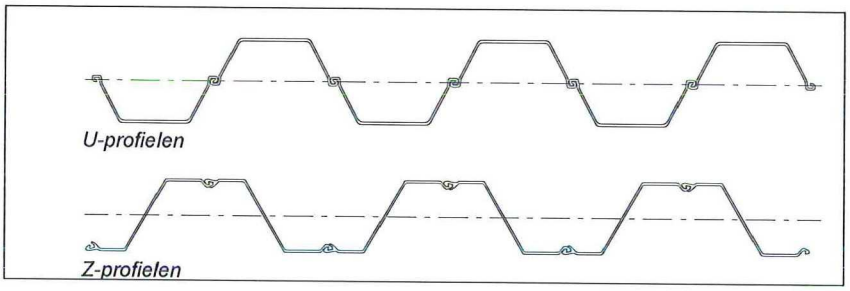
Er zijn vier hoofdsystemen te onderscheiden voor de waterzijdige onderbouwconstructie:

- Standaard damwand
- Samengestelde damwandsystemen
- Diepwand
- Prefab betonnen damwand

Standaard damwand

Standaard damwandsystemen worden toegepast bij kerende hoogtes van maximaal 10 a 12 meter. Dit type damwand wordt warm gewalst en heeft 2 gangbare plankvormen. De Z-plank en de U-plank.

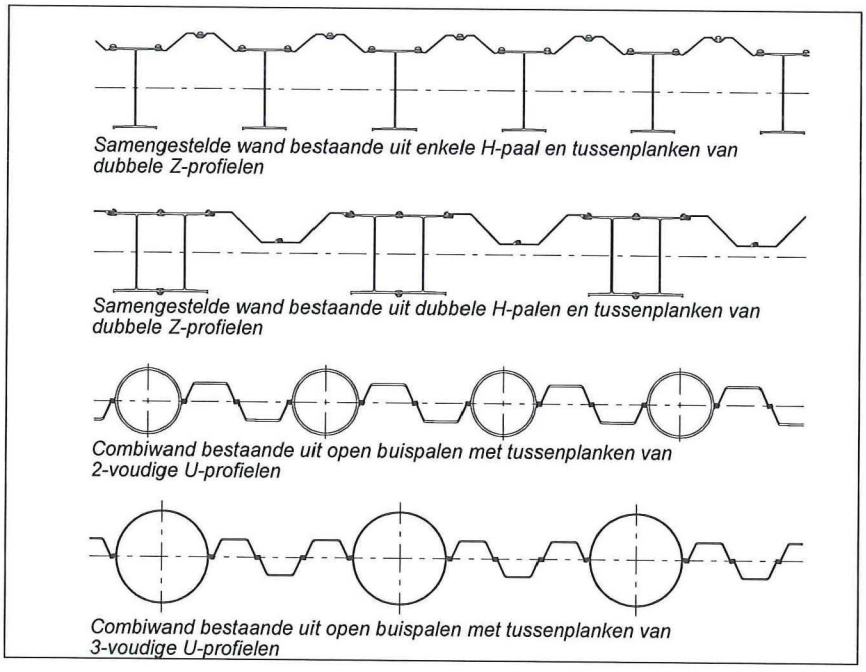
Bij de Z-planken zijn de sloten in de uiterste vezel van het profiel geplaatst. Hierdoor hoeven bij de sloten geen schuifkrachten te worden opgenomen en werken ze maximaal mee in de opname van het buigende moment.



Figuur 3.7 Damwandprofielen [Ref.1]

Samengestelde damwandsystemen

Bij grote kerende hoogtes, wanneer zwaardere constructies nodig zijn, worden samengestelde damwandsystemen toegepast, ook wel combiwanden genoemd.
Deze bestaan uit stijve primaire elementen die op vaste afstanden van elkaar geheid worden. De ruimte tussen deze elementen wordt gevuld door de secundaire elementen, bestaande uit de standaard damwandplanken. Deze secundaire "tussenplanken" worden korter uitgevoerd dan de primaire. De primaire elementen hebben een grond- en waterkerende functie. De tussenplanken dienen uitsluitend om de grond- en waterdrukken over te dragen aan de primaire elementen. De tussenplanken hebben een geringe bijdrage aan het totale weerstandsmoment. Tijdens het inbrengen dienen de tussenplanken over voldoende flexibiliteit te beschikken om de plaatsafwijkingen van de eerder geheide primaire elementen op te kunnen vangen zonder uit het slot te lopen.



Figuur 3.8 Samengestelde damwandsystemen [Ref.1]

Belangrijk tijdens de uitvoering is het voorkomen van slotopeningen tijdens het installeren van de tussenplanken. Voor het installeren worden de volgende aanwijzingen gegeven:

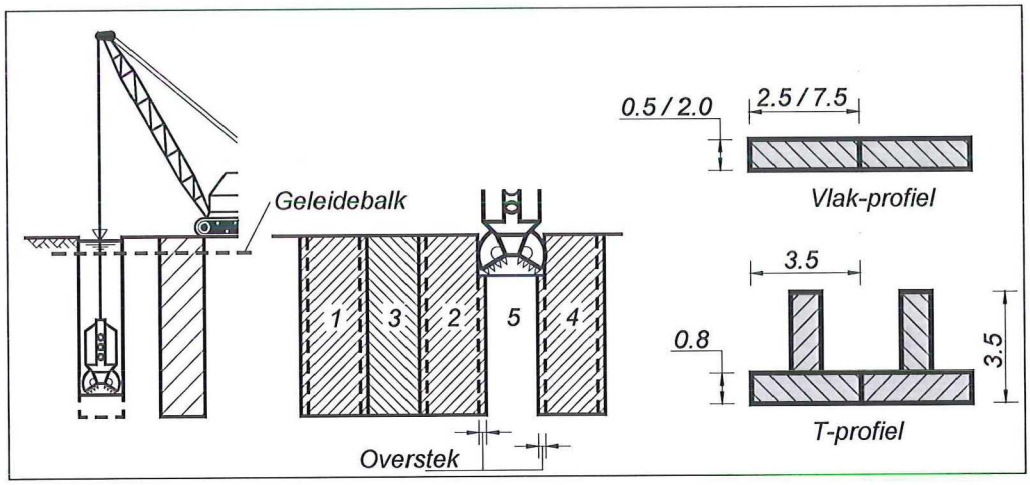
- Het gewicht van de plank dient afgestemd te worden op de omstandigheden
- Bij combiwanden dient een speciale installatievolgorde aangehouden te worden.
- Er worden hoge eisen gesteld aan de maatvastheid van de primaire elementen
- Het gebruik van een heiframe is vereist
- Het aanbrengen van een slotgeleider levert extra verhaking en beperkt het risico op "uit het slot lopen" van de tussenplanken
- Procescontrole tijdens de uitvoering is mogelijk door middel van slotverklikkers.

Diepwand

In Nederland is het toepassen van een diepwand een relatief nieuwe maar zeker niet minder aantrekkelijke optie voor het maken van een stevige onderbouw. Hierbij wordt er eerst een smalle lange sleuf gegraven welke wordt volgepompt met een bentonietmengsel om te voorkomen dat de sleuf instort. Vervolgens wordt er een wapeningskorf ingebracht, waarna van onder af de sleuf wordt gevuld met beton. Deze is zwaarder dan de bentoniet, zodat de sleuf volledig met beton gevuld wordt. De bentoniet wordt opgevangen en kan na zuivering weer hergebruikt worden. Deze diepwand heeft enkele goede argumenten om als onderbouw voor een kademuur te dienen:

- Hoge duurzaamheid tegen zeewater
- Mogelijkheid om grote verticale belastingen op te nemen en af te dragen naar de ondergrond
- Weinig hinder van obstakels in de ondergrond, zoals zwerfkeien.
- Minder geluidshinder tijdens de uitvoering
- Trillingen tijdens het inbrengen worden beperkt
- Grote lengten zijn mogelijk

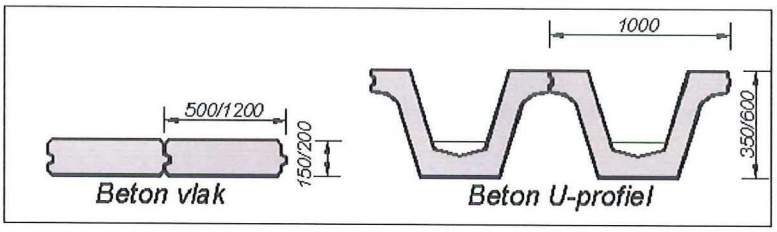
Er moet op gelet worden dat de duurzaamheid van het beton sterk afhankelijk is van de kwaliteit van het meng- en stortproces. Ook moet er gelet worden op de gronddichtheid van de voegconstructies en de dekking van de wapening.
Voor niet al te grote kerende hoogtes worden meestal vlakke diepwanden gebruikt. Voor grote momentbelastingen kan er ook worden gekozen om de diepwand in T-vormen uit te voeren.



Figuur 3.9 Principe van een diepwandconstructie [Ref.1]

Prefab betonnen damwand

De prefab betonnen damplank, ook wel "Spanwand" genaamd, heeft de vorm van een U-vormige stalen standaard damplank. De werkende breedte per element is 1 meter.
De betonnen damwand heeft een hoge duurzaamheid en een hoog verticaal draagvermogen. Dit maakt de plank uitermate geschikt voor situaties waarbij een lange levensduur vereist is, er een agressief milieu is en een hoge verticale belasting voorkomt. Bij het inbrengen van de damplanken dient er speciale aandacht besteed te worden aan de slotafdichting. Dit in verband met de gronddichtheid.
De planken worden bij voorkeur door middel van trillen en eventueel heien ingebracht. Om tijdens het inbrengen de grond door middel van spuiten te verweken, zijn in de elementen spuitlansen ingestort. De laatste jaren zijn er proeven gedaan met planken uitgevoerd in hogesterkte vezelversterkt zelfverdichtend beton. Door het efficiënter toepassen van materialen kunnen de planken sterker en slanker worden.



Figuur 3.10 Prefab betonnen damwandprofielen [Ref.1]

Landzijde onderbouw

Zoals eerder vermeld zijn er 2 soorten onderbouw te onderscheiden als we kijken naar het landzijdige gedeelte.

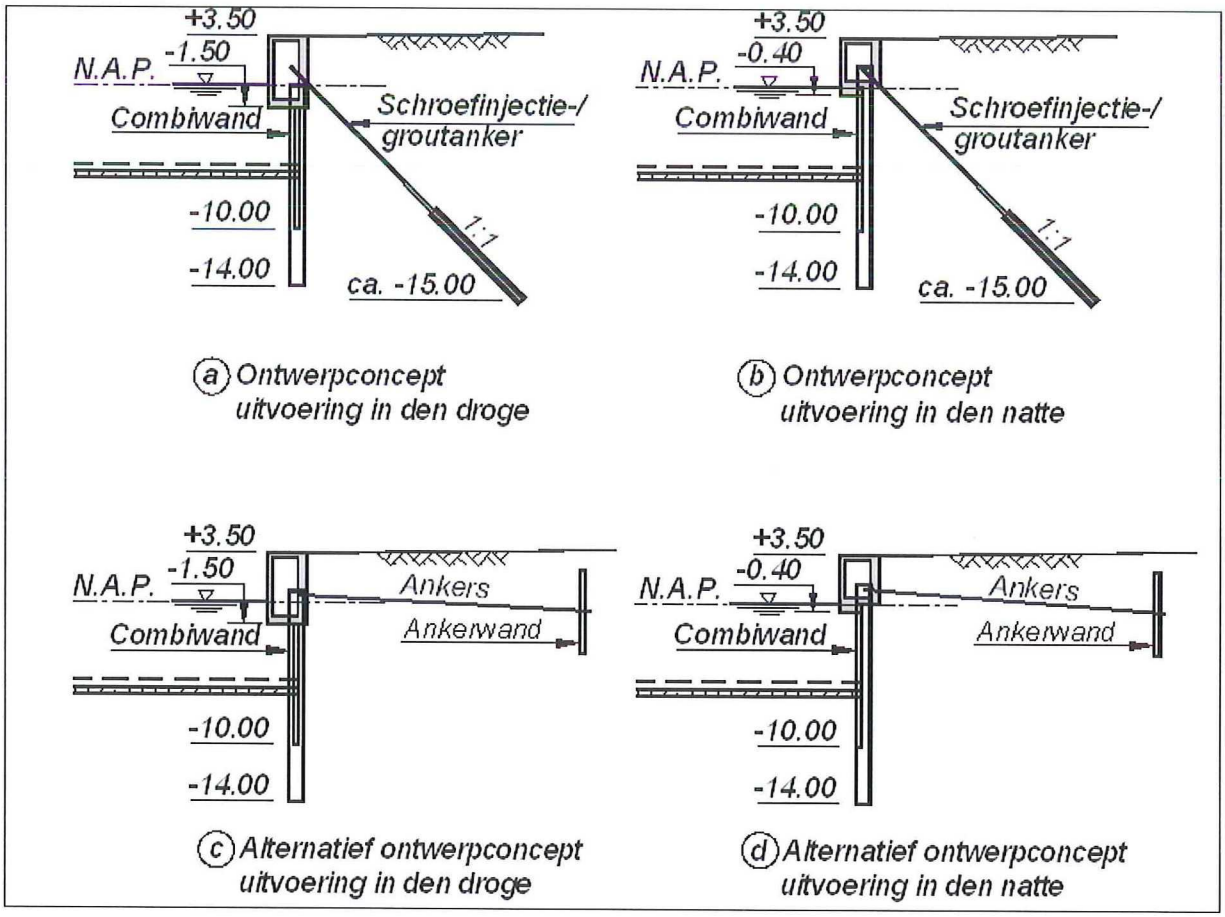
- Directe verankeringen.
- Indirecte verankeringen

Directe verankeringen

Wanneer de horizontale belastingen op de damwand direct op een funderingselement worden afgedragen spreken we van een directe verankering. Voor deze verankering bestaan de volgende mogelijkheden:

- Ankerscherm/schot/paal met ankerstangen
- Schroefankers
- Schroefinjectieankers
- Groutankers

Al deze systemen volgen hetzelfde principe. Ze mobiliseren de grond achter de damwand, zodat deze zijn horizontale krachten daarop kan overdragen.
Bij het ankerscherm wordt de gehele grondmoot gemobiliseerd, omdat het scherm over de gehele lengte van de damwand loopt. De ankerstangen vormen de verbinding tussen het scherm en de damwand.



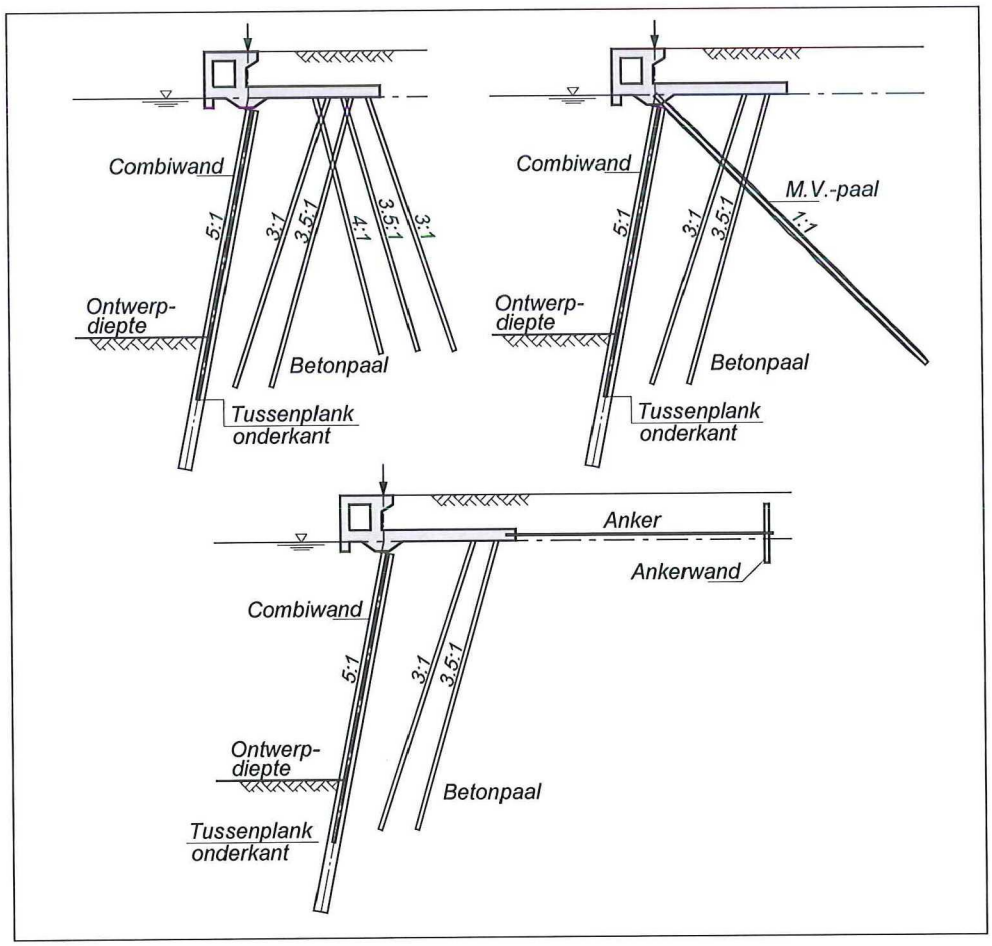
Figuur 3.11 Directe verankeringen in verschillende uitvoeringsmethoden [Ref.1]

Indirecte verankeringen

Wanneer de belastingen op de damwand via een betonnen of stalen constructie afgevoerd worden naar de funderingselementen, spreken we van indirecte verankeringen.
Het gaat hier dan meestal over damwandconstructies met een ontlastvloer, die op zichzelf weer gefundeerd is op palen, eventueel nog extra gesteund door trekankers. De funderingelementen van de ontlastvloer bestaan meestal uit een combinatie van trek- en drukelementen, ook wel een paalbok genoemd. De palen staan in een schoorstand, afhankelijk van de krachtswerking en het gekozen paalsysteem. De koppeling wordt tot stand gebracht door middel van een staal- of betonconstructie. Bij palen die elkaar in de grond kruisen moet extra zorg besteedt worden aan de maatvoering. Bij palen die elkaar boven maaiveld kruisen moet het heiblok voldoende ruimte hebben om langs de eerst geplaatste paal te gaan.

De meest gangbare funderingssystemen zijn:

- Systeem met schoorstaande damwand en schoor geplaatste prefab betonnen trek- en drukpalen. Bij grote tot zeer grote kerende hoogten zal een keuze voor dit systeem in verband met het daarvoor benodigde dichte palenveld niet voor de hand liggen.
- Systeem met schoorstaande damwand, MV- trekpalen onder een helling van 45 graden ter plaatse van de damwand en schoorgeplaatste prefab betonnen drukpalen. De verticale component van de trekkracht in de MV- paal wordt opgenomen door de buispalen van de combiwand. Dit systeem is bij kademuren met een grote kerende hoogte vaak een goede en economische oplossing.
- Systeem met schoorstaande damwand, een horizontale verankering en schoor geplaatste prefab betonnen drukpalen. Deze laatste oplossing zal alleen onder bijzondere omstandigheden worden toegepast, als er geen mogelijkheid bestaat de horizontale trekbelasting anders op te nemen. Het plaatsten van een ankerwand met ankerstangen is namelijk een vrij dure uitvoeringsmethode door de inzet van extra materieel en het vele grondverzet. Ook de oppervlakte waarover de ankerwand geplaatst wordt legt vaak beslag op een aanzienlijk deel van het terrein.



Figuur 3.12 Meest gangbare paalboksystemen [Ref.1]

Bij trekpalen wordt onderscheid gemaakt tussen niet- grondverdringende en grondverdringende systemen. Open buispalen en H- profielen zijn, als geen propvorming ontstaat, niet-grondverdringende elementen. Geheide of geschroefde gesloten stalen buispalen en geheide betonpalen worden als grondverdringende systemen gezien. De MV- palen vallen ook onder de laatste categorie. Bij dit type paalsysteem wordt tijdens het heien een groutlaag rond de paal aangebracht. Een dergelijk systeem vergt een behoorlijk ruimtebeslag voor de heistelling.

Figuur 3.13 Heistelling voor MV-palen

Drukpalen worden prefab of in de grond vervaardigd.
Prefab betonnen drukpalen hebben een schachtafmeting tot 500x500 vierkante millimeter. De rekenwaarde voor de draagkracht kan oplopen tot zo'n 4000kN. De maximum paallengte is rond de 35 meter. Over het algemeen worden deze palen voorgespannen en uitgevoerd in een betondruksterkte van ten minste B55. De toepassing van prefab betonnen palen wordt beperkt door de benodigde zware heistellingen en beperkte paallengtes. De heiwerken kunnen wel wat lichter worden door de toepassing van spuitlansen onder aan de paal. Geprefabriceerde betonpalen zijn in principe ook geschikt voor het opnemen van relatief grote trekkrachten. De wapeningshoeveelheid en het voorspanniveau dienen hierop te worden afgestemd.

Als alternatief voor een paal die zowel trek als druk kan opnemen is de stalen buispaal met holle of gesloten punt. Deze zijn aanzienlijk duurder maar hebben het voordeel dat ze bij zware grondslag beter heibaar zijn en dat ze in staat zijn grote momenten en vervormingen op te nemen. Een groot nadeel is echter dat ze gevoeliger zijn voor corrosie, vooral in agressieve milieus.
In de grond vervaardigde palen worden gebruikt als prefab palen niet toepasbaar of verkrijgbaar zijn. Op grond van kwalitatieve aspecten en benodigde hoge draagkracht worden meestal grondverdringende paalsystemen toegepast. Enkele voorbeelden hiervan zijn:

- Vibropalen
- Franki palen
- Boorpalen
- Diepwandpanelen, toegepast als dragende elementen.

Deze types worden vooral in het buitenland gebruikt, aangezien in Nederland prefab betonnen palen bijna altijd beter en/of goedkoper zijn.

3.4 In welk kademuurontwerp past HSB het best?

Bij het toepassen van HSB in kademuren moet men er op bedacht zijn dat sommige voordelen van hogesterktebeton niet altijd een gunstig effect hebben. Zo is een groot voordeel van HSB dat men slanker en efficiënter kan construeren. Hierdoor zal de doorsnede van de betonconstructie doorgaans kleiner zijn dan de doorsnede in NSB wat een besparing op gebruikte betonhoeveelheid oplevert, maar ook een besparing op het gewicht. Dit is bij het bouwen van bruggen natuurlijk een groot voordeel. Wanneer men echter een kademuur als gewichtsconstructie wil uitvoeren dan is het verminderen van het gewicht door het gebruiken van HSB natuurlijk zeer nadelig. Het toevoegen van extra materiaal om het gewicht dan weer te verhogen maakt het toepassen van HSB in dit soort constructies niet aantrekkelijk.
Om het toepassen van HSB in kademuren aantrekkelijk te maken moeten we kijken naar constructies waarbij de voordelen optimaal benut worden. Om dit te bepalen moet er eerst gekeken worden naar de algemene voordelen van HSB ten opzichte van NSB. Wanneer deze voordelen bekend zijn kan er gekeken worden in welke vorm van kademuren deze voordelen het beste tot hun recht komen.

Hogesterktebeton heeft een andere samenstelling dan traditioneel beton:

- Het cementgehalte in hoge strekte beton is relatief hoog.
- Hogesterktebeton heeft een lage watercementfactor (0,30 - 0,35). Dat wil zeggen dat ten opzichte van de hoeveelheid cement weinig water wordt toegevoegd. Een lagere watercementfactor resulteert in een hogere sterkte.
- De dosering hulpstoffen in het beton is hoog. Deze hulpstoffen zorgen voor een goede verwerkbaarheid. De meest toegepaste hulpstoffen zijn plastificeerder of superplastificeerder.
- Hogesterktebeton bevat vaak de vulstof silica fume. Deze vulstof bestaat uit bijzonder fijne deeltjes die worden geactiveerd door het cement. Het draagt bij aan de dichtheid, de sterkteontwikkeling en de stabiliteit van het betonmengsel.
- In beton met hoge sterkte spelen de eigenschappen van het toeslagmateriaal een grotere rol dan bij beton met lagere sterkte. Voor het grove toeslagmateriaal is een kleinere korrelgrootte te prefereren. Toepassing van gebroken harde toeslagmaterialen heeft een positieve invloed op de sterkte.

Met de specifieke eigenschappen van hogesterktebeton moet tijdens de voorbereiding en de uitvoering voldoende rekening worden gehouden:

- Er zijn extra maatregelen nodig om tijdens de afwerking van het stortoppervlak velvorming als gevolg van de vroege uitdroging van beton tegen te gaan.
- Bij een stort in hogesterktebeton verdient het aanbeveling dat een tweede betonmortelcentrale stand-by staat.
- De productiecapaciteit van hogere sterkte beton is lager dan van traditioneel beton. Dit komt door de complexe mengprocedures.
- Bij toepassing van beton met sterkteklasse B85 of hoger moeten de mengers, de mixers en het materieel periodiek worden gereinigd. Dit moet in de planning worden opgenomen.
- Vooral bij massieve constructies loopt de temperatuur in de constructie hoog op. Ongewenste scheurvorming door te hoge spanningen is te voorkomen of te verminderen door:
    - isoleren van constructies of onderdelen daarvan
    - aanbrengen van scheurverdelende wapening
    - koelen van verhardend beton
    - aanpassen van de stortfasen
    - voorspannen van constructieonderdelen

3.4.1 Voordelen van HSB ten opzichte van NSB

Snelle sterkteontwikkeling

Door de snelle sterkteontwikkeling kan er sneller ontkisten worden, waardoor de bouwcycli korter worden. Dit kan bij het aanleggen van kademuren met een aanzienlijke lengte een stevige winst opleveren.

Hoge stijfheid

Bij de extreem hoge kosten van grote terminals is het belangrijk dat de elementen van de gehele terminal aan de hoogste eisen voldoen. Zeer precieze maatvoering en zeer kleine marges met betrekking tot vervormingen en doorbuigingen zijn daar een onderdeel van. Een grote stijfheid is hierbij onontbeerlijk.

Hoge eindsterkte

Door de hoge eindsterkte van HSB kan met een kleinere betondoorsnede dezelfde belasting worden opgenomen. Door het verkleinen van de benodigde betonhoeveelheid kan er sneller worden gestort.

Grote dichtheid

Door de grote dichtheid bezit HSB bijna geen holle ruimtes en is daardoor zeer ongevoelig voor indringing van water en eventuele stoffen die hierin zijn opgelost. Bijkomend voordeel is dat men minder dekking op de wapening hoeft toe te passen, waardoor slankere constructies mogelijk zijn.

Goede verwerkbaarheid

Door de toepassing van toeslagmaterialen en additieven in HSB is de verwerkbaarheid zeer goed. In veel gevallen is de betonspecie zo vloeibaar dat verdichten niet nodig blijkt te zijn. Dit levert een aanzienlijke tijdwinst op bij de uitvoering van grote betonconstructies.

Geringe krimp en kruip

Door de grote dichtheid en het lage watergehalte van HSB treedt nauwelijks vochtverlies op. Dit resulteert in zeer geringe uitdrogingskrimp en kruip.

Relatief grote treksterkte

Door de stevigere verbindingen in het betonskelet en door toevoegingen zoals staalvezels heeft HSB vaak een grotere treksterkte dan NSB.

Betere aanhechting wapening

Betere aanhechting tussen HSB en wapening dan tussen NSB en wapening, waardoor met minder wapening kan worden volstaan tijdens de verhardingsfase.

3.4.2 Nadelen van HSB ten opzichte van NSB

Hoge hydratatiewarmte

Doordat het cement in HSB sneller reageert, veroorzaakt dit in het begin van het hydratatieproces een aanzienlijke warmteontwikkeling. Deze hoge hydratatiewarmte heeft als nadelig gevolg dat de temperatuurgradiënt in de constructie aanzienlijk kan oplopen en dus de kans op scheurvorming tijdens de verhardingsfase van het beton toeneemt.

Autogene krimp speelt een grote rol

Het volume van het hydratatieproduct is kleiner dan de som van de volumes van het cement en het water waaruit dit product is ontstaan. Deze volumeverandering staat bekend als chemische krimp. Deze chemische krimp heeft nauwelijks gevolgen voor de uitwendige vorm, maar uit zich in het ontstaan van een capillair poriënsysteem. Dit poriënsysteem is gedeeltelijk gevuld met lucht en voor het andere deel met het nog aanwezige water. Dit water trekt zich terug in de kleine capillaire poriën. Als geen water van buiten wordt aangetrokken, zal bij voortgaande hydratatie het beton steeds verder uitdrogen. De hoeveelheid capillair water neemt af en er ontstaat een onderdruk in het poriënsysteem. Deze onderdruk resulteert in een samentrekken van de cementsteenmatrix, dat we kennen als verhardings- of autogene krimp. Bij betonmengsels met een wcf van 0,45 en lager, zoals wordt gebruikt in HSB, kan de autogene krimp aanzienlijke waarden bereiken.
Chemische en autogene krimp veroorzaken volumeveranderingen en zijn vaak de oorzaak van scheurvorming in betonconstructies, vooral als er al enige stijfheid in de constructie is ontwikkeld en de vervormingen verhinderd worden.

Hoge materiaalprijs

Door het toevoegen van veel dure hulpstoffen en additieven is HSB per volume duurder dan NSB. Door verdere ontwikkeling van betonmengsels van hoge sterkte en kwaliteit kan dit prijsverschil eventueel minder worden.

Hoge bekistingsdruk

Door de hogere vloeibaarheid van HSB is de silowerking van het betonmengsel wat minder dan bij NSB. Hierdoor is de bekistingsdruk hoger, wat een sterkere bekisting vereist.

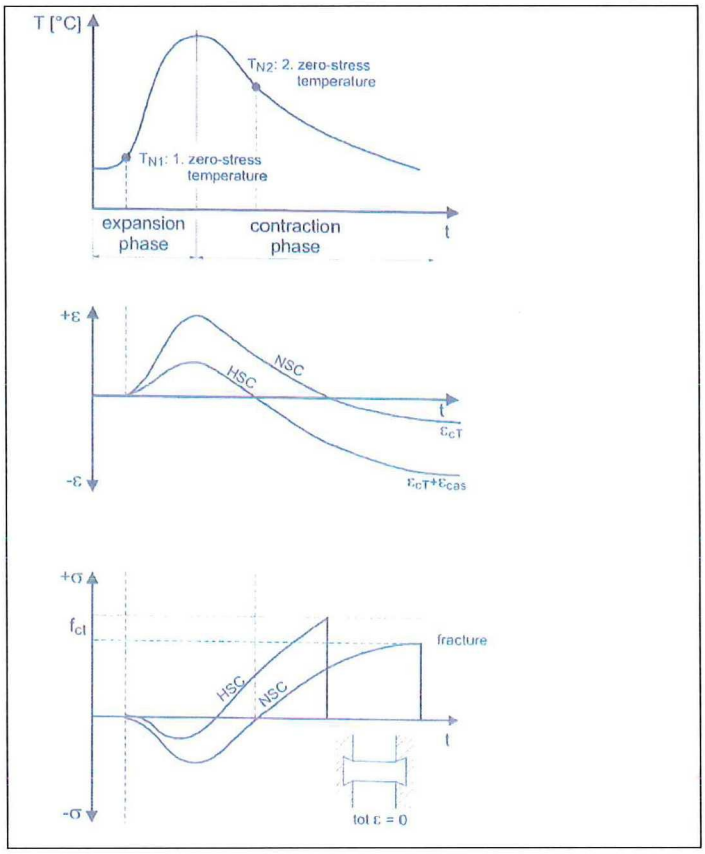
Gevoeligheid betonmengsel

Betonmengsels van HSB zijn gevoeliger voor veranderingen dan mengsels voor NSB. Door de delicate verhoudingen moet het mengen en samenstellen van betonmengsels voor HSB zeer nauwkeurig gebeuren. De gradering van de toeslagmaterialen is zeer belangrijk, alsook de hoeveelheid toegevoegde additieven en de bepaling van de wcf. Het beschermen van het betonmengsel voor invloeden van buitenaf is ook een zeer belangrijk element bij het gebruiken van HSB.

Onbekendheid bij bouwers

Doordat er tegenwoordig steeds meer met HSB gewerkt wordt krijgt men meer ervaring met het materiaal. Op het gebied van kademuren in HSB is er echter nog vrij weinig bekend. Door deze onbekendheid is het vaak lastig om vanaf het begin af aan al een ideale situatie te creëren waarin het HSB vervaardigd en verwerkt kan worden. Er zullen nog vele praktijkproeven gedaan moeten worden om alle nadelen bij het uitvoeren van kademuren in hogesterktebeton te kunnen kwantificeren.

In de onderstaande grafiek zijn enige verschillen tussen NSB en HSB weergegeven. De bovenste van de drie geeft de temperatuurontwikkeling tijdens het verhardingsproces weer. De middelste grafiek geeft de volumeverandering weer ten gevolge van autogene krimp. De laatste grafiek geeft de resultaten weer van de invloed van temperatuursveranderingen en autogene krimp op de spanning-rek relatie. Er is duidelijk te zien dat er bij HSB eerder scheurvorming optreedt dan bij NSB onder invloed van temperatuur- en krimpverschillen.



Figuur 3.14 Spanning en rek: het verschil tussen NSB en HSB.[Ref.2]

3.4.3 Conclusie

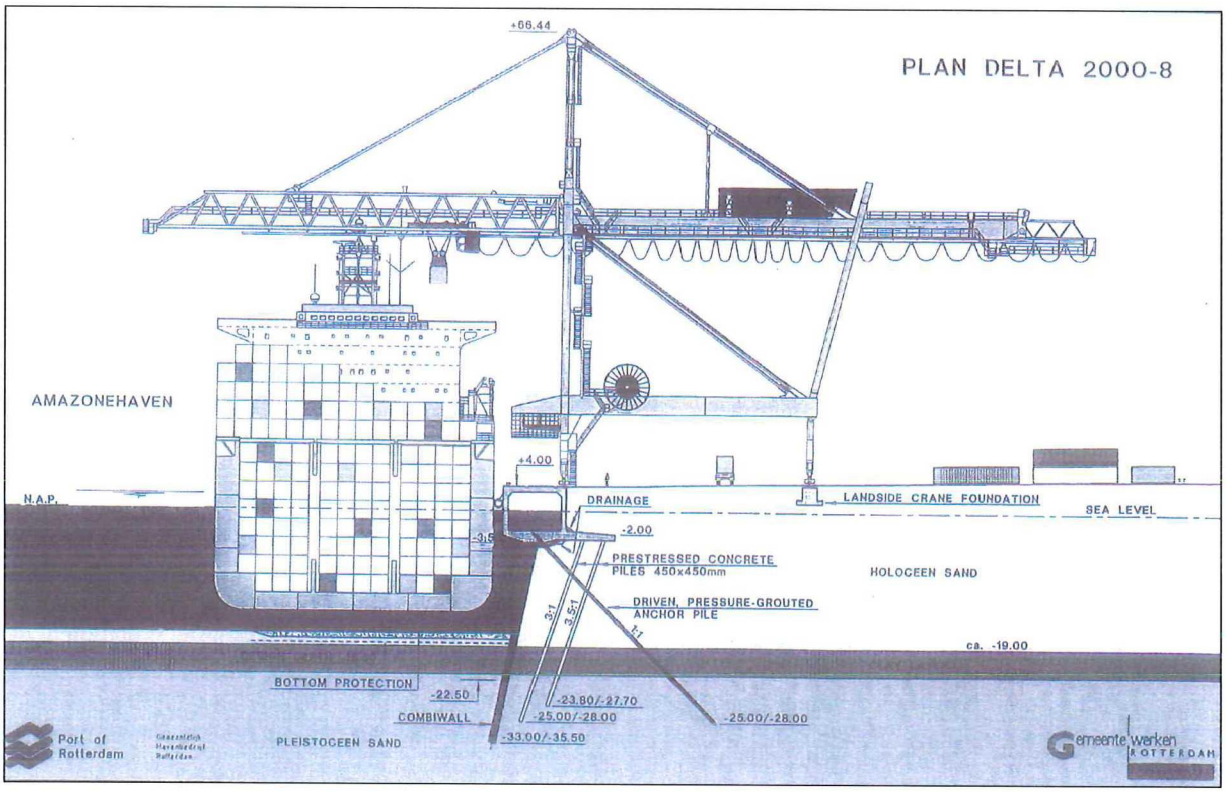
HSB kan het beste worden toegepast in grondpenetrerende wandconstructies met een betonnen in het werk gestorte bovenbouw (eventueel met een ontlastvloer), dunne wanden en met een planning waarbij een snelle ontkisting zeer voordelig kan zijn. Bij kademuren zijn hierbij de dunwandige kokerconstructies met veel stortcycli zeer aantrekkelijk om uit te voeren in HSB. Vooral wanneer de belastingen ook nog eens hoog zijn en er sprake is van een agressief milieu kunnen de voordelen van HSB ten volste worden benut. Er moet echter wel de nodige aandacht besteed worden aan de scheurvorming, aangezien er in een agressief milieu hier strenge eisen voor gelden. Vooral tijdens de vroege fase van de verharding, wanneer de hydratatiewarmte het grootst is, moet er een goed systeem zijn om deze warmte af te voeren. Als dit niet gebeurt, zullen er zeer waarschijnlijk ontoelaatbare scheuren ontstaan in de betonconstructie.

3.5 Lokale keuze

Binnen het havengebied van Rotterdam bevinden zich talloze kademuren in alle soorten en maten. Er is hier gekozen voor de kademuur van de ECT- terminal in de Amazonehaven.
De bouw van de kademuur aan de Amazonehaven is van groot belang voor de ontwikkeling van wereldhaven Rotterdam. Als onderdeel van het plan Delta 2000-8, dat voorziet in de aanleg van uiterst moderne containerterminals, werd daar een 2,6 km lange kademuur gebouwd voor de nieuwe generatie containerschepen. Eerst werd zeekade fase 1A met een lengte van 1,05 km "in den natte" gebouwd. Zeekade fases 1B en 2A werden "in den droge" gebouwd en hebben een lengte van respectievelijk 500 en 625 meter. De aanleg van deze kademuur vond plaats in de periode 1993-1997.

Figuur 3.15 Amazonehaven

De fasen 1B en 2A werden uitgevoerd als een kademuur met een stalen combiwand, een kokervormige bovenbouw met ontlastvloer en een paaljuk van betonnen drukpalen gecombineerd met MV-trekpalen.



Figuur 3.16 Dwarsdoorsnede Amazonehaven

Deze doorsnede wordt als referentiedoorsnede genomen voor het afstudeeronderzoek om de volgende redenen:

- Zeer moderne kademuur welke moet voorzien in de behoefte van de nieuwe generatie containerschepen.
  De kademuur moet voldoen aan de hedendaagse eisen, gecombineerd met aanzienlijke belastingen en een grote kerende hoogte. Vanwege de hoge druksterkte en duurzaamheid wordt het gebruik van hogesterktebeton in dit soort kademuren aantrekkelijk.

- Kokervormige doorsnede van de bovenbouw.
  Het dunwandige karakter van het dak en de wanden maakt het mogelijk om dubbelzijdige koeling effectief toe te passen met behulp van een koelkist. Dit biedt bij een constructie in hogesterktebeton een aantrekkelijke oplossing met betrekking tot het beperken van scheurvorming tijdens de verhardingsfase. Bij het originele ontwerp wordt er ook gebruik gemaakt van een koelkist zodat op dit onderwerp onderlinge vergelijkingen tussen de verschillende ontwerpen gemaakt kunnen worden.

- De onderbouw bestaat uit standaard elementen met een duidelijke functie.
  De combinatie van een combiwand met ontlastvloer erop, ondersteund door betonnen drukpalen en MV-trekpalen, is een beproefde methode van funderen. Doordat de krachtsafdracht duidelijk is hoeft geen volledig nieuwe fundering ontworpen te worden zodat er meer aandacht besteed kan worden aan het ontwerpen van de bovenbouw, wat het hoofdonderwerp is van dit afstudeeronderzoek. De dimensies van de funderingselementen kunnen eventueel wel aangepast worden door de gewijzigde belastingen van de bovenbouw wanneer deze uitgevoerd wordt in hogesterktebeton.

- De kademuur heeft een aanzienlijke lengte waardoor het gebruik van een systeembekisting logisch is.
  Door de grote lengte van de kademuur en de relatief kleine stortmoten zijn er veel stortcycli nodig. De doorsnede van de kademuur is over grote lengte vrijwel onveranderd waardoor elke keer dezelfde bekisting gebruikt kan worden. Het gebruik van een verrijdbare

systeembekisting is dan zeer efficiënt en kan door de korte ontkistingstijd bij gebruik van HSB een aanzienlijke tijdwinst opleveren.

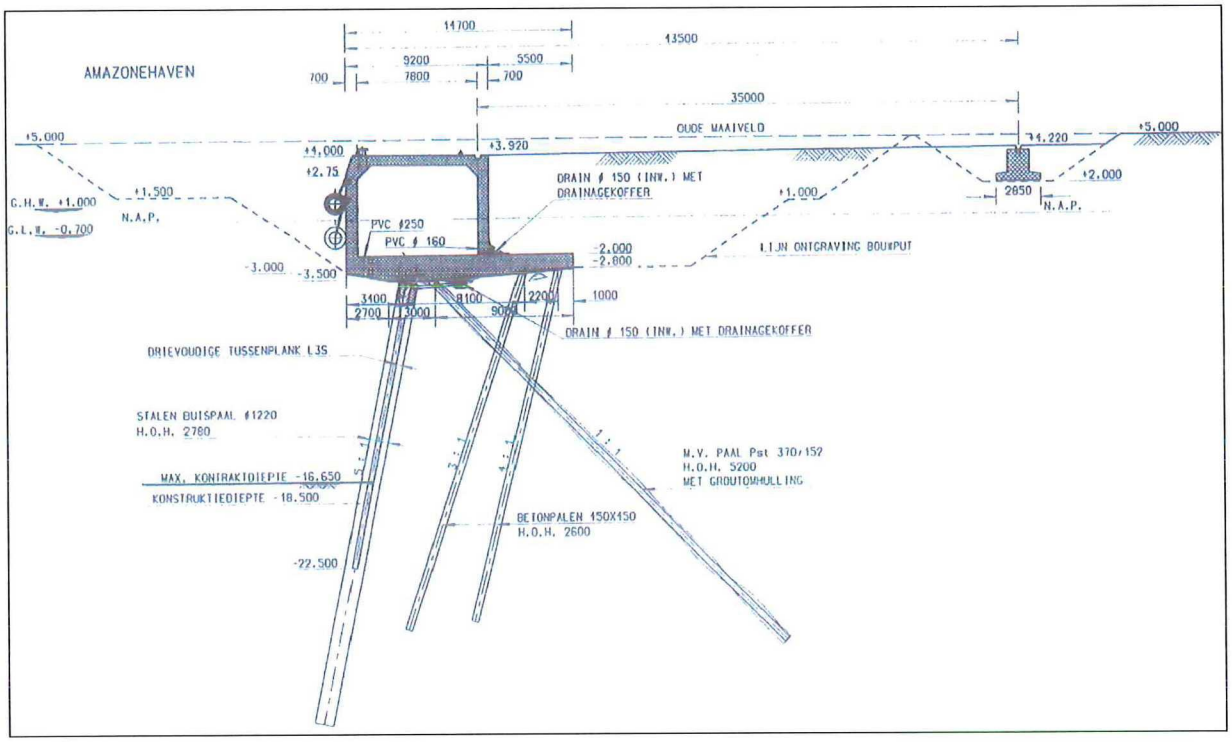
- De kademuur is vrij jong, zodat op verschillende gebieden een vergelijking gemaakt kan worden.
  Door de jaren heen zijn er veel veranderingen geweest met betrekking tot het uitvoeren en ontwerpen van kademuurconstructies. Door de relatief jonge leeftijd van deze constructie liggen de ontwerpparameters en uitvoeringsmethoden dicht bij die van nu. Dit levert meer nauwkeurigheid op bij de uiteindelijke vergelijkingen van de verschillende alternatieven.

- De kademuur heeft een strakke, moderne tijdsplanning.
  Doordat de constructie vrij recent is aangelegd werd er gebruik gemaakt van uitvoeringsmethoden die vandaag de dag ook nog gebruikt worden. Hierdoor kan er een vergelijking gemaakt worden tussen de planningen van de gemaakte alternatieven en die van de originele constructie, zodat eventuele tijdwinsten of -verliezen berekend kunnen worden.

Figuur 3.17 Kade in gebruik (Amazonehaven)

4. Constructie- elementen en functies van de ECT kademuur in de Amazonehaven

De ECT kademuur in de Amazonehaven is opgebouwd uit een betonnen koker, welke ondersteund is door een betonnen ontlastvloer. Dit geheel is gefundeerd op een combiwand, een rij MV-trekpalen bevestigd aan deze combiwand en een rij prefab betonnen drukpalen, gepositioneerd aan de achterzijde van de ontlastvloer.



Figuur 4.1 Onderdelen Kademuur Amazonehaven [Ref.4]

4.1 Bovenbouw

Door gebruik te maken van een holle kokerligger worden de permanente verticale grondbelastingen op de fundering gereduceerd door het verkleinen van de grondmoot. Dit is aantrekkelijk omdat de kerende hoogte vrij groot is. Doordat er gebruik gemaakt wordt van een diepgelegen ontlastvloer zou de verticale grondbelasting bij gebruik van een kleinere betonnen kesp groter zijn dan nodig is voor de stabiliteit van de totale constructie.
De kokerligger bestaat uit een voor- en achterwand, een dek en een vloer. De vloer vormt een onderdeel van de ontlastvloer en deze zijn hier als één uitgevoerd.

4.1.1 Beschrijving onderdelen

Voorwand
De voorwand van de kokerligger dient als afmeervoorziening voor de schepen. De fenders worden hier bevestigd en er worden zogenaamde haalkommen voorzien voor kleinere schepen, zodat deze ook aan de kade kunnen afmeren. De voorwand moet in staat zijn om eventuele stootkrachten van afmerende schepen over te dragen op de aanliggende constructie-elementen. Om de horizontale en verticale krachten tijdens de afmeermanoeuvres in het vlak van de wand te verdelen is er gekozen voor een vlakke voorwand. Een vlakke voorwand is ook gunstig in verband met het plaatsen van de fenders.

Achterwand
De achterwand van de kokerligger heeft als hoofdfuncties het afdragen van de verticale belastingen op de ontlastvloer en het keren van de grond aan de landzijde. De verticale belastingen bestaan voornamelijk uit kraanbelastingen en belastingen op het dek, gevormd door materiaal en materieel.

Dek
Het dek vormt de horizontale afdichting van de grondkerende constructie.
Het dek dient alle horizontale en verticale belastingen af te dragen op de voor- en achterwand. Deze belastingen worden voornamelijk veroorzaakt door kranen, containers, transportmiddelen en bolderkrachten. Het dek biedt ook plaats voor bolders, trappen en ander kademeubilair.

Ontlastvloer
De hoofdfunctie van de ontlastvloer is het afdragen en spreiden van de (ongelijkmatige) belastingen van de wanden en de grond op de funderingselementen. Er is hier gebruik gemaakt van een diep gelegen ontlastvloer om de belastingen op de combiwand te reduceren. Ook beperking van de lengte van de funderingselementen was een reden om de ontlastvloer laag aan te leggen.
De lengte van de ontlastvloer werd bepaald door de eis dat de invloedszone van de betonnen drukpalen buiten de invloedszone van de combiwand moest liggen.

Drainagekoffer
Boven en onder de ontlastvloer zijn drainagekoffers aangelegd. Deze bestaan uit een grindkoffer met een ingestorte drain, welke verbonden is met het buitenwater. Dit drainagesysteem dient ter reductie van de wateroverdruk achter de damwand.

Verbinding bovenbouw aan onderbouw
Deze verbinding wordt gevormd door een gietijzeren oplegzadel op de waterzijde van de combiwand. Door deze constructie wordt meer duidelijkheid verkregen in de krachtsverdeling van de totale constructie en is er een reductie van het veldmoment in de damwand.

4.1.2 Ontwerpparameters

- Verticale voorwand kademuur ivm beperking schade aan de constructie door afmeren en aanvaringen.
- Voordelen kokerconstructie ten opzichte van kesp bij de ECT kademuur:
  - Grote terreinbelastingen direct achter voorwand. Bij een kleine kesp zou de grond naast de kesp kunnen gaan verzakken. Bij een stijve kokerconstructie worden de belastingen direct op de funderingselementen afgedragen.
  - Bij een koker vindt er spreiding van belastingen plaats over de voor- en achterwand en het dek. Hierdoor kunnen bepaalde onderdelen blijven functioneren als andere falen en heeft de kokerconstructie dus een grotere weerstand tegen aanvaringen.
  - Mogelijkheid van het plaatsen van afmeervoorzieningen en overig kademeubilair bij gebruik van een dek. Het dek dient ook als draagvloer voor het overslagmaterieel en voor het verkeer.
  - Grote grondkerende functie van kokerconstructie. Hierdoor kan de combiwand lager aangelegd worden, wat de nodige voordelen oplevert. Bij een massieve betonnen kesp kunnen de afmetingen niet te groot worden. Vooral bij grote kerende hoogtes valt hierdoor de massieve betonnen kesp al snel af als alternatief.
  - De koker kan dienen als doorvoer voor leidingen
- Breedte en niveau van de ontlastvloer worden bepaald door:
  - Ontlastvloer laag ivm verkorting damwand, vooral kostenbesparing staal (kosten, uitvoerbaarheid)
  - Ontlastvloer laag ivm verkorting funderingselementen (kosten, maakbaarheid, leverbaarheid en vermindering van het aantal trekelementen door vergroting van de verticale grondbelasting)
  - Invloedsgebieden damwand en paalfundering dienen gescheiden te blijven
  - Stabiliteit totale constructie (afschuiving)
  - Bij een te diepe ontlastvloer worden de verticale belastingen op de damwand te groot, vooral wanneer er gebruik wordt gemaakt van trekpalen die aan de damwand zitten (MV-palen). Deze leveren namelijk een extra verticale belasting op de combiwand.

4.2 Onderbouw

De onderbouw van de ECT kademuur in de Amazonehaven bestaat uit een stalen combiwand aan de waterzijde welke verbonden is met een rij MV-trekpalen. Het geheel wordt via de ontlastvloer verbonden met de aan de landzijde aanwezige betonnen drukpalen en vormt zo de fundering van de kademuur.

4.2.1 Combiwand

De verticale en horizontale belastingen op de constructie worden deels afgedragen door de combiwand. Het funderingselement van de combiwand is de buispaal. Deze wordt diep in de draagkrachtige laag gebracht en zorgt voor de verticale en horizontale weerstand. Om de ruimte tussen de buispalen op te vullen wordt er hier gebruik gemaakt van drievoudige LarssenIII planken. Deze tussenplanken hebben alleen een grondkerende functie en kunnen daarom minder diep uitgevoerd worden.

4.2.2 Funderingspalen

De funderingspalen dienen hier als extra funderingselementen naast de combiwand. Ze bestaan uit een systeem van trek- en drukelementen welke de combiwand ontlasten, zodat deze minder zwaar uitgevoerd kan worden. Wanneer bij grote belastingen op de constructie gebruik gemaakt wordt van een combinatie van druk- en trekpalen aan de achterzijde van de ontlastvloer, loopt men de kans dat het palenveld te dicht wordt. Hierdoor wordt er een soort scherm van palen gevormd in de grond, waardoor de effectiviteit van het paaljuk afneemt. Om bij de kademuur dit probleem te omzeilen wordt er gebruik gemaakt van een combinatie van MV-trekpalen aan de waterzijde en prefab betonnen drukpalen aan de landzijde.

Trekelementen
De trekelementen bestaan uit MV-palen welke bevestigd zijn naast de bovenkant van de combiwand. Deze lopen onder een hoek van 45 graden landinwaarts.
De MV-palen bestaan uit H-profielen, welke voorzien worden van een groutomhulling. Ze moeten de combiwand ontlasten door een groot deel van de horizontale krachten op de constructie op te nemen.

Drukelementen
De drukelementen bestaan uit prefab betonnen palen welke aan de achterzijde van de ontlastvloer geplaatst worden. Samen met de trekelementen vormen deze het paaljuk. De drukelementen dienen de verticale krachten af te dragen op de ondergrond.

4.2.3 Ontwerpparameters

- Damwand onder extreme laagwaterstand ivm verminderde corrosie (bij aanleg boven dit niveau moet rekening gehouden worden met hogere corrosie-eisen).
- Damwand direct onder of nabij waterzijdige kraanbaan, scharnierend verbonden met bovenbouw om een duidelijke krachtenverdeling te verkrijgen.
- Damwand onder een zo groot mogelijke helling ivm reductie veldmomenten en verbreding funderingsoppervlak, waardoor een betere stabiliteit wordt verkregen.
- Aanlegdiepte van de buispalen wordt bepaald op basis van ingeklemde damwand en indien maatgevend op draagkracht.
- De dimensionering van de buispalen gebeurt op basis van de met de damwandberekening gevonden krachtsverdeling en de verticale draagkracht.
- De tussenplanken van de combiwand dienen als grondkering en moeten ervoor zorgen dat er geen interne erosie optreedt achter de damwand.
- De tussenplanken moeten voldoende sterk zijn om de grond- en waterdrukken naar de hoofdelementen over te dragen en ze moeten sterk genoeg zijn om veilig te kunnen worden geïnstalleerd.
- De lengte van de tussenplank is:
  - Minimaal tot het belastingnulpunt (daar waar actieve en passieve gronddrukken aan weerszijden aan elkaar gelijk zijn)
  - Controle op piping en hydraulische grondbreuk
  - Marge op uitvoeringseisen van 0,5 meter

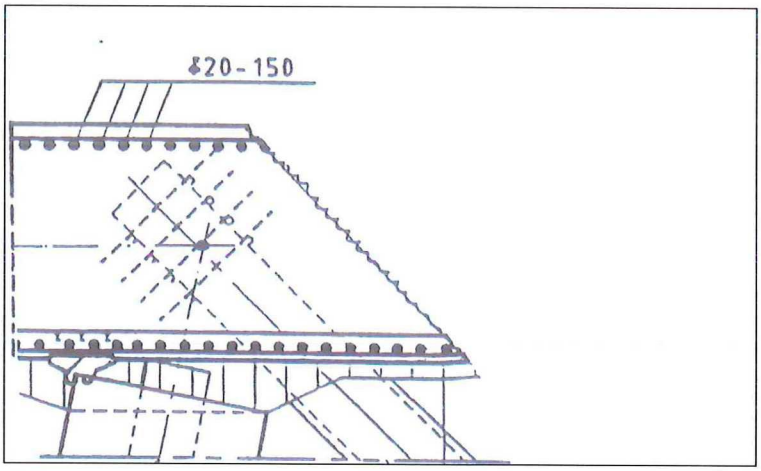
- De MV- trekpalen worden zo ontworpen dat de aanlegbreedte in redelijke verhouding staat met de kerende hoogte. Onder aanlegbreedte wordt verstaan de afstand van de combiwand tot het zwaartepunt van de grondmoot waaraan de trekpalen hun trekvermogen ontlenen.
- De drukpalen worden onder een helling geplaatst zodat ze zowel horizontale als verticale belastingen kunnen opnemen. De invloedszone van de paalvoet moet buiten de invloedszone van de combiwand vallen in verband met de stabiliteit van de gehele constructie.

4.3 Aandachtspunten

4.3.1 Dimensionering

De maatgevende factor voor de dimensionering van de combiwand bleek de damwandberekening te zijn en niet de draagkrachtberekening. Dit betekent dat een besparing op het gewicht van de bovenbouw niet een besparing op de onderbouw oplevert, omdat niet de verticale belasting maatgevend is voor de combiwand, maar de horizontale.

Doordat de MV-paal naast de buispaal bevestigd is aan de ontlastvloer is er veel ruimte nodig voor de wapening voor deze 2 elementen. Bij een vermindering van de betondoorsnede van de ontlastvloer door het gebruik van HSB moet er op gelet worden dat er genoeg ruimte overblijft voor de verbinding van de funderingselementen aan de ontlastvloer. Bij te weinig overgebleven ruimte moet er naar een alternatieve oplossing gezocht worden, zoals het verbinden van de MV-paal aan de bovenkant van de buispaal in plaats van direct aan de ontlastvloer.



Figuur 4.2 Detail aansluiting buispaal en MV-paal op ontlastvloer [Ref.4]

Door de vrij grote hoogte van de kokerconstructie moet er bij het verkleinen van de breedte van de wanden op gelet worden dat er geen knikverschijnselen optreden.

4.3.2 Bekisting

Bij het storten van betonnen constructies is de juiste keuze van de bekisting een belangrijke schakel in het uitvoeringsproces. Wanneer een optimale keuze gemaakt kan worden zal dat de nodige tijdwinst leveren op de bekistingcyclus van bekisten, verharden, ontkisten.
Wanneer kademuren met aanzienlijke lengtes gestort moeten worden is het gebruik van een systeembekisting zeer aantrekkelijk. Deze bekisting kan voor elke stort opnieuw gebruikt worden, zodat flink wordt bespaard op materiaalkosten. Bij het uitvoeren van een kokerconstructie over grote lengtes is een verrijdbare vaste kokerbekisting de beste optie. Er wordt een minimum aan materieel gebruikt, de bekisting hoeft niet elke keer weer in elkaar gezet te worden en de vorm van de bekisting is elke keer exact hetzelfde. Door de kist op wielen te zetten is een minimum aan verplaatsingsenergie nodig om de kist naar de volgende stortmoot te brengen. Dit is een stuk goedkoper dan een glijbekisting of losse bekistingsplaten.

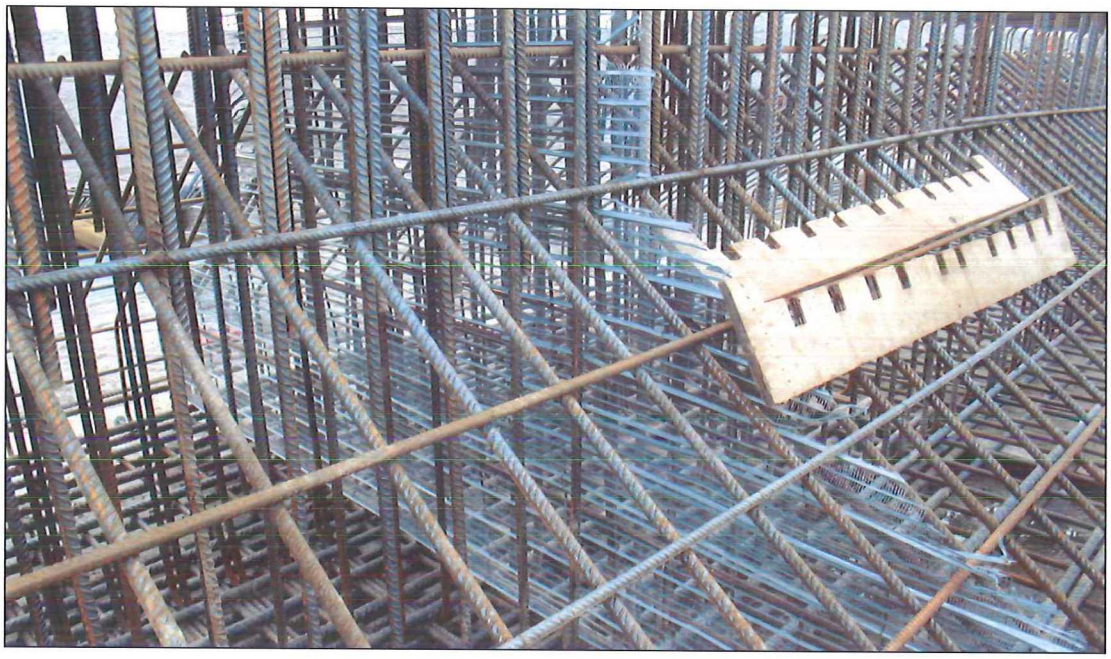
Figuur 4.3 Stalen Rolbekisting (Euromax)

Bij het storten van de ontlastvloer is geen systeembekisting nodig en kan men volstaan met losse bekistingsplaten aan de zijkanten. De ontlastvloer wordt gestort op een werkvloer, welke al de juiste helling heeft.
De systeemkist kan omgebouwd worden tot een koelkist door koelleidingen langs de wanden aan te brengen. Een koelkist is ook gebruikt bij het referentieproject in de Amazonehaven. Deze was nodig om de scheurvorming in de constructie te beperken tijdens de verhardingsfase. Wanneer men dezelfde constructie uitvoert in HSB zal de hydratatiewarmte alleen maar toenemen. Het gebruik van een koelkist zal dan waarschijnlijk ook daar noodzakelijk zijn.

Figuur 4.4 Koelkist Amazonehaven

4.3.3 Voegloze verbinding stortmoten

Door de doelstelling van het voegloos uitvoeren van de bovenbouwconstructie moet er extra aandacht besteed worden aan de verbinding tussen de verschillende stortmoten. Deze wordt namelijk nu niet gevormd door een schot op de kopse kant van de bekisting, aangezien deze zouden vereisen dat er een voeg wordt gemaakt. Bij het voegloos uitvoeren van de constructie is het vereist dat de langswapening niet gehinderd wordt, zodat de nieuwe stortmoot direct aan de vorige stortmoot aangestort kan worden, zonder het maken van aangepaste wapening voor de kopse kanten. De voegloze verbinding tussen twee stortmoten wordt bij een krimpstrook gevormd door een laag haringgraatstaal.



Figuur 4.5 Haringgraatstaal in het wapeningsnet

Dit haringgraatstaal is een soort fijn kippengaas, dat ervoor zorgt dat er geen belemmering voor de doorgaande langswapening is. Het haringgraatstaal moet voldoende gesteund worden, anders buigt het uit door de horizontale druk van het gestorte beton. Dit wordt meestal gedaan door houten latjes tegen het haringgraatstaal te plaatsen, die weer gestut worden door schuin geplaatste balkjes of door gebruik te maken van de aanwezige dwarswapening. Het verwijderen van deze houten hulpelementen is vrij eenvoudig en vormt geen belemmering voor het stortproces. Het toepassen van haringgraatstaal voor het voegloos uitvoeren van betonconstructies is een goedkope en snelle oplossing.

Figuur 4.6 Haringgraatstaal na het storten van de eerste moot

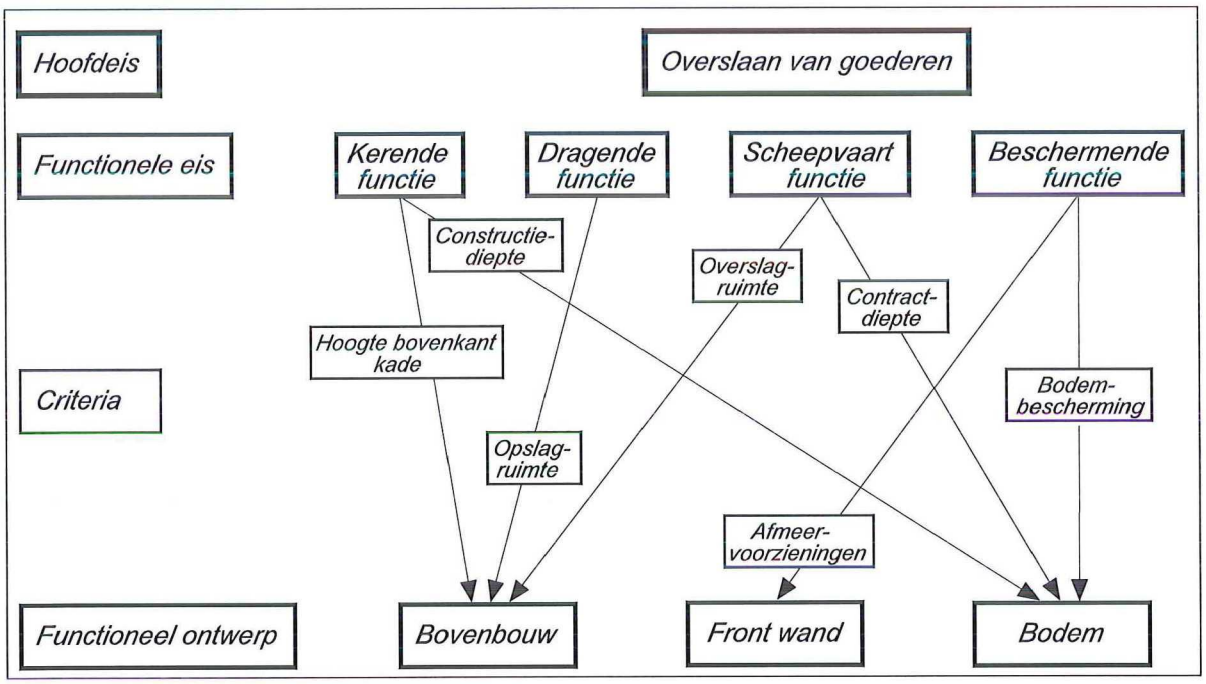
5. Functioneel Programma van Eisen

Kerende functie
De kademuur moet grond en water veilig kunnen keren.

Dragende functie
De kademuur moet belastingen door kranen, voertuigen en de opgeslagen goederen veilig kunnen dragen.

Scheepvaartfunctie
Schepen moeten vlot en veilig kunnen aanmeren, gelost en geladen worden en kunnen afvaren zonder dat de kademuur en het schip daarbij schade oplopen.

Beschermende functie
Er moeten voldoende voorzieningen getroffen worden om de krachten van het schip op de omgeving en vice-versa op te vangen.



Figuur 5.1 Relatieschema functionele eisen en functioneel kademuurontwerp [Ref.1]

Functioneren
Tijdens de levensduur van de constructie dient er voldaan te worden aan de functioneringseisen van de constructie. Er dient voldoende onderhoud gepleegd te worden om aan deze eisen te kunnen blijven voldoen.

6. Technisch programma van Eisen

6.1 Inleiding

Plan Delta 2000-8 is een grootschalig containeroverslagcentrum op de Maasvlakte te Rotterdam. Er worden kademuren aangelegd met een totale lengte van ca. 3200 meter. De kademuur die in dit project behandeld wordt is deel van Delta 2000-8, fase 1B. De kademuur bestaat uit een grondkerende wandconstructie met achterliggende ontlastvloer en is uitgevoerd in de periode februari 1995 – maart 1996.

6.2 Randvoorwaarden, uitgangspunten en aannames

De randvoorwaarden, constructieve eisen en uitgangspunten voor de nieuwe constructie worden voornamelijk gevormd door de eigenschappen van de bestaande constructie, weergegeven in het Programma van Eisen [Ref.4]. De aannames die gedaan worden bij het uitvoeren van de constructie in HSB zijn vooral uitvoeringstechnisch en worden bij het bepalen van het uitvoeringsschema gemaakt. De enige aanname die op dit tijdstip gedaan wordt is dat er vanuit wordt gegaan dat het uitvoeren van in het werk gestorte betonconstructies in HSB de komende jaren zal worden geoptimaliseerd. Nu is het namelijk nog zo dat er een goede conditionering moet zijn waarin het HSB verwerkt kan worden. Dit gebeurt voornamelijk in de prefab industrie.

6.3 Natuurlijke omstandigheden

6.3.1 Grond- en buitenwaterstanden

Laagwaterstand 35xper jaar (5% van het aantal etmalen)	Buitenwaterstand Grondwaterstand	NAP -1,00m NAP +0,00m
Laagwaterstand 1xper 50 jaar	Buitenwaterstand Grondwaterstand	NAP -1,80m NAP -0,30m
Na extreem laagwater (1xper 10 jaar)	Buitenwaterstand Grondwaterstand	NAP -2,00m NAP +0,00m
Direct na hoge buitenwaterstand (35xper jaar)	Buitenwaterstand Grondwaterstand	NAP +0,00m NAP +1,00m
Direct na overstroming (1xper 10 jaar)	Buitenwaterstand Grondwaterstand	NAP +2,00m NAP +4,00m

De aanname van een hydrostatische drukverdeling tot aan de onderkant van de kleilaag is gebaseerd op het toekomstige gebruik van het terrein. De variatie van de terreinbelasting is niet noemenswaardig. Er hoeft niet met wateroverspanning gerekend te worden. In de watervoerende zandlaag wordt gerekend met gelijke stijghoogten van het grondwater links en rechts van de damwand. Er zijn een tweetal drainagekoffers aangebracht welke zijn verbonden met het buitenwater. Deze reduceren de wateroverdruk direct achter de damwand.

6.3.2 Stroomsnelheden

Stroomsnelheden halverwege Amazonehaven (doodlopend) — Maximaal 0,2m/sec

6.3.3 Chloride gehalten

>25ppt

6.3.4 Golfklimaat

Details nader te bepalen

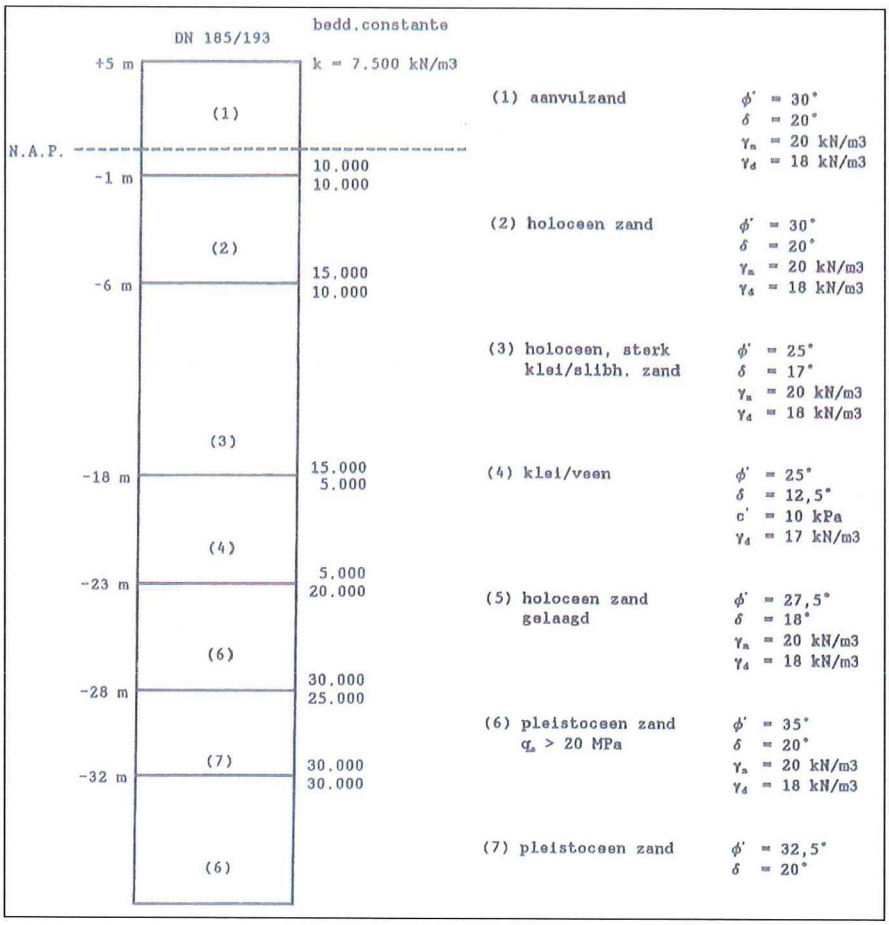
6.3.5 IJsgang

NVT

6.3.6 Wind, mist, neerslag en zon

Neerslag per jaar	849,5mm
Gemiddelde windsnelheid	4,9m/s

6.3.7 Grondonderzoek



Figuur 6.1 Grondprofiel [Ref.3]

6.4 Scheepvaartfunctie (nautische uitgangspunten)

6.4.1 Scheepstype

Ligplaatslengte	506m
Zeeschepen	C.10 containerschip met 10% extra lengte. Capaciteit ca. 5000TEU Lengte 303m (inclusief verlenging) Breedte 39,4m Diepgang 12,5m
Binnenvaartschepen	Zeevarende schepen Gekoppelde eenheden Duweenheden

6.5 Kerende functie

6.5.1 Type kademuur

Bovenbouw bestaande uit kokerconstructie met ontlastvloer
Onderbouw bestaande uit combiwand, MV-trekpalen en betonnen drukpalen.

6.5.2 Constructiediepte

Contractdiepte	NAP -16,65m
Constructiediepte	NAP -18,50m

6.5.3 Voorkant kademuur

Voorzijde kade	Vlakke voorwand Voorkant van de kade doorgetrokken tot NAP -3m Voorkant kade van NAP +2,75m tot NAP +4,00m afschuinen onder helling 1:3
Stootkracht voor dimensionering kadefront	Stootkracht op kadefront 1000kN/m^2

6.5.4 Bovenkant kademuur

Bovenzijde kade	NAP +4,00m aan de waterzijde NAP +3,92m aan de landzijde
Dek	Waterzijdige kraanbaan onderhevig aan normaal autoverkeer en een mobiele kraan. Verkeersklasse 60

6.5.5 Fundering

Combiwand	Buispaal Φ1220x16,0mm,h.o.h. 2,78m, L=25m - 30m Tussenplank Larssen 3S,
MV-trekpalen	Pst 370/152, h.o.h. 5,2m, L=31m - 35m
Betonnen drukpalen	450x450mm, h.o.h. 2,68m, L=22m - 28m

6.5.6 Hellingen

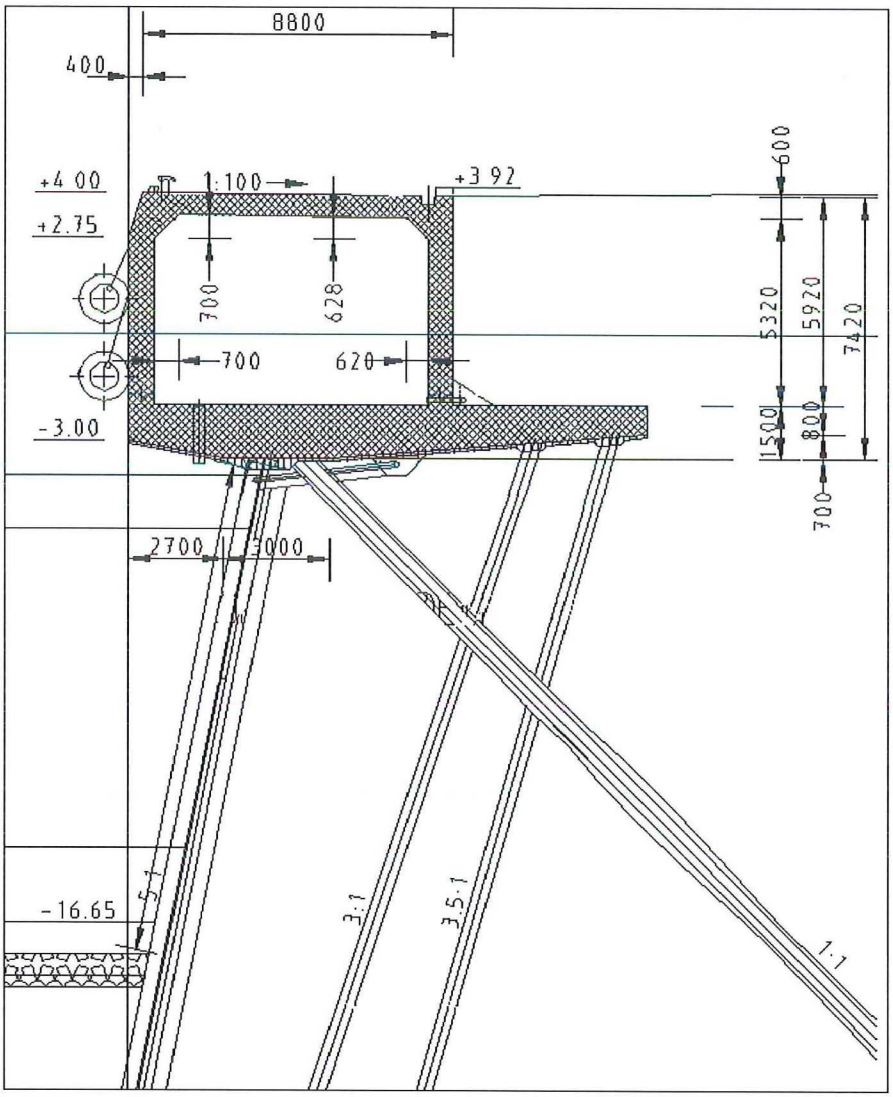
Hellingdek	Van NAP +4,00 m naar NAP +3,92m (achterkant kade)
Terreinhoogte achter kademuur	Achterzijde kade op NAP +3,92m tot NAP +4,22m hart achterkraanbaan.

6.5.7 Voegconstructie

NVT

6.5.8 Materiaaltechnische eisen

Constructiebeton	B105, Milieuklasse 5b (wcf max. 0,5)
Buispalen	X-65 (445N/mm^2), X70 (480N/mm^2)
Tussenplanken	E360Sp (360N/mm^2)
Sloten	Fe 510 C (360N/mm^2)
Betonpalen	B65
MV-trekpalen	Pst 370/152 met groutomhulling



Figuur 6.2 Maten van de bovenbouwconstructie [Ref.4]

6.6 Dragende functie

Belastingcombinatie voor berekening kademuur

Combinatie I	Max. hoekdruk containerkraan 7000kN gelijkmatig met een gelijkmatig verdeelde belasting van 10kN/m^2 op het dek en ontlastvloer Terreinbelasting achter de ontlastvloer 40kN/m^2 Verkeersbelasting, klasse 60
Combinatie II	Hoekdruk uit eigen gewicht containerkraan (11500kN) verdeling voor 2x3250kN, achter 2x2500kN Dekbelasting en terreinbelasting 40kN/m^2

6.6.1 Gegevens van goederen

Terreinbelasting	40kN/m^2 gelijkmatig verdeeld
Belasting op het dek	40kN/m^2 gelijkmatig verdeeld
Strookvoorzijde kade	Verkeersklasse 60

6.6.2 Gegevens van kranen en voertuigen

Containerkraan	Horizontale windbelasting 80kN/m' op NAP +3,92m Max. hoekdruk op voorkraanbaan 7000 kN Max. hoekdruk op achterkraanbaan 8000kN 1x8 wielen per poot Wielafstand van 1,05m Pootafstand 17,25m Afstand voor- en achterkraanbaan 35,0m
Mobiele kraan	Horizontale windbelasting 30kN/m' op NAP +4,00m Stempelafstand 6,50m Wielbelasting max. toelaatbare wiellasten volgens klasse 60, VOSB 1963

6.6.3 Gegevens kraanbaan

Kraanbaan	Doorgaande ondersteunende railbevestiging in goot Eén rail per zijde Zones onder rail gedeeltelijk vrij van langswapening Kabelgoot niet in beton opgenomen
Achterkraanbaan	
Afstand tot waterzijdige kraanbaan	35,0m
Fundering	Fundering op staal Verdichting van de ondergrond
Lengte	500m, zonder voegen, met krimpstroken
Beschermende functie	

6.6.4 Afmeervoorzieningen

Bolders	Dubbele bolders H.o.h. 22,50m Gebruiksbelasting 1500kN
Troskrachten	75kN/m, aangrijpend op NAP +4,45m
Haalkommen voor binnenvaart	300kN, aangrijpend op NAP +1,50m

6.6.5 Havenbodem

Banketbreedte	min. 40m

6.6.6 Bodembescherming

Conform rapport 61.00R94.042

7. Uitvoering

Het uitvoeren van grote civieltechnische werken is vaak een enorm complex geheel. Door de grote variëteit aan werkzaamheden is de bouwplaats net een mierennest. Materiaal en materieel worden aan- en afgevoerd, imposante bouwwerken worden uit de grond getrokken en de verscheidenheid aan aannemers, onderaannemers en allerhande bedrijven is enorm. Om de verschillende werkzaamheden op een ordelijke manier te laten verlopen is het maken van een gedetailleerde tijdplanning cruciaal. Elk onderdeel van de uitvoering heeft zijn eigen afzonderlijke planning en moet passen in het geheel om geen andere werkzaamheden te belemmeren
Bij het uitvoeren van de ECT-kademuur is een dagboek bijgehouden. Aan de hand van dit dagboek is gekeken wanneer er wat gedaan is. Er kon niet uitgegaan worden van de originele tijdplanning omdat deze niet meer beschikbaar was. Aan de hand van deze informatie is een tijdplanning opgezet van de uitvoering van de ECT-kademuur fase 1B in de Amazonehaven te Rotterdam.

7.1 Onderdelen

Om een goede tijdplanning te maken is het belangrijk om eerst de verschillende werkzaamheden die tijdens de uitvoering van het project aan de orde komen te benoemen. Om het geheel overzichtelijk te houden is hier gekozen om alleen de hoofdwerkzaamheden te benoemen. Wanneer één van deze werkzaamheden vertraagt is de kans groot dat het hele project vertraagt, omdat elk van deze werkzaamheden invloed heeft op de volgende.

7.1.1 Grondwerk (afgraven)

Onder grondwerk wordt hier verstaan het afgraven van de grondmoot ten behoeve van de aanleg van de kademuur.

Figuur 7.1 Grondwerk: ontgraven van het terrein

Eerst wordt er vanaf het bestaande maaiveld (+2 meter NAP) afgegraven tot NAP niveau. Daarna wordt er verder afgegraven naar het niveau van -2,80 meter NAP. Het grondwerk is zo in twee fasen verdeeld, wat in de originele planning ook zo is, in verband met het aanleggen van drainagesystemen. Deze drainagesystemen worden hier niet verder behandeld, omdat de uitvoering ervan geen cruciale rol speelt in de planning.

7.1.2 Heiwerk

Het heiwerk tijdens de uitvoering van de ECT kademuur is onderverdeeld in vijf delen:

- Trillen van de buispalen.

Het eerste deel van de buispaal wordt in de grond getrild. Dit levert minder vibraties op dan heien en is ook meestal goedkoper. De buispalen worden in een frame geplaatst tijdens het installeren om ervoor te zorgen dat ze in een strak stramien komen te staan.

- Wegheien van de buispalen

Omdat het laatste deel van de buispaal vaak toch geheid moet worden (in verband met het vormen van een stevige fundering in het Pleistocene gedeelte van de bodem) zijn er twee soorten stellingen nodig. Één voor het trillen en één voor het heien. Bij veelvuldig gebruik zoals bij deze lange kademuur is dit kostenverlies relatief zeer klein, omdat er tegelijk getrild en geheid kan worden.

- Plaatsen damplanken

Na het plaatsen van enkele buispalen kan er begonnen worden met het installeren van de damplanken tussen de buispalen in. Deze zijn bij dit project uitgevoerd als drie damplanken naast elkaar.

- Heien MV-palen

Voor het inbrengen van deze MV-palen is een aparte heistelling nodig. Dit komt door de grote lengtes van de MV-palen, de grote hoek die ze maken met de verticaal (45 graden) en de grout die om de MV-paal heen gespoten moet worden, welke extra voorzieningen tijdens het installeren vereist.

- Installeren betonnen drukpalen

De betonnen drukpalen worden volledig ingeheid, aangezien het teveel energie vergt om ze trillend in te kunnen brengen. Het volledig heien komt ook de draagkracht ten goede.

Figuur 7.2 Heiwerkzaamheden: installeren van buispalen en MV-palen

7.1.3 Betonwerk

Het betonwerk bestaat hier uit het vlechten en inbrengen van de wapening, het plaatsen van de bekisting, het storten van het beton en het ontkisten van de verharde constructie. Het betonwerk bestaat uit drie aparte onderdelen:

- Werkvloer ontlastvloer.

Om voor een goede ondergrond en helling te zorgen wordt er eerst een werkvloer gestort. Deze bestaat uit een dunne laag beton van lage sterkte, om de vervormingen van de aanliggende constructieonderdelen niet te hinderen.

- Ontlastvloer

De ontlastvloer vormt de grootste betondoorsnede in deze constructie. De MV-palen en de betonnen drukpalen worden aan de bovenkant ingestort in deze ontlastvloer. Hierdoor kunnen alle krachten die op de ontlastvloer komen eenvoudig worden afgedragen naar deze funderingselementen.

- Wanden/dek

Wanneer de ontlastvloer enige sterkte heeft kunnen de bovenliggende wanden en het dek gestort worden. De bekisting voor de wanden en het dek bestaat hier uit een tunnelvormige doorsnede met koelelementen, de zogenaamde koelkist. De wanden en het dek worden tegelijkertijd gestort om de vervormingen ten gevolge van temperatuur en krimp tussen deze twee delen zo minimaal mogelijk te houden.

Figuur 7.3 Betonwerk: storten wanden en dak

7.1.4 Overige werkzaamheden

De werkzaamheden die wel belangrijk zijn voor de totale constructie maar die geen cruciale rol spelen in de planning zijn:

- Het aanleggen van de achterkraanbaan

Dit proces is afhankelijk van het grondwerk, aangezien er afgegraven moet worden voordat er gestart kan worden. Voor de rest heeft het geen belangrijke invloed op de uitvoering van de rest van de constructie. Wel legt het aanleggen van de achterkraanbaan beslag op materiaal en materieel, waar tijdens de uitvoering rekening mee gehouden dient te worden.

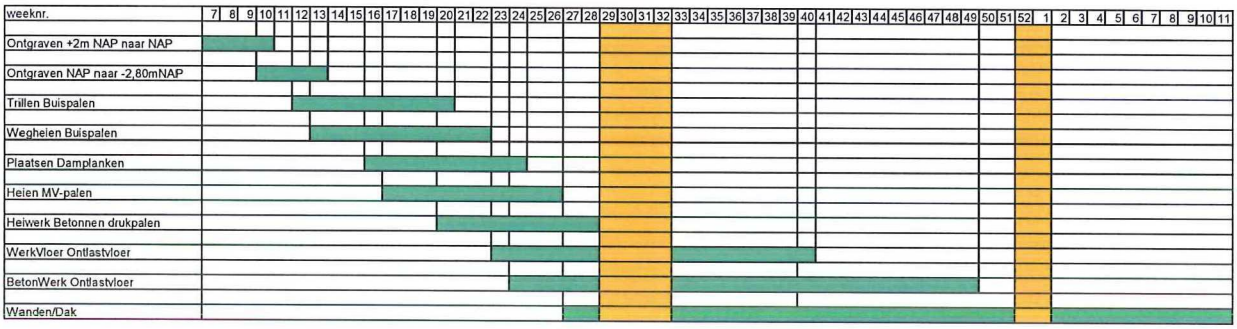
- Aanvullend grondwerk ter vereffening van het terrein

Nadat de betonconstructie gestort en ontkist is wordt de ruimte achter de kademuur opgevuld met zand totdat de gewenste hoogte van het maaiveld bereikt is. Dit proces is redelijk flexibel en kan eenvoudig worden versneld of vertraagd, zodat het geen grote invloed heeft op de voortgang van de totale constructie.

7.2 Tijdsplanning

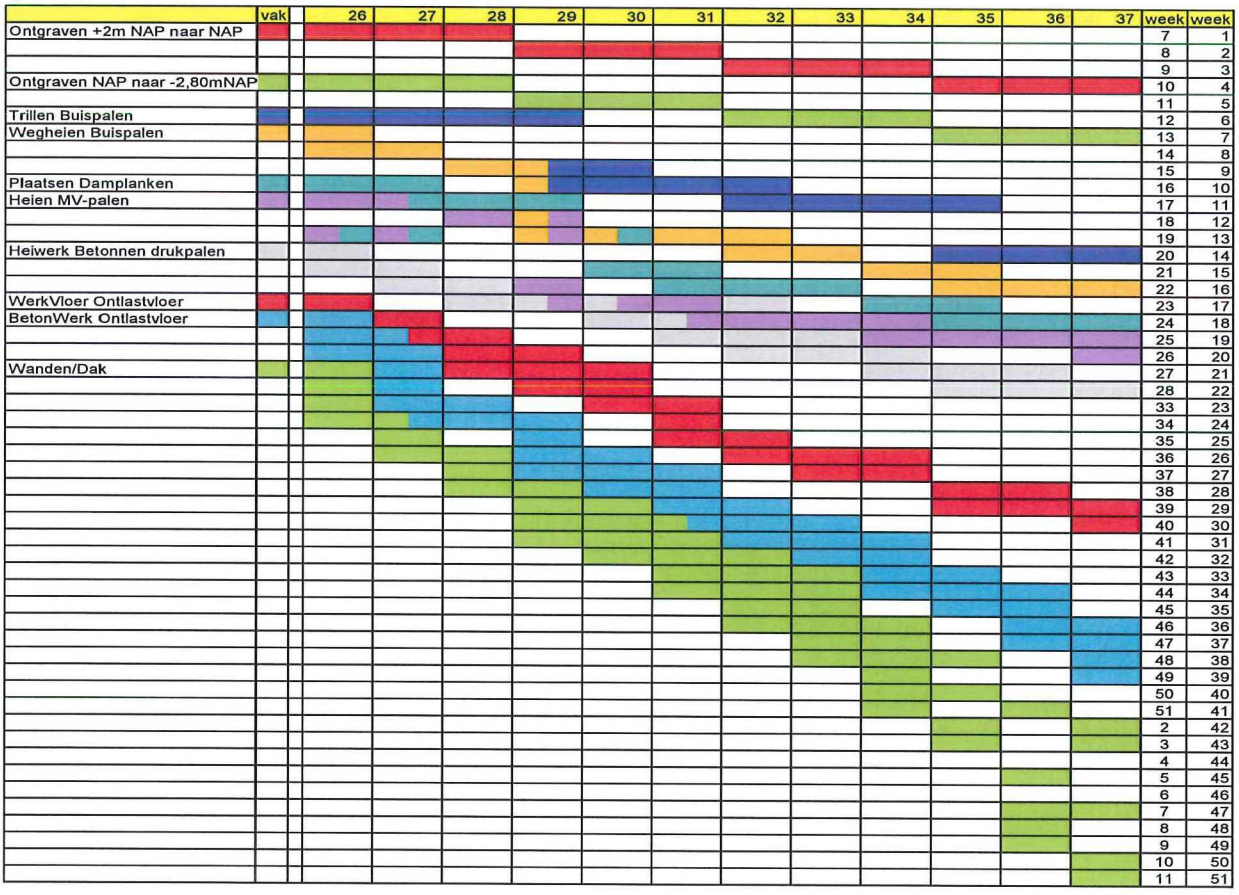
7.2.1 Hoofdplanning

Nu alle belangrijke werkzaamheden benoemd zijn kan er een totale planning gemaakt worden. Om het geheel inzichtelijk te houden is de tijdsplanning op verschillende manieren samengesteld. Er is een hoofdplanning gemaakt waarin de verschillende werkzaamheden weergegeven staan met hun individuele begin- en einddatum.



Figuur 7.4 Balkplanning van de uitvoering [Ref.5]

Vervolgens is er een planning gemaakt die de verschillende werkzaamheden niet alleen per tijdvak plaatst, maar ook per positie in de totale constructie. Fase 1B van de ECT kademuur is namelijk opgesplitst in 12 moten van elk 41,7 meter. De eerste moot heeft nummer 26 en de laatste moot heeft nummer 37. Fase 1A loopt tot moot 26 en wordt hier niet behandeld. De lengte van de moten is bepaald door het volume beton dat in één keer gestort kan worden en het stramien waarin de verschillende onderdelen geplaatst zijn.
De werkzaamheden zijn per moot beschreven en verticaal uitgezet tegen de tijd. Er kan nu duidelijk gezien worden hoe de bouwtrein van de kademuur voortgaat niet alleen in de tijd, maar ook in de ruimte. Vervolgens kan er gekeken worden naar het tempo van de verschillende onderdelen ten opzichte van elkaar.



Figuur 7.5 Planning opgesplitst naar tijd en vakken [Ref.5]

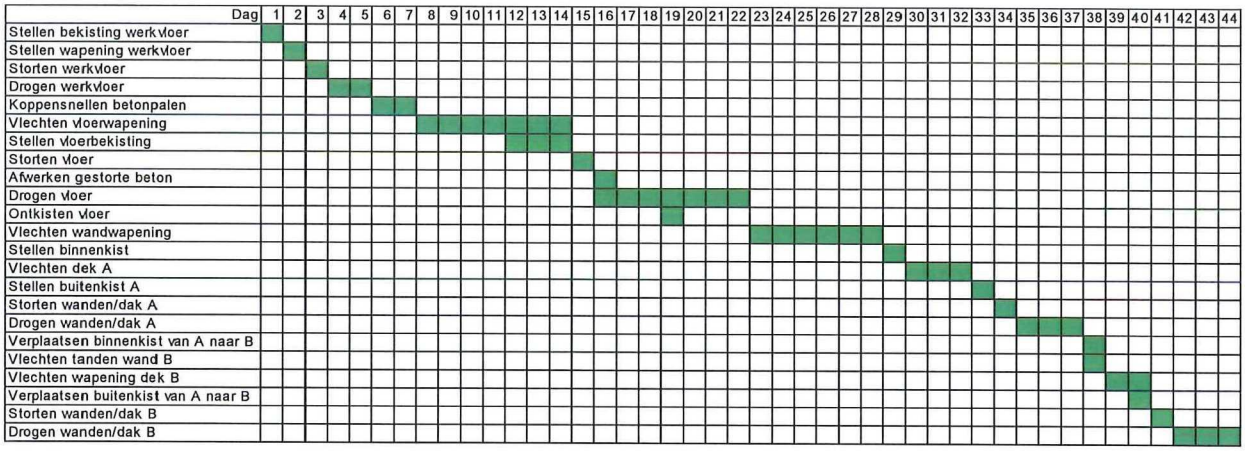
Het is duidelijk te zien dat het betonwerk steeds verder uitloopt op de voorgaande onderdelen. Dit komt omdat het wapenen, bekisten, laten uitharden en vervolgens weer ontkisten meer tijd in beslag neemt dan het heiwerk. Dit geeft ook aan dat op het betonwerk de grootste tijdwinst geboekt kan worden wanneer dit proces sneller kan worden uitgevoerd, aangezien het bijna niet gehinderd wordt door de voortgang van de voorgaande processen.
Om het geheel wat te vereenvoudigen is er gebruik gemaakt van een trendlijn voor elk onderdeel. Dit om verstoringen (door bijvoorbeeld het weer) uit de planning te halen.

Figuur 7.6 Trendlijnen planning naar tijd en vakken

De werkzaamheden die hier weergegeven zijn, zijn onderdeel van het zogenaamde "kritieke pad". Dit wil zeggen dat elke activiteit pas kan beginnen als de vorige activiteit al begonnen is, of al af is. Hierdoor komt er een vaste volgorde in de uitvoering van elk vak. De verschillende activiteiten lopen als een bouwtrein vanaf vak 26 t/m vak 37, steeds beginnend op hetzelfde punt, alleen op een ander tijdstip.

7.2.2 Detailplanning

Om meer inzicht te krijgen in de uitvoering van het betonwerk worden alle werkzaamheden die er komen kijken bij dit uitvoeringsaspect uitgesplitst en verbonden aan een gedetailleerdere tijdplanning. Pas dan zal echt bepaald kunnen worden op welke onderdelen er tijdwinst behaald kan worden.
Om een overzicht te krijgen van de werkzaamheden tijdens het betonwerk is hieronder een detailplanning gegeven van de uitvoering van vak 31. Dit vak is gekozen omdat hier de minste discontinuïteiten tijdens de uitvoering (zoals vakanties, ziektes, slecht weer of fouten in de constructie) voorkwamen. Deze planning is dan ook genomen als leidraad voor de gemiddelde uitvoeringssnelheid van één vak.



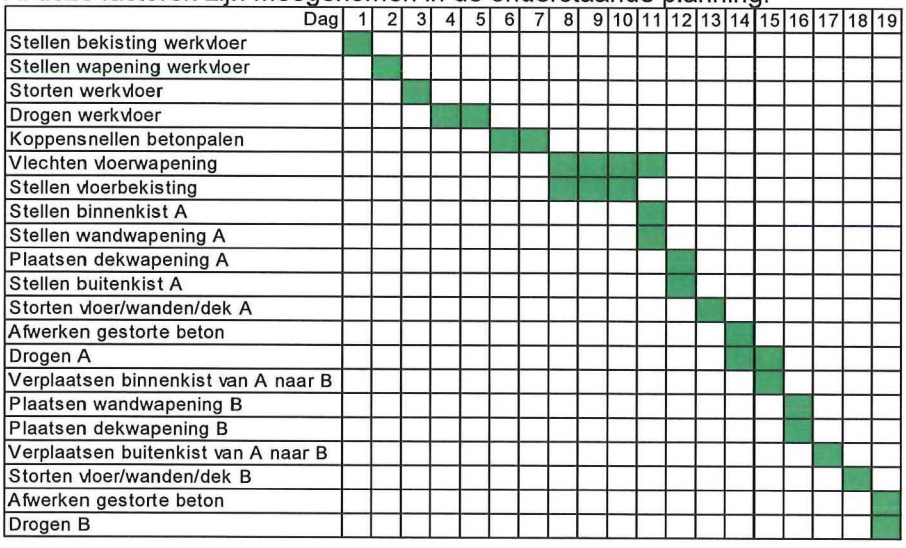
Figuur 7.7 Detailplanning originele planning met normaal beton (B35) [Ref.5]

De totale tijd benodigd voor de uitvoering van de bovenbouw is in de balkplanning bepaald op 37 werkweken (van week 14 t/m week 51). Dit houdt in dat er 37*5=185 werkdagen voor nodig waren om 12 vakken van elk 2 stortmoten te voltooien. Twee stortmoten kostten in de balkplanning gemiddeld 9 weken om te maken, wat redelijk overeenkomt met de planning hierboven van 44 dagen (9 weken maal 5 werkdagen is 45 dagen).

Vervolgens is er gekeken naar welke onderdelen sneller of tegelijkertijd uitgevoerd kunnen worden. De nieuwe tijdplanning is vervolgens gemaakt met de volgende veronderstellingen:

- Alle wapeningsnetten voor de wanden en het dak kunnen prefab gemaakt worden en vervolgens worden geïnstalleerd in de constructie. Er hoeft dan geen rekening gehouden te worden met de tijd die het kost om de netten te vlechten omdat dit los staat van het kritieke pad. Alleen de tijd die benodigd is voor het verplaatsen en installeren van de wapeningsnetten wordt meegenomen in de nieuwe planning.
- De wapening voor de ontlastvloer kan niet prefab worden aangeleverd, maar zal sneller gevlochten kunnen worden omdat de ingewikkelde netten rondom de deuvels en tandconstructie niet gemaakt hoeven te worden.
- Omdat een groot deel van de wapening bestaat uit prefab netten kan de bekisting voor de wanden tegelijkertijd en met dezelfde kraan geïnstalleerd worden.
- Het ontkisten van de betonconstructie wordt in plaats van na 4 dagen na 2 dagen gedaan. Dit kan door de zeer snelle sterkteontwikkeling van hogesterktebeton.
- Het storten van de ontlastvloer en wanden/dak zal tegelijkertijd gedaan worden. Door de snelle sterkteontwikkeling van HSB is het mogelijk om de wanden en het dak binnen 24 uur te storten op de ontlastvloer. Hierdoor wordt er een enorme tijdwinst geboekt op het stortwerk en op het plaatsen van de bekistingen (één keer lang storten en bekisten gaat sneller dan twee keer kort).

Al deze factoren zijn meegenomen in de onderstaande planning.



Figuur 7.8 Detailplanning nieuwe planning met hogesterktebeton (B105)

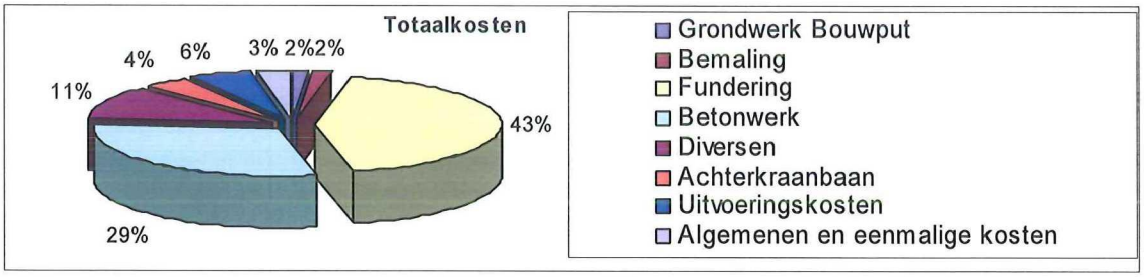
Om van deze detailplanning een globale planning te maken voor de uitvoering van het betonwerk voor de gehele constructie worden de volgende aannamen gedaan:
De eerste 7 werkzaamheden van deze planning (van het stellen bekisting werkvloer t/m stellen vloerbekisting) verlopen sneller dan de werkzaamheden daarna. Hierdoor wordt het kritieke pad na de eerste stortmoot alleen gevormd door de overige werkzaamheden. Deze bestaan uit het stellen van de binnenkist van vak A t/m het drogen van de wanden en het dak van vak B. De tijd die hiervoor nodig is bedraagt 9 werkdagen per twee stortmoten (in het ideale geval) en wordt hier afgerond op 10 dagen. De tijd die bij de eerste stortmoot nodig is voor het maken van de vloerbekisting- en wapening moet wel meegenomen worden in de totaalplanning, zodat de totaal benodigde tijd voor het maken van de bovenbouw uiteindelijk wordt:
10 dagen + 10 dagen*12 moten = 130 dagen
De tijd die nodig was voor het maken van deze constructie in de originele planning was 37 weken. Dit komt overeen met 185 werkdagen (37*5).
Er kan dus eventueel een besparing op de tijd gemaakt worden bij de uitvoering van de bovenbouw van 185-130=55 werkdagen, wat overeenkomt met ongeveer 11 werkweken. Dit komt overeen met meer dan twee maanden tijdwinst op de totale uitvoeringstijd.

7.3 Kostenraming

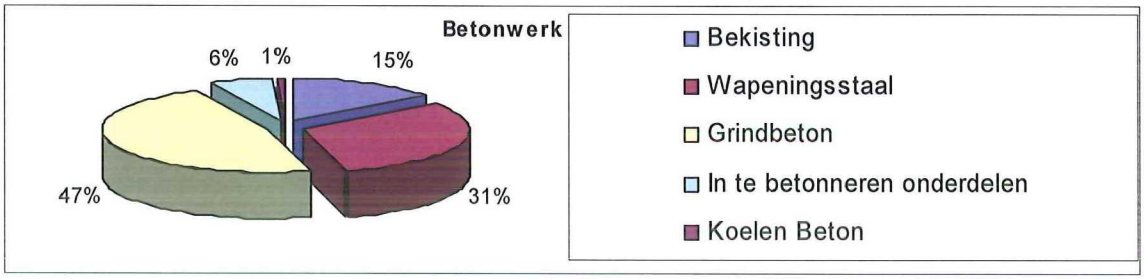
Het sneller uit kunnen voeren van het betonwerk is natuurlijk alleen rendabel als er ook een winst aan gekoppeld is die de moeite waard is. Men kan wel mooie nieuwe technieken aanvoeren, maar als deze alleen de kostprijs van de constructie hoger maken, dan heeft niemand er oren meer naar. Het versneld uitvoeren van het betonwerk moet dus een waarde hebben die niet verwaarloosbaar is ten opzichte van de rest van de uitvoering. Er zullen dus enkele weken of zelfs maanden bespaard moeten worden op de uitvoering wil het zin hebben om de constructie aan te passen. Niet alleen het eerder klaar zijn levert geld op, ook de mogelijke besparing op materiaal, materieel en arbeid kan een groot deel van de winst uitmaken. Bij de detailberekeningen die later zullen volgen worden de nieuwe hoeveelheden materiaal, materieel en arbeid bepaald. Deze berekeningen hebben alleen zin als het onderdeel waar op bespaard wordt ook een redelijk deel van de kosten bevat.
Om dit aan te kunnen tonen is er gebruik gemaakt van het bestek en de directie leveranties om een kostenplaatje van het totale project te kunnen maken. In onderstaande tabel worden de verschillende onderdelen van het project uitgesplitst en voorzien van hun individuele prijzen. Vervolgens is hier een grafiek van gemaakt om het geheel wat overzichtelijker te maken.

Activiteit	Kosten (gulden)	
Grondwerk Bouwput		312350
Bemaling		319742
Fundering		8962636
Combiwall aanbrengen	692749	
Materiaalprijs buispalen	3494004	
Materiaalprijs damwand	1392000	
Gietstaal	569849	
MV-palen	1513462	
Betonnen Drukpalen	1300572	
Betonwerk		6113746
Bekisting	901768	
Wapeningsstaal	1899210	
Grindbeton	2885754	
In te betonneren onderdelen	374587	
Koelen Beton	52427	
Diversen		2316646
Directiebehoeften	156997	
Aanbrengen details, lassen,branden,verzinken	965076	
Materiaalkosten overig	1194573	
Achterkraanbaan		794159
Grondwerk	146800	
Betonwerk	625328	
In te betonneren onderdelen	22031	
Uitvoeringskosten		1149323
Algemenen en eenmalige kosten		620866
TOTAAL		20589468

Tabel 1 Overzicht kosten [Ref.4]



Figuur 7.9 Totaalkosten

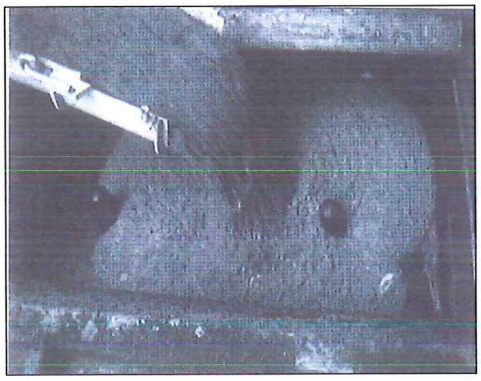


Figuur 7.10 Kosten betonwerk

Er is duidelijk te zien dat het betonwerk en de daarmee gepaard gaande kosten een niet-verwaarloosbaar geheel vormen binnen de uitvoering. De fundering is de grootste kostenpost, wat voornamelijk veroorzaakt wordt door de hoge staalprijzen. Er valt daar dan ook niet veel te besparen op variabele factoren zoals arbeid en ingezet materieel. Bij het betonwerk zit ook een groot deel van de kosten in het gebruikte materiaal, maar hier kan eventueel op bespaard worden door het verkleinen van de doorsnede door het gebruik van hogesterktebeton. Of dit opweegt tegen de hogere materiaalprijs van hogesterktebeton en de extra wapening die waarschijnlijk nodig is door de verkleinde doorsnede zal later pas bepaald kunnen worden, wanneer er meer gegevens beschikbaar zijn over de toegepaste materialen.
Een groot deel van de winst komt ook tot uitdrukking in het feit dat de constructie eerder in gebruik kan worden genomen. Hierdoor kunnen er eerder schepen de kade aandoen, waardoor er sneller winst gemaakt kan worden. Dit deel zit niet in de kosten verwerkt, maar zal waarschijnlijk wel een belangrijk onderdeel zijn van de beslissing of de kademuur op een andere manier wordt uitgevoerd. Het is aan de opdrachtgever om te bepalen of de extra tijdwinst rendabel is. Indien mogelijk wordt hier een winst per week aan gekoppeld.
Nu de winstgebieden duidelijk zijn kan er gewerkt worden naar een ontwerp in hogesterktebeton waarin deze winstgebieden zo goed mogelijk worden benut.

8. Verschillende soorten HSB

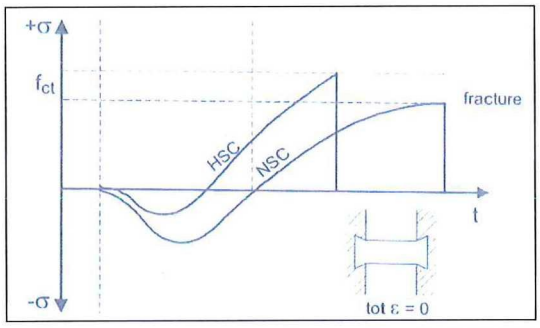
Hogesterktebeton komt in veel verschillende vormen voor. Om een keuze te kunnen maken uit het schijnbaar oneindig aantal verschillende betonsoorten zal er eerst een onderverdeling in hoofdvormen gemaakt worden. We gaan er hierbij van uit dat er twee hoofdvormen van HSB zijn, traditioneel HSB en vezelversterkt HSB. Als derde vorm zou men nog kunnen kiezen voor zelfverdichtend beton. Zelfverdichtend beton heeft de eigenschap dat er geen verdichtingenergie toegevoegd hoeft te worden tijdens het stortproces. Dit levert een aanzienlijke besparing op de in te zetten arbeid en materieel. Zowel HSB als vezelversterkt HSB kunnen zelfverdichtend gemaakt worden door de juiste combinatie van additieven toe te voegen aan het betonmengsel. Door deze compatibiliteit met normaal HSB en vezelversterkt HSB wordt zelfverdichtend beton niet opgenomen als derde vorm van beton, maar als optie die kan gelden voor beide hoofdvormen.



Figuur 8.1 Storten van proefstuk zelfverdichtend HSB [Ref.6]

8.1 Standaard HSB

Constructies uitgevoerd in normaal HSB zijn voorzien van wapeningsnetten om de trekkrachten in de constructie op te nemen. HSB heeft wel meer treksterkte dan beton van normale sterktes, maar dit is lang niet voldoende in de meeste gevallen. De betonconstructie zal dus scheuren bij trekbelastingen, waarna de wapening de trekkrachten verder overneemt van het beton. Hierdoor blijven de scheuren beperkt en loopt de constructie geen gevaar. Uit uitgebreide proeven, gedaan aan de TU-Delft is gebleken dat bij hogesterktebeton de kans op scheurvorming tijdens de verhardingsfase groter is dan bij normale betonsterktes. Dit is te verklaren door de grotere krimpfactoren en de doorgaans grotere temperatuurgradiënten in dikwandige constructies, zoals eerder al is aangegeven.



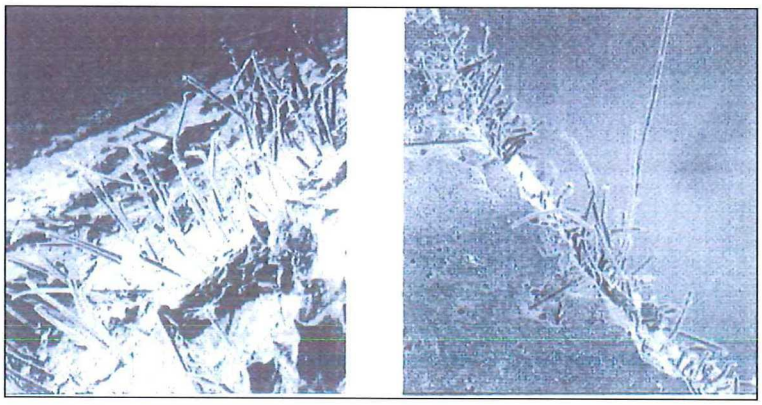
Figuur 8.2 Kans op scheurvorming door temperatuur en krimp [Ref.2]

Door de vergrote kans op scheurvorming is vaak een hoger wapeningspercentage vereist om toch aan de scheureisen te voldoen. Het is gebleken dat meerdere kleine wapeningsstaven een fijner verdeeld scheurpatroon opleveren dan enkele grote staven. Dit laatste levert slechts enkele scheuren op, maar deze scheuren zijn wel groter en dieper. Dit is bij maritieme constructies, waar hoge eisen worden gesteld aan de scheurvorming, geen wenselijk verschijnsel. Het toepassen van meerdere kleine staven is echter niet altijd een uitvoerbare oplossing. Vooral bij grote zwaar belaste constructies loopt men het risico dat het wapeningsnet zo dicht wordt dat het beton niet goed gestort of verdicht kan worden. Om dit probleem te omzeilen is er de laatste jaren gewerkt aan een nieuwe manier om de trekspanningen in een betonconstructie op te nemen, namelijk het toepassen van vezels in betonmengsels.

8.2 Vezelversterkt HSB

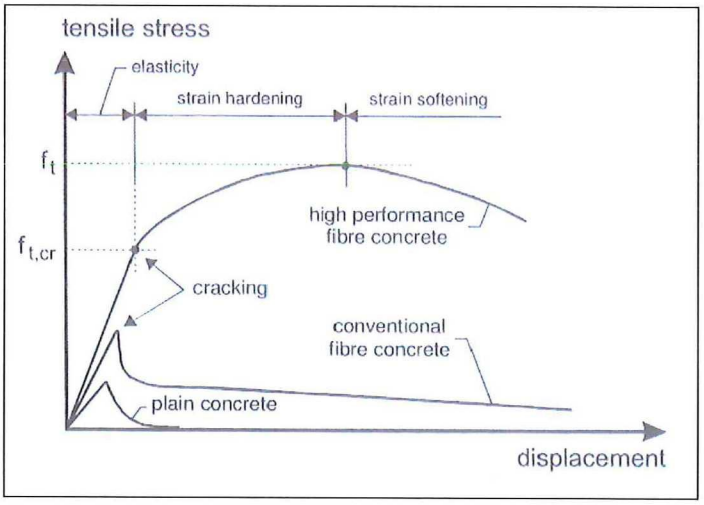
Bij het gebruik van vezelversterkt HSB moet men ervan uitgaan dat de kosten hoger zijn per kubieke meter dan bij het gebruik van normaal HSB. De vezels zijn vrij duur en er moet meer aandacht aan het mengsel worden besteed om het stabiel en homogeen te houden.

In vezelversterkt beton worden de trekspanningen voor een groot deel opgenomen door de ingestorte vezels. Deze vezels zijn van een hoge staalkwaliteit en hebben een lengte van ongeveer 6 tot 60 mm.



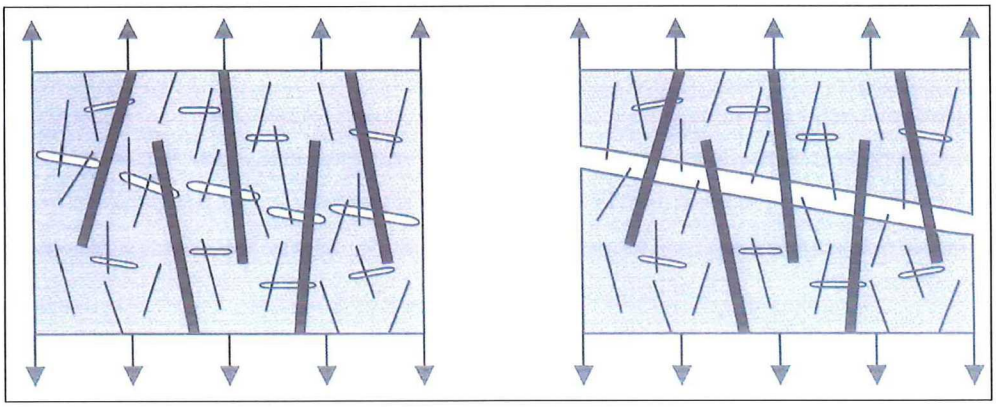
Figuur 8.3 Staalvezels in beton [Ref.6]

Doordat de vezels de trekspanningen opnemen is er minder en soms zelfs helemaal geen wapeningsnet nodig. Doordat er minder wapening nodig is kan er sneller gebouwd worden, aangezien er minder gevlochten hoeft te worden. Een ander groot voordeel van vezelversterkt HSB is de manier waarop scheurvorming optreedt. Doordat het beton nu zelf de trek kan opnemen in plaats van de wapening vindt er een grote mate van krachtenverdeling plaats in de constructie. De scheurvorming in vezelversterkt HSB is dan ook significant anders dan die in normaal HSB. Doordat de vezels de scheuren overbruggen en zo de krachten die er nodig zijn om de scheur groter te maken overdragen op het aanliggende gebied worden de bestaande scheuren niet groter, maar worden nieuwe scheuren gevormd. Het scheurpatroon van vezelversterkt HSB bestaat dan ook meestal uit meerdere kleine scheuren in plaats van enkele grote scheuren. De treksterkte neemt nog toe na het scheuren, omdat de overige vezels gemobiliseerd worden. Dit verschijnsel wordt ook wel "Strain Hardening" genoemd en dit is toch waar vezelversterkt beton zijn voordeel haalt. Bij elk ander beton zou de treksterkte namelijk na de eerste scheur lokaal bijna nul worden, terwijl in vezelversterkt beton de treksterkte nog zelfs toeneemt. Nadat de vezels maximaal belast zijn worden ze uit de betonmatrix getrokken of breken ze doormidden. Hierdoor neemt de treksterkte weer wat af, wat de zogenaamde "Strain Softening" tak van de onderstaande grafiek oplevert.



Figuur 8.4 HSB ten opzichte van normaal HSB en vezelversterkt NSB.[Ref.7]

Vezels kunnen dus zowel op micro- als macroniveau een positieve werking hebben. In het eerste geval door het versterken van de matrix (microwerking); in het tweede geval door het functioneren als wapening (macrowerking). Uit uitgebreid onderzoek is gebleken dat vooral de korte vezels de treksterkte doen toenemen (micro) en dat de langere vezels ervoor zorgen dat de ductiliteit toeneemt (macro).



Figuur 8.5 Micro- en macrowerking van staalvezels [Ref.8]

Kademuren bevinden zich in een agressief milieu en moeten daarom goed beschermd worden tegen scheurvorming. Vooral enkele grote diepe scheuren kunnen funest zijn voor de constructie. Het toepassen van vezelversterking in kademuren zou dus een aanzienlijke winst kunnen opleveren met betrekking tot de duurzaamheid van de constructie. Het toepassen van vezels in HSB heeft echter ook enkele nadelen. Om een duidelijk overzicht te kunnen krijgen volgt hier een overzicht van de voor- en nadelen van vezelversterkt HSB ten opzichte van normaal HSB.

8.3 HSB versus vezelversterkt HSB

Voordelen van vezelversterkt HSB tov van normaal HSB

- Grote nascheurtaaiheid (ductiliteit) als gevolg van de overdracht van trekkrachten door de staalvezels die scheuren en (micro)scheurtjes overbruggen
- Grote vervormingscapaciteit (o.a. breukrek)
- Betere scheurverdeling (groot aantal kleine scheurtjes bij hoge vezelgehaltes)
- Beperking van scheurwijdten
- Betere opname van stootkrachten
- Verbeterde slijtvastheid betonoppervlak
- Verhoging van de brandbestendigheid
- Minder arbeid (ten opzichte van volledig gewapende constructie) door "wapening" in de vorm van staalvezels
- Toename van de treksterkte zelfs nadat er scheurvorming optreedt

Nadelen van vezelversterkt HSB tov van normaal HSB

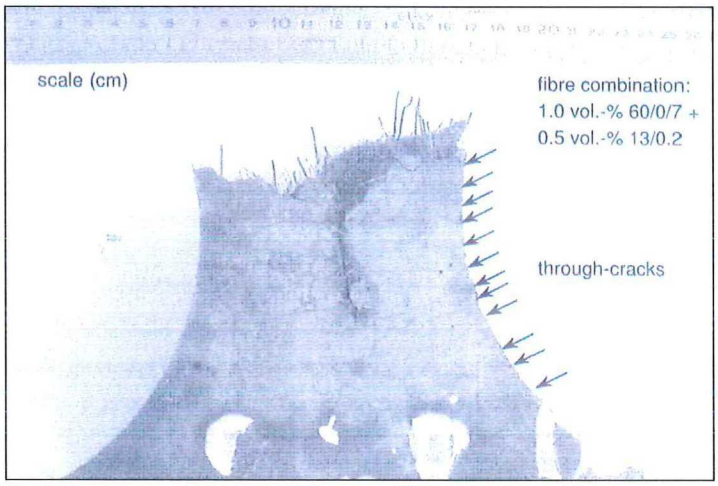
- Door het toepassen van vezels wordt de pakking van de toeslagmaterialen minder dicht, wat gecompenseerd moet worden door toevoeging van extra fijn materiaal.
- Mengen moet zeer nauwkeurig gebeuren ivm stabiliteit van het mengsel.
- Storten moet zeer nauwkeurig gebeuren ivm homogeniteit van het mengsel.
- Geen ervaring met toepassing van vezelversterkt HSB in kademuurconstructies.
- De prijs van vezelversterkt HSB is hoger dan die van normaal HSB

Conclusie

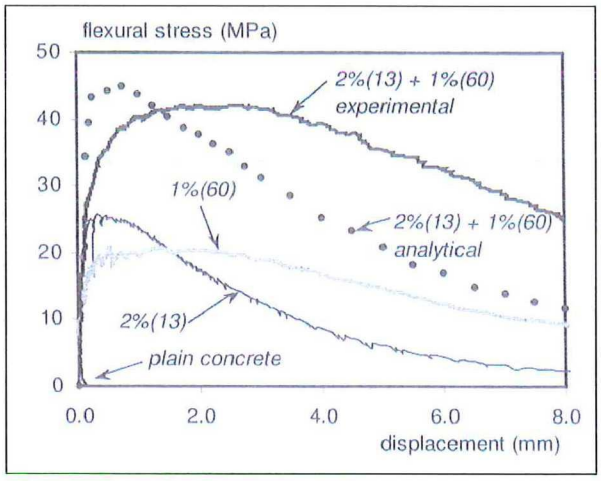
Zoals men kan zien zijn de nadelen van vezelversterkt HSB vooral uitvoeringstechnische nadelen en zijn de voordelen vooral te vinden aan de materiaaltechnische kant. Uitvoeringstechnische problemen kunnen opgelost worden door meer ervaring en ontwikkeling, zodat uiteindelijk deze nadelen veel minder belangrijk worden en het gebruik van vezelversterking steeds voordeliger wordt. Er wordt hierbij vanuit gegaan dat deze ontwikkelingen ook daadwerkelijk plaatsvinden en dat de toepassingen van vezelversterkt HSB veel omvangrijker worden dan ze nu zijn. Het toepassen van vezelversterkt HSB in kademuren zou een eerste stap in die richting zijn.

Het grote voordeel van vezelversterkt beton is natuurlijk de toename in de treksterkte en ductiliteit en bijgaande besparing op de wapening. Er is de laatste jaren veel onderzoek hier naar gedaan en de resultaten zijn zeer positief. Er zijn al viaducten uitgevoerd in vezelversterkt HSB zonder gebruik te

maken van standaard wapening. De enige wapening werd gevormd door de voorspanning in langsrichting. De vezels namen alle trekbelastingen in de constructie op waardoor een zeer grote besparing kon worden gemaakt op de in te zetten arbeid voor het maken van de wapening, en natuurlijk op de wapening zelf. Wel moet hierbij worden gezegd dat de staalvezels niet goedkoop zijn, waardoor de besparing op het materiaal waarschijnlijk tenietgedaan wordt. In het laboratorium zijn ook uitgebreide proeven gedaan naar de treksterktes van vezelversterkt beton met verschillende eigenschappen en toevoegingen. Hieronder is een proefstuk weergegeven wat onderworpen is aan uitgebreide trekproeven. De resultaten van de trekproeven zijn vergeleken met andere proefstukken met verschillende hoeveelheden en afmetingen van staalvezels. Ook is een vergelijking gemaakt met standaard HSB en met een ontwikkeld analytisch model voor de berekening van vezelversterkte betonconstructies.



Figuur 8.6 Proefstuk, onderworpen aan trekbelastingen [Ref.6]



Figuur 8.7 Proefresultaten, vergeleken met analytische oplossingen en normaal beton [Ref.6]

Er is duidelijk te zien dat er een enorme toename van de treksterkte plaatsvindt in de constructie, waardoor de scheurvorming aanzienlijk kan worden beperkt. Wanneer de trekspanningen in de voegloze constructie te hoog oplopen voor normaal hogesterktebeton kan vezelversterkt hogesterktebeton een goed alternatief zijn.

9. Rekenregels Hogesterktebeton

In het Programma van Eisen is aangegeven dat de te gebruiken betonklasse B105(C90/105) is. Deze betonklasse wordt gebruikt voor de volledige bovenbouw. Uit voortgezet onderzoek naar de materiaaleigenschappen van HSB is de behoefte ontstaan CUR-Aanbeveling 37 (Hoge sterkte beton) uit 1994 te herzien. Dit resulteerde in de CUR-Aanbeveling 97. De belangrijkste rekenregels in deze aanbeveling zijn hieronder samengevat. Ze hebben betrekking op een betonsterkteklasse B105.

9.1 Druksterkte

9.1.1 Rekenregels

De rekenwaarde van de druksterkte f'_b moet worden bepaald uit: $f'_b = \frac{f'_{brep}}{\gamma_m}$ (6.1.1 [Ref.10])

waarin: $f'_{brep} = f'_{ck}\frac{785 - k_f}{1000}$ (6.1.1 [Ref.10])

k_f is de getalwaarde van de karakteristieke kubusdruksterkte in N/mm^2

γ_m =1,2

9.1.2 Materiaaleigenschappen

f'_{ck} = 105 N/mm^2

f'_b = 60 N/mm^2

f_b = 2,55 N/mm^2

f_{bm} = 5,1 N/mm^2

E'_b = 40100 N/mm^2

9.2 Treksterkte

De rekenwaarde van de treksterkte f_b moet worden bepaald uit: $f_b = \frac{f_{brep}}{\gamma_m}$ (6.1.2 [Ref.10])

waarin:

$f_{brep} = 0{,}7(3 + 0{,}02f'_{ck})$, in N/mm^2 (6.1.2 [Ref.10])

γ_m =1,4

9.3 Elasticiteitsmodulus

Indien het beton is samengesteld met grind, met ten hoogste 20% vervangende toeslagmaterialen volgens 5.1.1.1 van NEN 6720, moeten de representatieve waarde en de rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus E'_b worden bepaald uit:

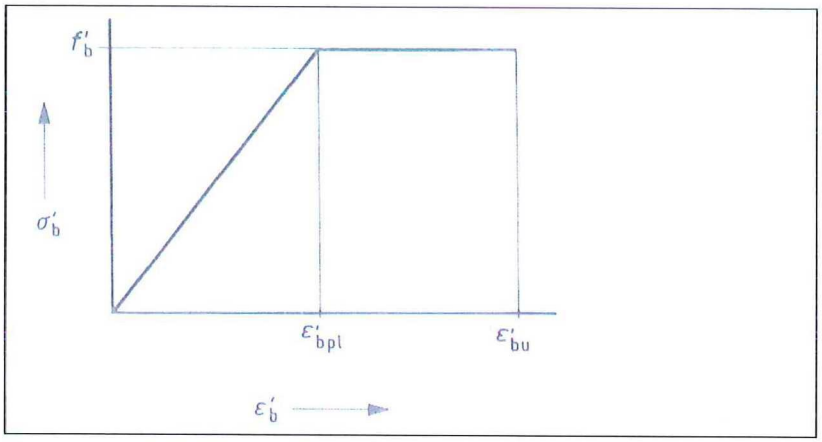
$E'_b = (35900 + 40 f'_{ck})$, in N/mm^2 [Ref.10]

Indien gebroken graniet, gebroken asfalt of gebroken harde dichte kalksteen als basistoeslagmateriaal is toegepast, moeten de representatieve waarde en de rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus E'_b van beton C60/75 of hoger worden berekend met bovenstaande formule en worden vermenigvuldigd met 1,2.

Indien gebroken harde zandsteen als basistoeslagmateriaal is toegepast, moeten de representatieve waarde en de rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus E'_b van beton C60/75 worden berekend met bovenstaande formule en worden vermenigvuldigd met 0,7.

9.4 Spanning-rek relatie

Als $\sigma - \varepsilon$ diagram voor beton moet het onderstaande diagram worden aangehouden.



Figuur 9.1 $\sigma - \varepsilon$ diagram van beton [Ref.10]

In deze figuur is:

f'_b is de rekenwaarde van de druksterkte volgens de aanbeveling

$\varepsilon'_{bpl} = 1{,}90$ ‰ voor f'_{ck} = 105 N/mm^2 [Ref.9]

$\varepsilon'_{bu} = 2{,}50$ ‰ voor f'_{ck} = 105 N/mm^2 [Ref.9]

9.5 Kruipcoëfficiënt

k_b voor B105 is 0,40.

φ_{max} is de maximaal aan te houden rekenwaarde van de kruipcoëfficiënt die, afhankelijk van de relatieve vochtigheid, als volgt wordt gegeven [Ref.9]:

RV < 60% (droge lucht)	φ_{max} =1,3
60% < RV < 85% (buitenlucht)	φ_{max} =0,8
85% < RV < 100% (zeer vochtig)	φ_{max} =0,70
RV = 100% (in water)	φ_{max} =0,50

9.6 Krimpverkorting

De totale specifieke krimpverkorting moet worden berekend uit de som van de specifieke uitdrogingskrimp ε'_r en de specifieke verhardingskrimp ε'_{ar} volgens:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon'_r + \varepsilon'_{ar}$$

Voor de berekening van de specifieke uitdrogingskrimp ε'_r voor $f'_{ck} \geq 75$ N/mm^2 geldt:

k_b =0,6 [Ref.9]

$\varepsilon'_{r\max}$ is de maximaal aan te houden rekenwaarde voor de specifieke krimpverkorting die, afhankelijk van de relatieve vochtigheid, als volgt wordt gegeven [Ref.9]:

RV < 60% (droge lucht)	$\varepsilon'_{r\max}$ =0,24
60% < RV < 85% (buitenlucht)	$\varepsilon'_{r\max}$ =0,15
85% < RV < 100% (zeer vochtig)	$\varepsilon'_{r\max}$ =0,06
RV = 100% (in water)	$\varepsilon'_{r\max}$ =0,00

Voor de berekening van de specifieke verhardingskrimp ε'_{ar} geldt [Ref.9]:

$$\varepsilon'_{ar} = \xi \frac{f'_{ck}(t)}{f'_{ck}} \cdot 0{,}30 \cdot 10^{-3}$$

waarin:

$$\xi = \frac{1{,}1 f'_{ck} - 20}{100}$$

f'_{ck} is de karakteristieke kubusdruksterkte van beton na 28 dagen

$f'_{ck}(t)$ is de karakteristieke kubusdruksterkte op tijdstip t (t $\leq$ 28 dagen), die mag worden berekend uit:

$$f'_{ck}(t) = f'_{ck} \cdot e^{\beta(t)}$$

$$\beta(t) = s\left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right]$$ met t in dagen, geldig voor 1dag < t $\leq$ 28 dagen

$\beta(t)$ =0 voor t > 28 dagen

s = 0,10 voor C90/105

10. Lengteveranderingen van de kademuur in de gebruiksfase

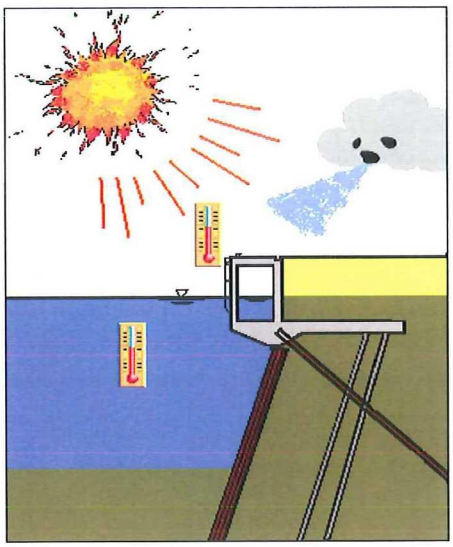
Nu de gegevens over de constructie en de rekenregels over hogesterktebeton bekend zijn kan er begonnen worden met het bepalen van de technische haalbaarheid van het nieuw te maken ontwerp. Hierbij worden verschillende facetten van de kademuur naar voren gehaald welke belangrijk zijn voor de technische haalbaarheid. Als eerste wordt er gekeken naar de vervorming van de kademuur in de gebruiksfase, wanneer de volledige bovenbouw van de constructie zich als één grote lange betonnen balk gedraagt. Er zal gekeken worden of de bovenbouw geen ontoelaatbare vervormingen introduceert op de onderbouw (de fundering).
De kademuur is tijdens de gebruiksfase onderhevig aan verschillende invloeden die betrekking hebben op de lengtevervorming van de constructie. Het gaat hierbij vooral over de lengtevervorming als gevolg van temperatuurverschillen, krimp en kruip. De lengtevervormingen ten gevolge van uitwendige normaalkrachten worden hier verwaarloosd. Van normaalkrachten op de kopse kanten van de kademuur is geen sprake, aangezien er een ruimte tussen de verschillende kademuren zit.

Bij een kademuur worden de vervormingen in lengterichting gewoonlijk opgevangen door de verschillende dilatatievoegen die om de circa 20 tot 40 meter in de constructie aanwezig zijn. Bij het ontbreken van deze voegen zullen alle lengtevervormingen van de ene sectie overgedragen worden naar de volgende. De gehele kademuur gedraagt zich eigenlijk als één grote lange balk, en niet als meerdere losse balken achter elkaar.
Wanneer de bovenbouw van de kademuur (de betonnen kokerconstructie met ontlastvloer) gaat vervormen in lengterichting, dan moet de onderbouw (de stalen combiwand, MV-palen en betonnen drukpalen) mee vervormen omdat deze vast zitten aan de bovenbouw. Aangezien deze funderingselementen vastzitten in de grond moet er gekeken worden of de verplaatsingen die er plaats vinden aan de bovenkant van deze elementen (daar waar ze vast zitten aan de ontlastvloer) geen ontoelaatbare spanningen introduceren waardoor de elementen zouden kunnen bezwijken.
Om de lengteveranderingen tijdens de gebruiksfase te kunnen bepalen wordt eerst gekeken welke factoren relevant zijn, waarna uit een berekening volgt hoe groot deze invloeden zijn.
Wanneer de lengteveranderingen bekend zijn kan worden gekeken of deze opgenomen kunnen worden door het bestaande funderingssysteem of dat er enkele aanpassingen gemaakt moeten worden in het ontwerp.

10.1 Invloedsfactoren

10.1.1 Temperatuur

Onder invloed van temperatuurverschillen van buitenaf zal het beton volumeveranderingen ondergaan. De temperatuur van de betonnen bovenbouw wordt voornamelijk bepaald door de watertemperatuur omdat het grootste gedeelte van deze constructie zich onder de gemiddelde waterstand bevindt. Op het gedeelte dat boven de gemiddelde waterstand ligt zijn vooral zonnestraling, wind en luchttemperatuur maatgevend voor de betontemperatuur.

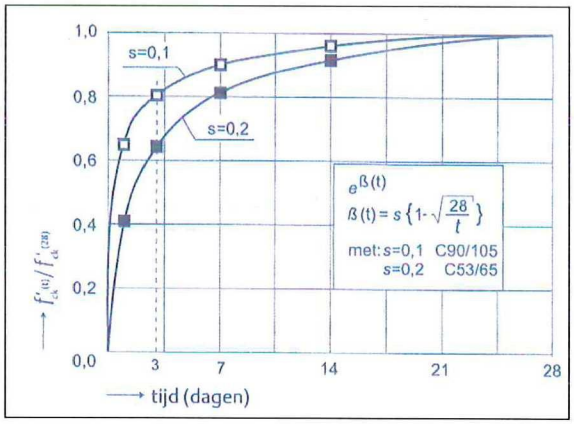


Figuur 10.1 Temperatuursinvloeden op de kademuur

Het deel van de bovenbouw boven water zal blootstaan aan grotere temperatuurschommelingen dan het gedeelte onder water omdat de watertemperatuur minder fluctueert dan de temperatuur van de buitenlucht, versterkt met wind, neerslag of zonnestraling. Deze veranderingen zijn echter meestal van relatief korte duur in vergelijking met de veranderingen van de watertemperatuur en ze hebben invloed over een kleiner oppervlak (alleen wat zich boven water en aan de buitenzijde van de kokerconstructie bevindt). Ze hebben daarom minder kans om in de gehele constructie door te dringen en zullen daarom minder invloed hebben op de lengteveranderingen. Wel zullen ze plaatselijk invloed hebben, wat zich vooral zal uiten in spanningsverschillen in de doorsnede. Deze zullen later pas meegenomen worden bij het detailontwerp van de betonberekening.

10.1.2 Krimp

Op het moment dat de binding van cement en water is begonnen, is de betonsterkte nog nihil en zijn de plastische eigenschappen van het betonmengsel nog aanwezig. Naarmate de binding voortschrijdt, krimpt het materiaal. We onderscheiden hier twee hoofdvormen van krimp: verhardingskrimp en uitdrogingskrimp. Deze hebben beide een volumecontractie van de systeemmatrix tot gevolg, waardoor de constructie zal krimpen. Ze zijn een direct gevolg van de veranderingen in de vochthuishouding in het poriënsysteem. Deze vochtveranderingen ontstaan als gevolg van het verbruik van water voor de reactie tussen cement en water (verhardingskrimp) en door vochtafgifte naar de omgeving (uitdrogingskrimp). In het eerste geval dalen het vochtgehalte en de relatieve vochtigheid homogeen over de doorsnede, terwijl in het tweede geval door vochtafgifte aan de buitenzijde van de betonconstructie vochtgradiënten ontstaan. Daarmee is de uitdrogingskrimp sterk afhankelijk van de dikte van de constructie en de klimatologische omstandigheden, terwijl verhardingskrimp deze afhankelijkheid niet kent.
Een ander wezenlijk verschil tussen verhardingskrimp en uitdrogingskrimp betreft de fasering in de tijd. Verhardingskrimp is vrijwel direct gekoppeld aan de voortgang van het verhardingsproces en strekt zich daarom uit over een betrekkelijk korte tijd. Uitdroging van beton is afhankelijk van de bouwfysische randvoorwaarden en kan zich uitstrekken over jaren.



Figuur 10.2 Verhardingskrimp. s=0,1 voor HSB. s=0,2 voor NSB [Ref.9]

De verhardingskrimp is tijdens de gebruiksfase al voor 99,9% voltooid en zal daarom bij de berekening van de krimp in de gebruiksfase niet worden meegenomen. De krimp tijdens de gebruiksfase wordt nu volledig bepaald door de grootte van de uitdrogingskrimp.

10.1.3 Kruip

Onder kruip wordt verstaan de met de tijd toenemende vormveranderingen in het beton bij gelijkblijvende belastingen. De grootte van de kruipvervorming is recht evenredig met de elastische vervorming van het beton. Het verband tussen de kruipvervorming en de elastische vervorming wordt aangegeven met de kruipcoëfficiënt. Deze is afhankelijk van de relatieve vochtigheid, de ouderdom en sterkte van het beton, de geometrie van de doorsnede en de duur van de belasting.
De directe belastingen in de lengterichting van de kademuur zijn relatief zeer laag (alleen troskrachten van schepen en remkrachten van kranen en voertuigen) waardoor de kruip ook geen grote rol speelt. Wel zullen de indirecte belastingen in lengterichting (als gevolg van temperatuurveranderingen) kruip introduceren in de constructie. Omdat de temperatuurveranderingen fluctueren rond een gemiddelde zal er netto gezien over de tijd geen vormverandering optreden als gevolg van kruip (de kruip tijdens de winters wordt gecompenseerd door de kruip in tegenovergestelde richting tijdens de zomers).

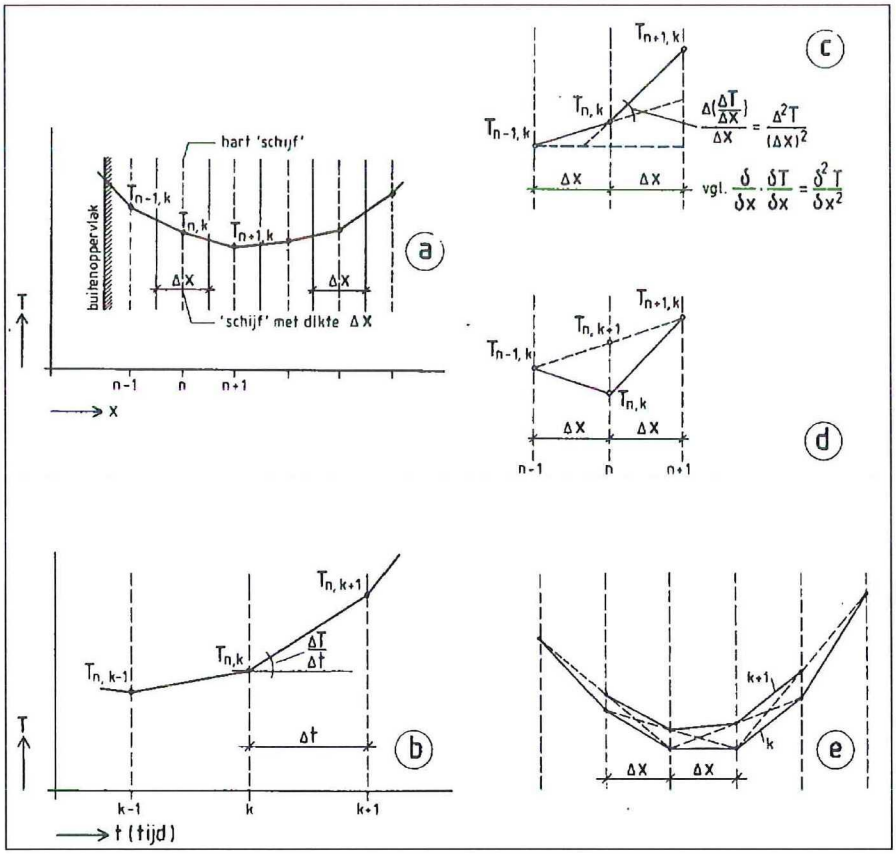
10.2 Berekening lengteveranderingen

10.2.1 Temperatuur

Om te bepalen hoeveel invloed de buitentemperatuur heeft op de constructie moet eerst bepaald worden hoe snel de temperatuurdaling of -stijging doordringt in de constructie. Dit wordt bepaald met een eenvoudige grafische methode, de zogenaamde Binder-Schmidt methode. Deze methode geeft de niet-stationaire temperatuurverdeling over een plaatvormig element weer en is een differentierekening als oplossing voor de differentiaalvergelijking van Fourier:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a_c \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}$$ (zonder warmte ontwikkeling) [Ref.11]

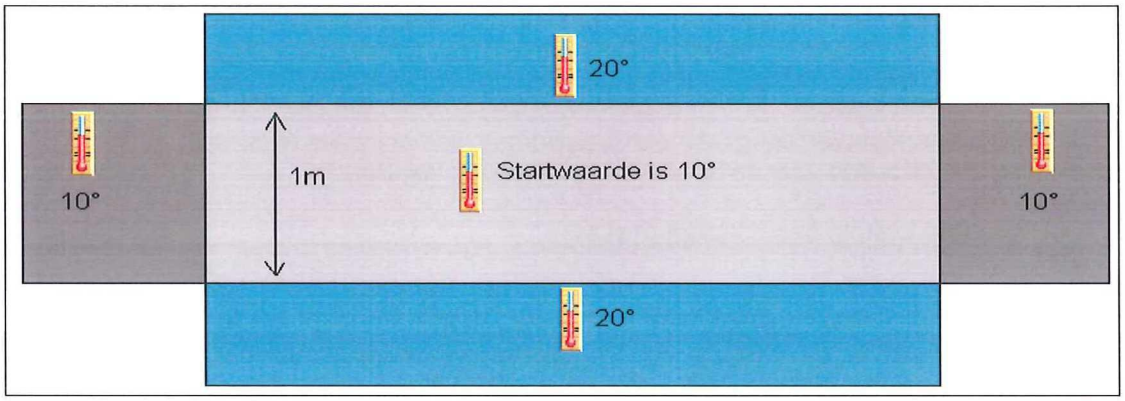
Er wordt een deel van het plaatvormige element beschouwd, loodrecht op de warmtestroming. Dit deel wordt opgedeeld in een aantal schijven, elk met dikte Δx. Het temperatuurverloop wordt nagegaan in het midden van deze elementen. Door elk midden van elk element te verbinden met rechte lijnen wordt het gebogen temperatuurverloop benaderd door een veelhoek.
We zien dat de temperatuur in een punt (n) ten tijde (k+1)Δt wordt bepaald uit de temperatuur in de beide naburige punten (n-1) en (n+1) ten tijde kΔt.



Figuur 10.3 Grafische oplossing Fourier DV voor ééndimensionale warmtestroming [Ref.11]

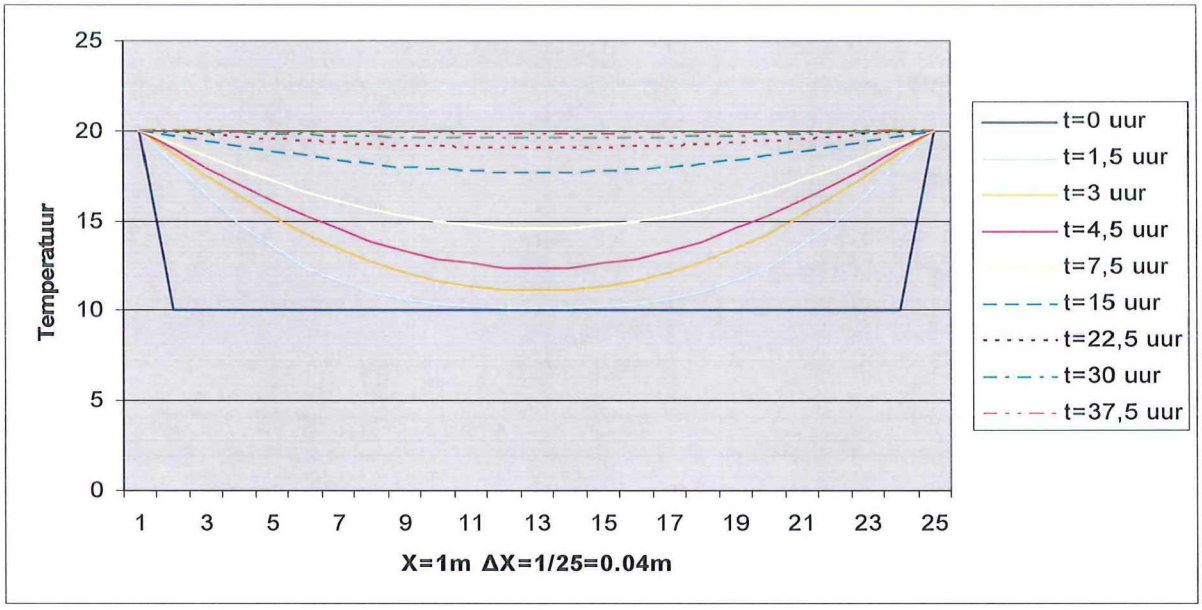
Bij deze methode wordt geen verlopende temperatuur aan de buitenzijde verondersteld, maar alleen een temperatuurverschil. Deze methode is dan ook alleen geschikt om een orde van grootte te bepalen voor de snelheid van temperatuurindringing in de betonconstructie (niet voor een exacte bepaling van het temperatuurverloop). Dit komt omdat er nooit een plotselinge temperatuursprong plaatsvindt in de natuur maar altijd een geleidelijk verloop. Hierdoor zal de tijd die nodig is voor de buitentemperatuur om helemaal door te dringen in de constructie volgens deze methode altijd een onderschatting opleveren.
Wanneer de orde van grootte van de tijd bekend is, kan worden gekeken welke tijdschaal van temperatuurmetingen van de omgeving genomen moet worden (uur, dag, week, maand of seizoen). Er is dan bekend welke waarden voor het maximale temperatuurverschil van de omgeving relevant is voor de lengteveranderingen van de constructie.
De berekening wordt gedaan voor het deel van de constructie dat onder de gemiddelde waterstand ligt, zodat alleen de watertemperatuur van het oppervlaktewater in de buurt van de constructie relevant is. De constructie wordt gemodelleerd als een vlakke betonnen plaat van één meter dik met

aan de randen water. Er wordt als startwaarde een betontemperatuur van 10 graden Celsius aangenomen en een buitentemperatuur van het oppervlaktewater van 20 graden.



Figuur 10.4 Modelweergave voor de temperatuurberekening in de ontlastvloer

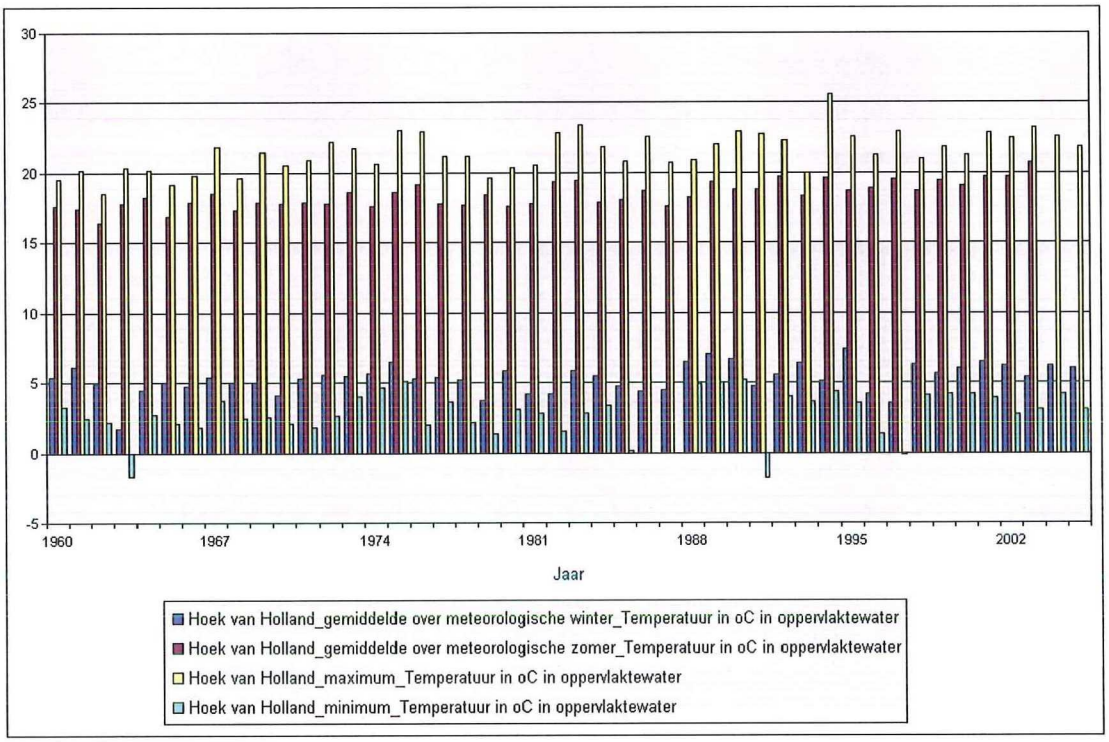
Om het geheel inzichtelijk te houden is hier alleen de grafische voorstelling van de tabellenreeks weergegeven om duidelijk te maken hoe de temperatuur verloopt over de doorsnede in de tijd. In bijlage 2 van het bijlagenrapport is de tabel gegeven van onderstaande temperatuurverdeling.



Figuur 10.5 Opwarmingssnelheid betondoorsnede (ontlastvloer)

Het is duidelijk te zien dat de opwarming van de plaat bij een gelijkblijvend temperatuurverschil tussen beton en buitentemperatuur enkele etmalen nodig heeft om zich over de gehele doorsnede te verspreiden. Er zal dus gekeken moeten worden naar temperatuurmetingen met een tijdschaal van ongeveer een week of meer om er zeker van te zijn dat de gehele doorsnede dezelfde temperatuur heeft. De invloed van zonnestraling en wind wordt niet meegenomen in de totale lengteveranderingen van de kademuur. Hiervoor zijn de tijdschalen waarin ze werken te klein en de waarden te variabel om een significante invloed te hebben op de totale constructie.

Van het KNMI en Rijkswaterstaat zijn uitgebreide metingen beschikbaar, alleen zijn de tijdschalen beperkt tot momentane minima en maxima en seizoenen. Om toch een redelijke schatting te kunnen geven over het maximale temperatuurverschil over de constructie door de jaren heen worden de waarden van deze metingen uitgezet in een grafiek en wordt het gemiddelde van de maxima en minima genomen.



Figuur 10.6 Temperatuurstatistieken [Ref.12]

De maxima zijn : +25,6° maximaal (1994)
+19,7° gemiddeld over de warmste zomer (1992)

$$\text{Gemiddeld maximum: } \frac{25{,}6° + 19{,}7°}{2} = 22{,}65°$$

De minima zijn: - 1,7° minimaal (1991)
+1,8° gemiddeld over de koudste winter (1963)

$$\text{Gemiddeld minimum: } \frac{-1{,}7° + 1{,}8°}{2} = 0{,}05°$$

Het totale temperatuursverschil waarmee de constructie tijdens de gebruiksfase zal worden belast is: 22,65°-0,05°=22,6°. Dit zal worden afgerond tot 23°, aangezien het een schatting betreft.

Nu bekend is wat het maximale temperatuurverschil over de constructie is, kan worden berekend wat de maximale vervorming in lengterichting is onder invloed van de temperatuur.

$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$

α	uitzettingscoëfficiënt voor HSB:	$12 \cdot 10^{-6}$
ΔT	maximaal temperatuurverschil:	23 graden
L	lengte:	500 meter

$\Delta L = 14cm$

Dit is de maximale lengtevervorming van de bovenbouw, dus dat wil zeggen in het geval er geen verhinderde vervorming optreedt. De bovenbouw zit echter vast aan de onderbouw en zal daarom een tegenkracht krijgen op de vervorming. Hierdoor zal de maximale vervorming onder temperatuurverschillen van de bovenbouw altijd minder zijn dan 14 cm. Hoeveel minder ligt aan de reactiekracht die de onderbouw in lengterichting kan leveren op de bovenbouw.

10.2.2 Krimp

De krimp tijdens de gebruiksfase wordt volledig bepaald door de uitdrogingskrimp. Deze factor wordt berekend volgens:

$\varepsilon_r = \varepsilon_c k_b k_h k_p k_t$ (6.1.6 NEN 6720)

ε_c = basiskrimp. Voor een zeer vochtig milieu: $\varepsilon_c = 0{,}10 \cdot 10^{-3}$

k_b = factor, afhankelijk van de betonsterkte. Voor $f'_{ck} \geq 75N/mm^2$: k_b =0,60

k_h = factor, afhankelijk van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede. Voor h_m groter dan 500mm (zoals hier het geval is): k_h =0,50

k_p = factor, afhankelijk van het wapeningspercentage. Voor een kademuur gemiddeld: k_p =0,96

k_t = factor, afhankelijk van de ouderdom t van het beton. Voor $t = \infty$: k_t =1

De totale uitdrogingskrimp ε_r is voor $t = \infty$: $0{,}10 \cdot 10^{-3}$ * 0,60 * 0,50 * 0,96 * 1 = $2{,}9 \cdot 10^{-5}$

De totale verkorting van de constructie ten gevolge van uitdrogingskrimp wordt:

$\Delta L = 500m * 2{,}9 \cdot 10^{-5} = 1{,}5cm$

10.2.3 Kruip

Om de kruip te kunnen berekenen wordt er gebruik gemaakt van de kruipcoëfficiënt. Deze wordt bepaald uit:

$\phi = k_c k_d k_b k_h k_t$ (6.1.5 NEN 6720)

k_c = factor, afhankelijk van de relatieve vochtigheid. Voor een zeer vochtig milieu: k_c = 1,4

k_d = factor, afhankelijk van de ouderdom van het beton en van de sterkteklasse van het beton. Voor hoge sterkteklassen en verhard beton: k_d = 0,30

k_b = factor, afhankelijk van de betondruksterkte. Voor C90/105: k_b = 0,40

k_h = factor, afhankelijk van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede. Voor h_m groter dan 500mm: k_h = 0,70

k_t = factor, afhankelijk van de belastingtijd. Voor $t = \infty$: k_t = 1

Voor t = 180 dagen (half jaar): k_t = 0,20

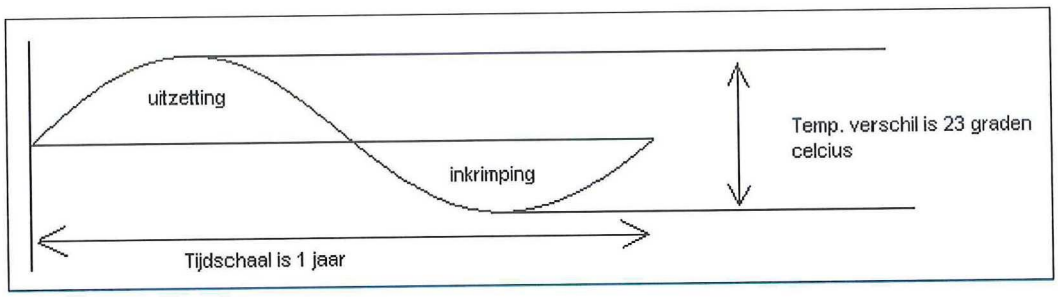
Omdat de kruip hoofdzakelijk optreedt door het temperatuurverschil tussen zomer en winter wordt hier de kruipcoëfficiënt gegeven voor halfjaarlijkse belastingen:

$\phi = 1{,}4 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}40 \cdot 0{,}70 \cdot 0{,}20 = 0{,}024$

De kruipvervorming ten gevolge van de elastische vervorming van de kademuur door temperatuurverschillen is dus 2,4% van de elastische vervorming (aangenomen dat de maximum en de minimum temperatuur een half jaar verschillen). Voor een maximaal temperatuurverschil van 23° is de kruip 3,4 mm (2,4% van 14 cm).

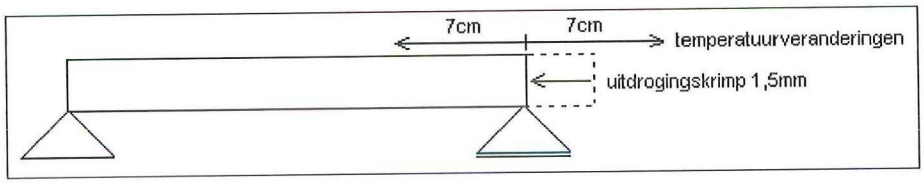
10.2.4 Totaal

De dominante factor in de lengtevervorming van de kademuur tijdens de gebruiksfase is de temperatuur. Doordat de temperatuur door de seizoenen heen stijgt en daalt, zal de kademuur uitzetten en inkrimpen volgens een cyclisch proces met een periode van ongeveer een jaar.



Figuur 10.7 Temperatuurverloop door de tijd

De uitdrogingskrimp verloopt door de jaren heen en zorgt voor een totale krimp van de bovenbouw van 1,5mm. Hier komt de cyclische lengteverandering van maximaal 14cm ten gevolge van temperatuurverschillen bovenop. Wanneer we dit schematisch voorstellen als een balk met één roloplegging ziet dat er als volgt uit:



Figuur 10.8 Lengteveranderingen van de kademuur

10.2.5 Krachtsafdracht

Om de totale krachtsverdeling over de lengte van de kademuur te bekijken moeten we nagaan hoe de krachten worden afgedragen. Wanneer de bovenbouw onderhevig is aan lengteveranderingen zullen er krachten worden geïntroduceerd op de funderingselementen. Deze zullen op hun beurt een tegenwerkende kracht leveren zodat een deel van de lengteveranderingen wordt omgezet in spanningen. Om te kunnen zien of deze krachten opgenomen kunnen worden door de funderingselementen wordt er eerst gekeken naar de totale kracht die de bovenbouw kan leveren bij de gevonden lengteveranderingen.
Er wordt hiervan uitgegaan dat de totale lengteverandering ten gevolge van temperatuur, krimp en kruip plaatsvindt in één richting (er wordt dus vanuit gegaan dat de constructie wordt opgeleverd bij de maximale temperatuur of de minimale temperatuur, zodat er alleen verkorting of verlenging plaatsvindt). Dit vormt dan gelijk de bovengrens voor de lengteverandering van de betonnen bovenbouw. De totale lengteverandering is dan 14cm. Om de vervorming volledig tegen te houden zou dan een kracht nodig zijn van:

$$F = \varepsilon EA$$

ε = verkorting = $140/500 \cdot 10^3 = 2{,}8 \cdot 10^{-4}$

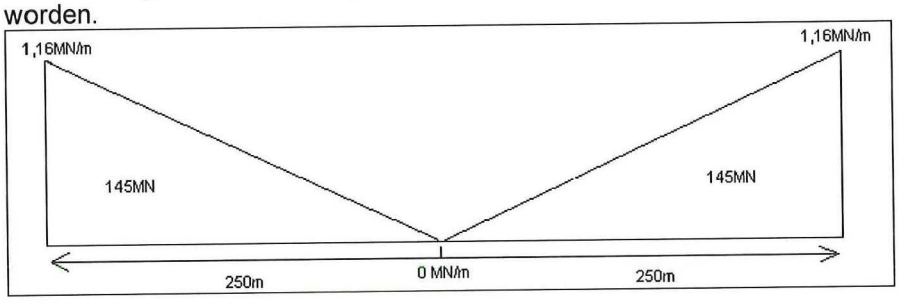
$E = 40{,}1 \cdot 10^3 \, N/mm^2$

$A \approx 25 \cdot 10^6 \, mm^2$

$F \approx 290 MN$

Deze kracht is niet gelijkmatig verdeeld over de lengte, maar loopt van 0 MN/m lineair op tot het maximum. Aangenomen dat de bovenbouw niet krimpt in het midden, en maximaal krimpt aan de twee uiteinden, dan is de maximale belasting aan de uiteinden: $\frac{(290MN/2)}{250m} \cdot 2 = 1{,}16 MN/m$

Of deze lengtevervorming opgenomen kan worden door het funderingssysteem zal later berekend worden.



Figuur 10.9 Krachtsverdeling over de lengte van de kademuur

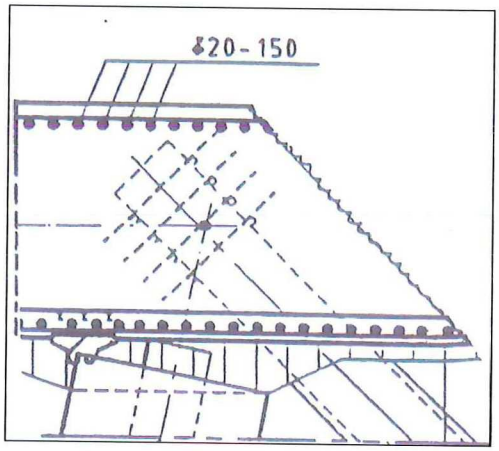
10.3 Funderingssysteem

10.3.1 Combiwand

De verbinding tussen de bovenbouw en de combiwand wordt gerealiseerd door een gietijzeren zadel. Dit zadel vormt een scharnieroplegging tussen beide elementen. Het zadel wordt aan de bovenkant ingestort in de bovenbouw en ligt aan de onderzijde op de wand van de stalen buispaal. Om de geconcentreerde krachten van de bovenbouw in de buispaal te leiden is het bovenste deel van de buispaal (daar waar het zadel zit) vaak verdikt, zodat de vervormingen binnen de perken blijven. Om de vervormingen van de ronde buispaal te limiteren wordt vanaf vlak onder het zadel de buispaal voor een deel volgestort met beton. Hierdoor wordt het een massieve buis welke zeer vormvast is. Dit moet ook wel anders zouden de damplanken naast de buispaal uit het slot kunnen lopen, met alle gevolgen van dien.
Omdat de buispalen stijf zijn (bijna volledig gevuld met beton en zand en voor het grootste deel gefundeerd in het zand) zullen verplaatsingen van enkele centimeters aan de bovenzijde van de palen enorme schuifkrachten introduceren in de zadels. Dit kan leiden tot het plastisch vervormen van de bovenkant van de buispaal, met het risico dat het zadel van de buispaal af wordt gedrukt en tot falen van de constructie kan leiden. Dit moet natuurlijk voorkomen worden. Ook is het mogelijk dat de maximaal toelaatbare momenten en dwarskrachten in de buispaal worden overschreden door de toegevoegde dwarskracht op de bovenkant. Deze introduceert namelijk dubbele buiging en schuifspanningen in de doorsnede, waar de buispaal niet op gedimensioneerd is.

10.3.2 MV-trekpalen

De MV-palen bestaan uit stalen H-profielen welke aan de bovenkant zijn verbonden met de ontlastvloer. Via opgelaste deuvels dragen zij de krachten op de constructie over op de ondergrond. Deze bestaat voornamelijk uit zandpakketten, zodat de stijfheid vrij groot is. Grote verplaatsingen zullen dus zeker extra krachten introduceren.



Figuur 10.10 Detail verbinding buispaal, MV-paal en ontlastvloer [Ref.4]

Omdat deze palen in lengterichting van de kademuur relatief zeer slap zijn wordt er hier aangenomen dat de verplaatsingen niet leiden tot grote momenten en/of dwarskrachten in de palen.

10.3.3 Betonnen drukpalen

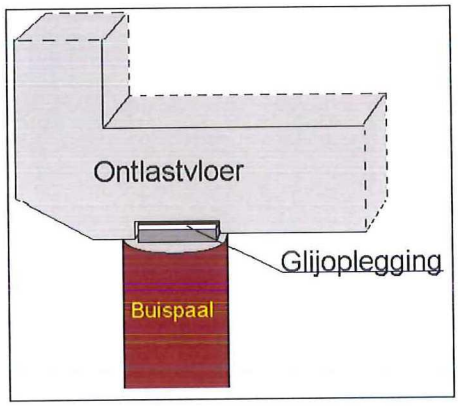
Voor deze palen geldt eigenlijk hetzelfde als voor de MV-palen: volledig gefundeerd in het zand zodat de zijdelingse verplaatsingscapaciteit gering is. Het enige verschil is dat de MV-palen van staal zijn en daarom kunnen buigen, in tegenstelling tot de betonnen drukpalen. Deze laatste zijn echter wel voorgespannen uitgevoerd, zodat geringe vervorming niet gelijk tot het breken van de paal leidt.

10.4 Alternatieven

Het funderingssysteem is in staat de krachten in lengterichting van de kademuur ten dele op te vangen en om te zetten in spanningen. Er zullen waarschijnlijk toch enige verplaatsingen optreden die opgevangen moet worden. Aangezien het systeem van funderingselementen niet is ontworpen om zulke dwarskrachten op te nemen is de verwachting dat de optredende belastingen hoger zullen zijn dan de sterktes van de verschillende funderingselementen. Wanneer dit leidt tot falen van één van de onderdelen van de fundering zullen er alternatieve oplossingen gezocht moeten worden.

10.4.1 Glijplegging

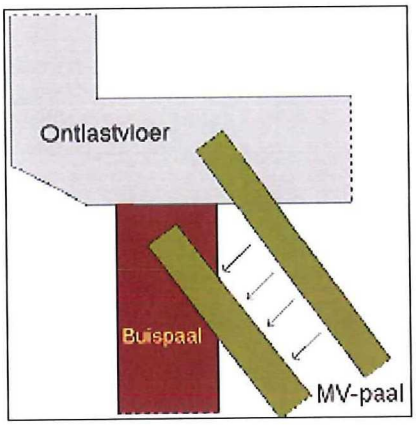
Wanneer blijkt dat het gietijzeren zadel in combinatie met de combiwand niet in staat is om de vervormingen van de bovenbouw op te vangen, kan er gekozen worden voor een roloplegging tussen de bovenbouw en de onderbouw. Het gietijzeren zadel wordt dan vervangen door een betonnen balk, welke wordt gestort op de betonprop in de buispaal. Op deze betonnen balk wordt de bovenbouw gelegd, zodat de scharnierverbinding in stand wordt gehouden. Tussen de betonnen balk en de bovenbouw komt een materiaal met een extreem lage wrijvingsweerstand en een hoge druksterkte. Hiervoor kunnen verschillende systemen worden gebruikt. Er zijn stalen platen met vloeistof ertussen verkrijgbaar, of teflon oplegblokken. Beiden worden al gebruikt als roloplegging bij bruggen.
Deze vorm van roloplegging kan ook worden gebruikt bij de betonnen drukpalen aan de achterzijde van de ontlastvloer. Er zal dan op elke kop van elke paal een glijoplegging komen, welke kan glijden in een sleuf in de ontlastvloer.



Figuur 10.11 Glijoplegging buispaal

10.4.2 Verplaatsing MV-palen

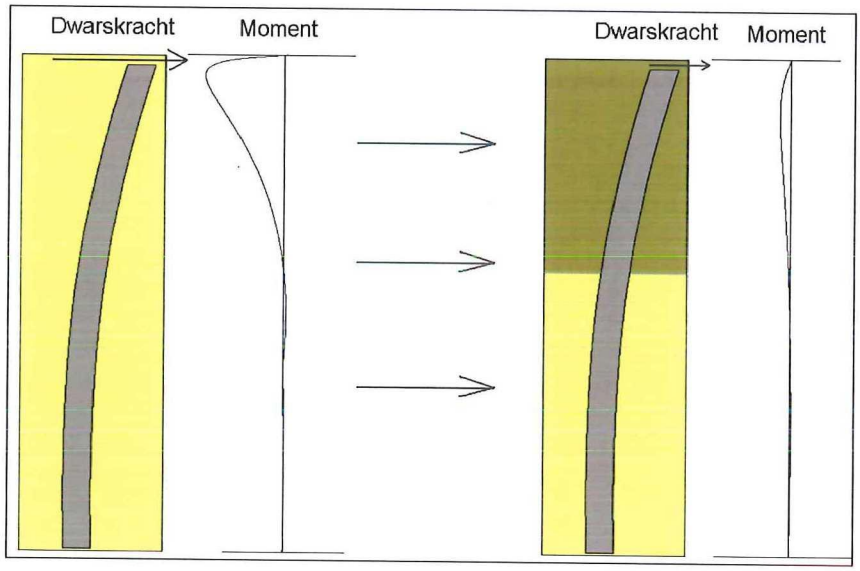
De aanhechting van de MV-paal wordt verplaatst van de ontlastvloer naar de buispaal. Hierdoor is er meer ruimte over om te besparen op de doorsnede en wanneer de combiwand is voorzien van een glijoplegging, krijgt de MV-paal ook geen zijdelingse krachten van de bovenbouw meer te verduren. De MV-paal kan worden ingestort in de buispaal via de betonprop waar later de roloplegging bovenop komt. Door de MV-paal naar de buispaal te verplaatsen is er ook minder wapening in de ontlastvloer nodig om de krachten van de combiwand naar de MV-paal te leiden.



Figuur 10.12 Verplaatsing MV-paal naar buispaal

10.4.3 Flexibele ondergrond

Wanneer de vervorming van de bovenbouw ontoelaatbare verplaatsingen oplevert van de funderingselementen, kan ervoor gekozen worden om de palen voor een deel in flexibele grond te zetten. Aangezien de MV-palen en betonnen drukpalen hun draagkracht ontlenen aan diepgelegen grondlagen, is het mogelijk om het bovenste deel van het zandpakket waarin de palen staan te vervangen door slappe grond. Er wordt dan voor het heien of trillen van de paal een gat geboord in het zand welke wordt gevuld met het slappe materiaal. Door dat materiaal wordt vervolgens de paal geslagen. Hierdoor heeft de paal aan de bovenkant minder zijdelingse weerstand waardoor de maximale waarden van de momenten en dwarskrachten in de palen afnemen bij gelijkblijvende vervormingen aan de bovenkant.



Figuur 10.13 Vermindering dwarskracht en moment door slappe laag

10.4.4 Conclusie

De verwachting is dat de extra belastingen op het funderingssysteem niet kunnen worden opgenomen door de huidige elementen. Om het geheel toch te kunnen laten functioneren zijn enkele ingrepen nodig. Deze maken het mogelijk om de lengteveranderingen van de kademuur op te vangen. Bij de volledige glijoplegging is het zelfs mogelijk om nog veel grotere verplaatsingen op te nemen, aangezien de volledige bovenbouw in lengterichting glijdend is verbonden met de onderbouw.
In het volgende deel van dit rapport zullen berekeningen aantonen of de verwachtingen kloppen (met betrekking tot de belastingen) en of de voorgestelde alternatieven ook een realistische oplossing vormen voor de eventuele problemen.

11. Toetsing funderingselementen

Als eerste worden de funderingselementen getoetst aan de opgegeven belastingen uit de bovenbouw. Dit gebeurt om te kijken of de funderingselementen de krachten uit de bovenbouw op kunnen nemen in hun huidige vorm. Bij het ontwerpen van de ECT-kademuur werd er namelijk niet vanuit gegaan dat de funderingselementen grote zijdelingse verplaatsingen zouden ondergaan, omdat deze verplaatsingen van de kademuur werden opgevangen door de dilatatievoegen. Aangezien de dilatatievoegen in het nieuwe ontwerp komen te vervallen moeten alle verplaatsingen opgenomen worden door de funderingselementen. Om er zeker van te zijn dat deze de extra verplaatsingen en bijkomende momenten en dwarskrachten kunnen opnemen dienen ze getoetst te worden aan de nieuwe situatie. De funderingselementen worden getoetst met de extra belastingen die bepaald worden met het programma M-sheet. In M-sheet wordt er een enkele paal gesimuleerd in de grond. De horizontale beddingconstante wordt in M-sheet bepaald aan de hand van de berekeningsmethode van Menard. Deze wordt uitgelegd in bijlage 3 van het bijlagenrapport.
Aan de hand van de kopuitwijking (maximaal 70mm) is bepaald hoe groot de dwarskrachten en momenten zijn die de elementen te verduren krijgen. De bovenbelasting wordt gesimuleerd als een normaalkracht op de palen. Deze bovenbelasting is bepaald bij de berekening van de kademuur in de originele situatie.
Wanneer blijkt dat de belastingen groter zijn dan wat de funderingselementen kunnen opnemen dienen er aanpassingen gemaakt te worden in het ontwerp zodat er wel voldaan wordt aan de eisen.

11.1 Buispalen

De buispalen aan de voorzijde van de kademuur krijgen nu uitwijkingen te verduren in twee richtingen in plaats van één. Aangezien er slechts in twee dimensies gewerkt kan worden in M-sheet worden de verplaatsingen in twee richtingen apart behandeld. De individuele momenten en dwarskrachten die hier uit komen kunnen vervolgens gesommeerd worden bij de berekening van de totale momenten en dwarskrachten in de doorsnede van de buispaal.
Er wordt hier aangenomen dat de tussenplanken te slap reageren en daardoor geen krachten kunnen opnemen of overdragen en deze worden hier dus ook niet gesimuleerd.
De buispalen hebben een gemiddelde lengte van 32 meter en zijn gefundeerd op -35,5m NAP. Ze hebben een buitendiameter van 1220mm en een wanddikte van 15,4mm. De staalkwaliteit is STE 445,7 TM (X65) en ze staan h.o.h. 2,78m.

11.1.1 Opneembare momenten en dwarskrachten

De maximale momenten en dwarskrachten in stalen profielen worden bepaald aan de hand van de maximale spanning van het staal. Er wordt in deze berekening uitgegaan van de vloeispanning van het gebruikte staal van 445N/mm^2. Dit levert een rekenwaarde op van 297N/mm^2 (445/1,5). Er wordt hier een veiligheid op de sterkte genomen om zo de waarden van de belastingen van de originele berekeningen en de waarden van M-sheet direct te kunnen gebruiken, zonder deze om te rekenen. Op de rekenwaarden van de originele berekeningen werd ook een veiligheidsfactor van 1,5 gebruikt op de sterkte. Hierdoor worden de belastingen getoetst aan dezelfde sterkte.
De spanning in de doorsnede ten gevolge van moment en normaalkracht wordt bepaald volgens:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A}$$ [Ref.10]

$$\sigma_{vl} = 445/1{,}5 = 297 N/mm^2$$

$$W = \frac{\pi(D^4 - (D-2d)^4)}{32D} = 17{,}3 * 10^6 mm^3$$

N bovenbelasting op de buispaal

$$A = \pi((D/2)^2 - ((D-2d)/2)^2) = 58{,}3 * 10^3 mm^2$$

$$M_u = W(\sigma_{vl} - N/A)$$

Doordat de kademuur lengteveranderingen ondergaat, welke gedeeltelijk opgenomen worden door de combiwand, ontstaan er schuifspanningen in de buispaal. De totale spanning als gevolg van de extra schuifspanningen wordt dan:

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_{vl}$$ [Ref.10]

Door de extra spanning ten gevolge van de dwarskracht wordt het maximaal opneembare moment gereduceerd. Om een idee te krijgen van de invloed van die extra dwarskracht op de reductie van het

maximale moment wordt de formule uitgeschreven en worden enkele relevante waarden ingevuld en uitgezet in een grafiek.

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\left(\frac{M}{W} + \frac{N}{A}\right)^2 + 3\left(2\frac{V}{A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{(M_1 + M_2)}{W} + \frac{N}{A}\right)^2 + 3\left(2\frac{V}{A}\right)^2} \leq 297N/mm^2$$

M_1 maximaal moment in de buispaal in dwarsrichting behorend bij de maximale spanning in dwarsrichting: 3884 kNm [Ref.4]

M_2 maximaal opneembaar moment in lengterichting

V maximaal opneembare dwarskracht ten gevolge van lengteveranderingen van de bovenbouw

$N = 3060kN$ maximale bovenbelasting op de buispaal behorend bij de maximale spanning [Ref.4]

$A = 58{,}3 * 10^3 mm^2$

$W = 17{,}3 * 10^6 mm^3$

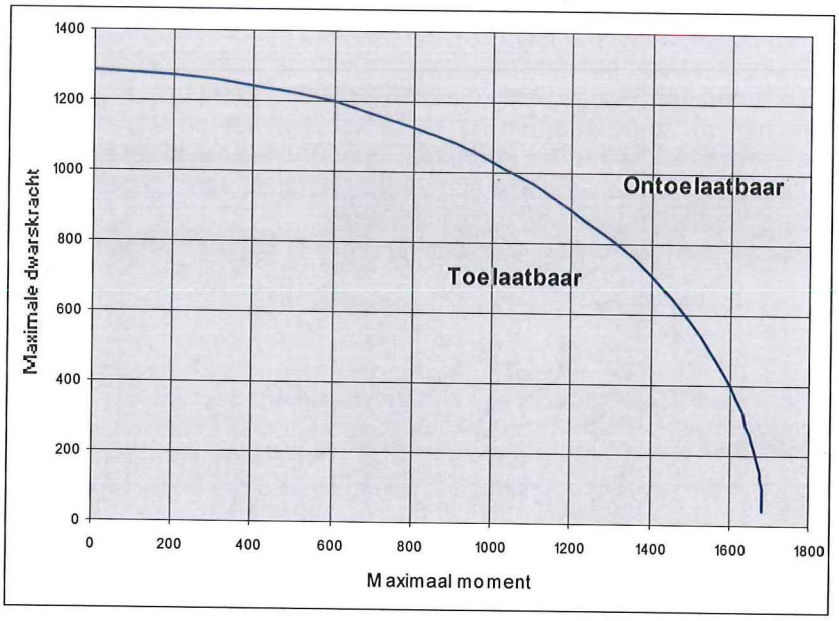
Bij deze wijze van berekenen moet wel rekening gehouden worden met het feit dat hier alle maximale spanningen in één punt worden voorgesteld. In werkelijkheid zal het maximale moment in twee richtingen niet exact gelijk zijn aan de som van de twee momenten en zal de maximale drukkracht ook niet samenvallen met de maximale schuifspanning. Dit is echter alleen van belang als de constructie net wel of net niet voldoet. Er zal dan een gedetailleerdere berekening gemaakt moeten worden om deze overschatting van de belastingen te verdisconteren. Om de onnauwkeurigheid van de momenten wat te verkleinen wordt er hier de gemiddelde vector genomen van de twee dwars op elkaar staande momenten. De enige overschatting die dan op de momenten nog wordt gemaakt is dat ze optreden op dezelfde plaats van de paal. Het resulterende moment ten gevolge van $M_1 + M_2$ wordt dan:

$$\sqrt{M_1^2 + M_2^2}$$

De formule van de toetsing aan de maximale spanning wordt dan:

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{(\sqrt{M_1^2 + M_2^2})}{W} + \frac{N}{A}\right)^2 + 3\left(2\frac{V}{A}\right)^2} \leq 297N/mm^2$$

Wanneer de optredende momenten en/of dwarskrachten dan nog steeds groter zijn dan de toelaatbare waarden kan in ieder geval met zekerheid gezegd worden dat de constructie niet voldoet.

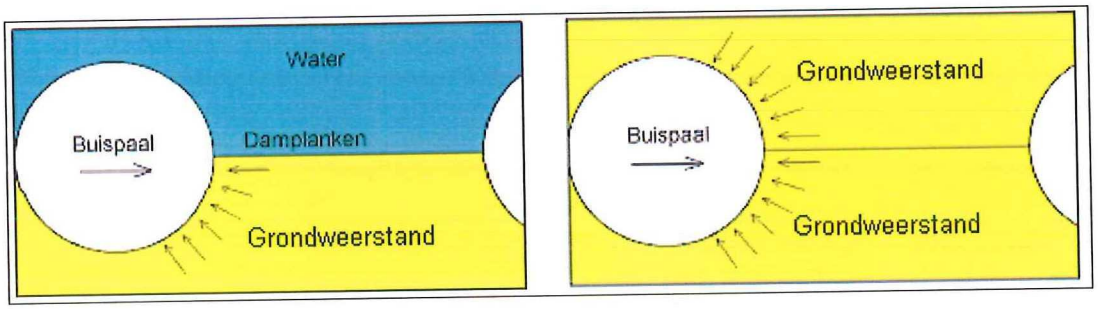


Figuur 11.1 Verhouding tussen maximale dwarskracht en maximaal moment van de buispaal

Het is duidelijk te zien dat bij een kleinere dwarskracht er een groter moment kan worden opgenomen door de buispaal. Het gebied onder de lijn in de grafiek geeft de combinaties van dwarskracht en moment weer welke veilig zijn. Nu er bekend is welke combinaties van dwarskracht en moment veilig zijn kan in M-sheet worden berekend welke waarden er optreden en of deze binnen de gestelde grenzen vallen.

11.1.2 Optredende momenten en dwarskrachten

De buispaal is in M-sheet gesimuleerd als een enkele paal met parameters zoals hierboven genoemd. De situatie waarin de buispaal volledig in de grond zit is niet geheel realistisch omdat de voorkant van de buispaal zich niet in de grond bevindt. Slechts de achterste helft van de buispaal heeft contact met de grond. Pas vanaf een niveau onder -17m NAP komt ook de voorkant van de buispaal in contact met de grond.

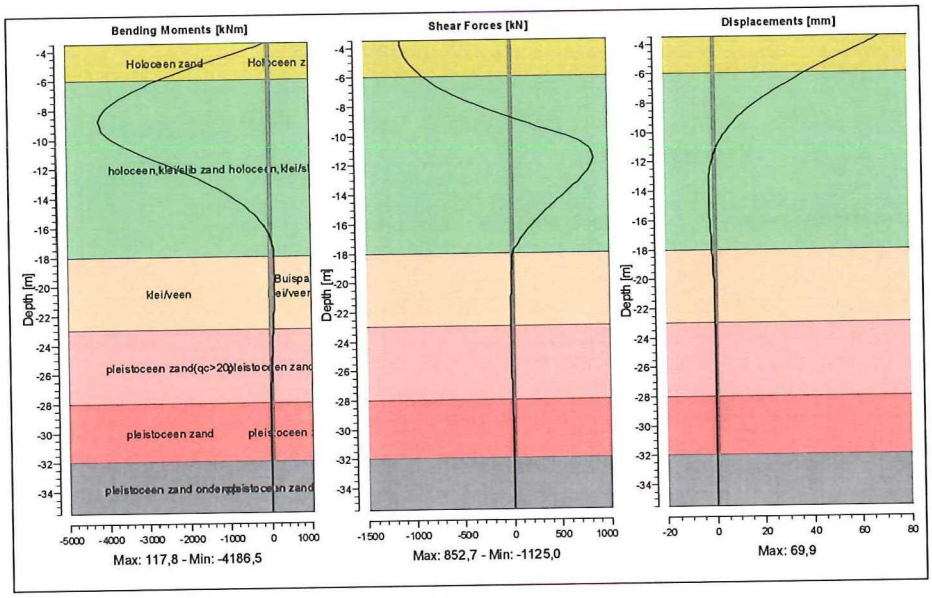


Figuur 11.2 Situatie boven -17m NAP van de buispaal

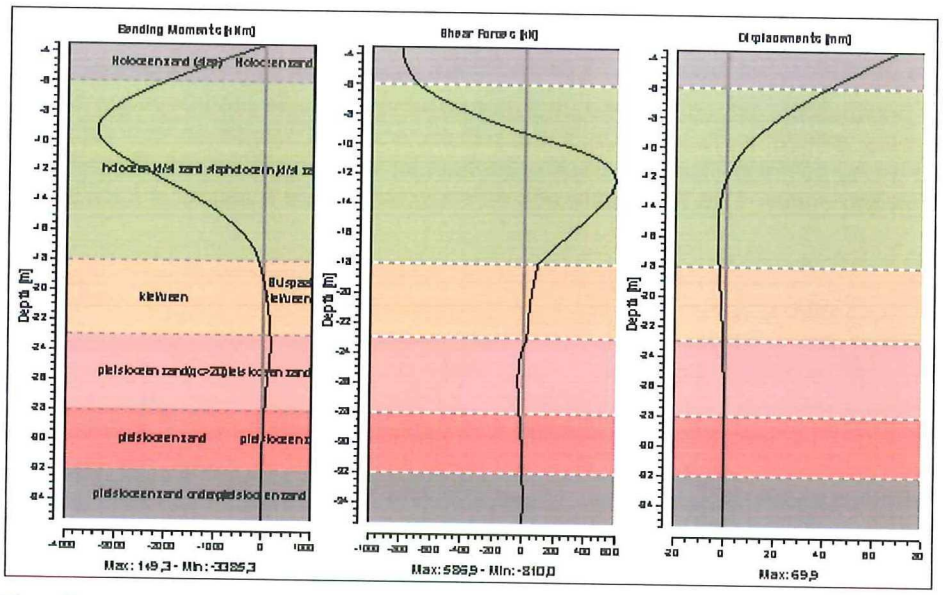
Aangezien M-sheet echter een 2D programma is kan deze 3D configuratie niet juist gesimuleerd worden. Om er zeker van te zijn dat er geen extreme verschillen zitten in de toetsingswaarden worden er twee verschillende grondprofielen genomen voor de buispaalberekening.

- Profiel met de originele grondopbouw over de volle hoogte van de buispaal
- Profiel met slappe grond boven-17m NAP en de originele grondopbouw onder -17m NAP

De werkelijke waarden van het moment en de dwarskracht zullen eerder bij het slappe profiel liggen dan bij het originele. Dit is te wijten aan het feit dat de voorste zijde van de buispaal (aan de waterzijde) niet in de grond zit. Hierdoor kan de buispaal alleen krachten afdragen aan het stuk achter de damplanken. Dit stuk is kleiner dan wordt verondersteld in M-sheet. Ook het verplaatsen van de grond in de holtes achter de damplanken (na uitbuiging van de planken) wordt niet meegenomen in deze berekeningen. Wanneer blijkt dat een detailberekening nodig is zullen deze invloeden meegenomen en gemodelleerd worden in M-sheet, zodat een nauwkeurigere berekening kan worden gemaakt.
Voor dit moment wordt volstaan met het aangepaste profiel met de slappe grond. Aan het slappe profiel wordt ongeveer de helft van de stijfheid meegegeven van het originele profiel. Dit is wel alleen boven het niveau van -17m NAP. Daaronder wordt het originele profiel gebruikt. Door het aanpassen van de stijfheid zullen bij gelijkblijvende vervormingen van de buispaal de momenten en dwarskrachten afnemen. Om een idee te krijgen van de waarden van momenten en dwarskrachten zijn hier twee uitvoergrafieken gegeven. Eén met het originele profiel en één met het aangepaste profiel.

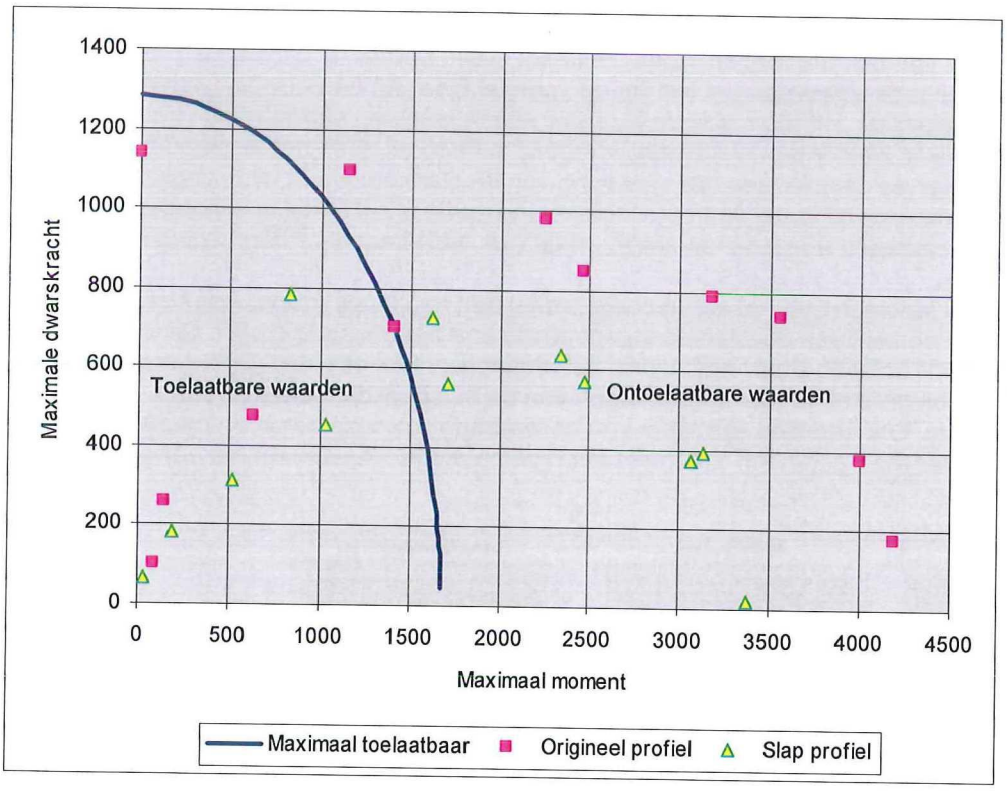


Figuur 11.3 Krachten en verplaatsingen bij normaal grondprofiel van de buispaal



Figuur 11.4 Krachten en verplaatsingen bij slap grondprofiel van de buispaal

De optredende momenten en dwarskrachten worden tegen elkaar uitgezet in de grafiek van de opneembare momenten en dwarskrachten.



Figuur 11.5 Optredende en toelaatbare waarden van moment en dwarskracht van de buispaal

Zowel het originele profiel als het aangepaste profiel geeft waarden die hoger zijn dan toelaatbaar. Om er zeker van te zijn dat de buispaal de krachten niet op kan nemen zal er nog een detailberekening gemaakt worden. Voor dit moment wordt aangenomen dat de buispaal niet voldoet en zal er naar een oplossing gezocht moeten worden waarbij de opneembare momenten en dwarskrachten hoger zijn, of waarbij de optredende krachten kleiner zijn. Wanneer later blijkt dat de buispaal wel voldoet zal gekeken worden bij welke lengteveranderingen van de kademuur de buispaal niet meer voldoet. Er wordt namelijk niet alleen gezocht naar een oplossing voor deze specifieke kademuur, maar ook naar een universele oplossing, dus ook geldig voor kademuren langer dan 500 meter.

11.2 Betonnen drukpalen

Aan de achterzijde van de ontlastvloer bevinden zich twee rijen betonpalen. Deze palen zijn identiek en alleen de palen met de grootste belastingen dienen getoetst te worden. Dit zijn de palen die het dichtst bij de combiwand staan. Ze hebben een gemiddelde lengte van ongeveer 23 meter en zijn gefundeerd op een niveau van -26m NAP. De palen hebben een afmeting van 450 * 450mm en zijn voorzien van 10 voorspanstaven en dwarskrachtwapening. De aanvangsvoorspankracht is 10*120 kN over een oppervlakte van de voorspanstaven van 930 mm^2. Bij de voorspanning wordt gebruik gemaakt van voorgerekt staal met aanhechting met een staalkwaliteit van 1860N/mm^2 (f_{purep}).
Als dwarskrachtwapening is gebruik gemaakt van beugelwapening. Deze is aan de uiteinden van de betonpaal wat dikker uitgevoerd dan in het midden in verband met grotere dwarskrachten aan de kopse kanten. Voor de dwarskrachtwapening in de berekening is genomen ϕ8-50, dat wil zeggen staven met een diameter van 8mm, geplaatst om de 50mm.
De rekenwaarde voor de maximaal opneembare centrische paalbelasting is 6752kN (druk). Dit is de maximale drukkracht die de paal kan opnemen.
Er moet rekening gehouden worden met twee verschillende momenten bij de toetsing van de betonnen drukpalen: het scheurmoment en het maximale moment. De betonkwaliteit is B65.

Voor het maximaal opneembare buigend moment geldt (met alleen voorspanstaal):

$M_u = (N'_{pd} + N'_d)(z_b - y) + \Delta N_p (d_p - y)$ (8.1.1 [Ref.10])

N'_{pd} rekenwaarde van de effectieve normaaldrukkracht ten gevolge van de voorspankracht: aanvangsvoorspankracht - voorspanverliezen=1200kN – 140kN=1060kN

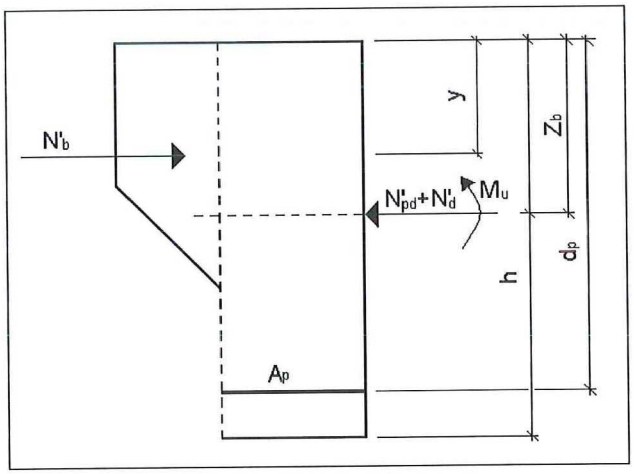
N'_d rekenwaarde van de normaaldrukkracht (exclusief voorspanning)

z_b de afstand tussen de elastische zwaartelijn en de meest gedrukte rand volgens de originele berekening: 205mm

ΔN_p de toename van de kracht in het voorspanstaal ten opzichte van de werkvoorspankracht of de aanvangsvoorspankracht

d_p de afstand tussen het voorspanstaal en de meest gedrukte rand: 450-50-12,5/2=394mm

y de afstand tussen de drukresultante en de meest gedrukte rand volgens de originele berekening: 90mm



Figuur 11.6 Principeschets krachtsverdeling

Aangezien de doorsnede symmetrisch is en centrisch wordt belast door voorspanning en normaalkracht, zullen de waarden van z_b-y en $d_p - y$ praktisch constant zijn voor verschillende combinaties van normaalkracht en voorspanning.
Uit de gegevens van de betonnen drukpalen is bekend dat bij alleen voorspanning M_u 270kNm bedraagt. Dit is bij een aanvangsvoorspankracht van 1200kN en een extra kracht in de voorspanning van ongeveer 500kN ten gevolge van doorbuiging.
Ter controle worden deze waarden gebruikt in de bovenstaande formule:
M_u = 1060*(0,205-0,090)+500*(0,394-0,090)=122+152=274kNm is ongeveer gelijk aan 270kNm welke was opgegeven door de fabrikant.
Deze waarde van M_u zal hoger uitvallen wanneer er rekening gehouden wordt met de extra normaalkracht op de palen van de bovenbouw tijdens de gebruiksfase.

Het tweede moment dat getoetst wordt is het scheurmoment(M_r). Dit is het moment waarbij er aan de getrokken kant van de doorsnede de eerste scheurvorming ontstaat. Deze scheurvorming heeft een negatief effect op de elasticiteitsmodulus van de doorsnede en zal dus een vermindering van de buigsterkte met zich meebrengen. In de berekeningen wordt er daarom vanuit gegaan dat de betondoorsnede altijd ongescheurd is en blijft, zodat met de volledige elasticiteitsmodulus gerekend kan worden. Er moet dan wel aan de eis voldaan worden dat het optredende moment in de doorsnede niet groter is dan het scheurmoment. Een bijkomend voordeel van een ongescheurde doorsnede is dat de voorspanning goed beschermd blijft.

Het optredende moment mag niet groter zijn dan het scheurmoment M_r en mag niet groter zijn dan het maximaal opneembare moment (M_u). De laagste waarde van deze twee zal telkens als limietwaarde voor het moment worden genomen. Het scheurmoment wordt meegenomen als maximum omdat bij ongescheurde doorsneden de volledige buigstijfheid van de betonpaal mag worden meegenomen en omdat de voorspanning dan beter beschermd is tegen corrosie.

Het scheurmoment (M_r) wordt bepaald aan de hand van de volgende formule:

$M_r = (f_{bm} + \sigma'_{bmd})W \leq (f'_b - \sigma'_{bmd})W'$ [Ref.10]

f_{bm} gemiddelde treksterkte van het beton: 4,3N/mm^2

σ'_{bmd} gemiddelde betondrukspanning ten gevolge van de rekenwaarde van de normaalkracht inclusief de voorspanbelasting: $(voorspanning + gem.normaalkracht) / betondoorsnede^2$

De voorspanning in de betonpaal is 1060kN volgens de opgave van de fabrikant.
De rekenwaarde van de normaalkracht bij de gemiddelde betondrukspanning bedraagt 1500kN volgens de opgave van de fabrikant.

$\sigma'_{bmd} = (1{,}1 + 1{,}5) * 10^6 / 450^2 = 12{,}8 N/mm^2$

W weerstandsmoment met betrekking tot de meest getrokken vezel: 1/6*b*h^2= $15{,}2 * 10^6$ mm^3

f'_b rekenwaarde van de druksterkte van het beton: 39N/mm^2

W' weerstandsmoment met betrekking tot de meest gedrukte vezel: $15{,}2 * 10^6$ mm^3 (symmetrische doorsnede centrisch belast, dus W=W')

$M_r = (f_{bm} + \sigma'_{bmd})W$ =(4,3+12,8)15,2=261kNm

$(f'_b - \sigma'_{bmd})W'$=(39-12,8)15,2=398kNm is groter dan M_r, dus aan deze eis is voldaan.

De betondoorsnede blijft ongescheurd wanneer het moment lager is dan 261kNm.

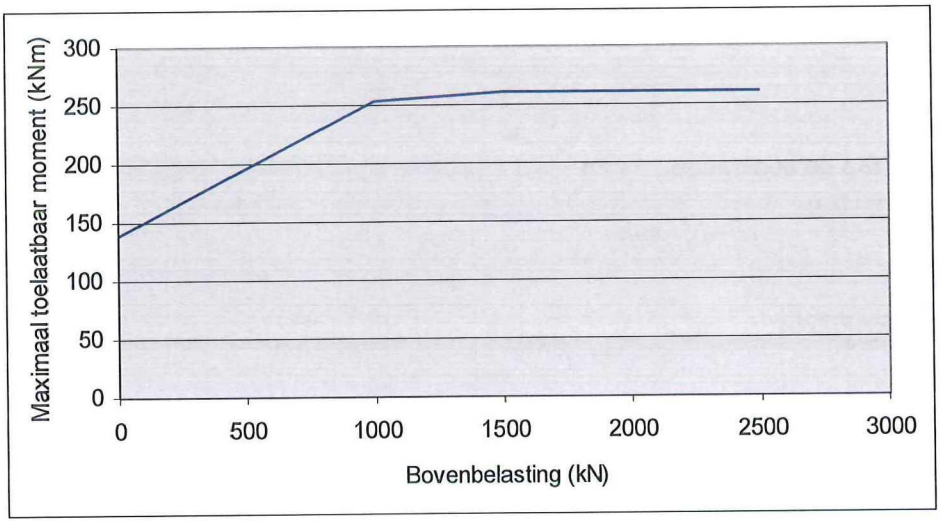
Voor de controle van de momenten in de betonpalen dienen 2 belastingsgevallen genomen te worden: de uiterste grenstoestand en de toestand met minimale normaalkracht. Deze laatste is erbij genomen om het positieve effect van de normaalkracht op de betondoorsnede zo klein mogelijk te nemen.

Bij deze controles hoeft er geen rekening gehouden te worden met de toename van de kracht in het voorspanstaal (omdat zonder buiging wordt gerekend), zodat de formule voor het maximaal opneembare moment wordt:

$M_u = (N'_{pd} + N'_d)(z_b - y)$

N'_{pd}	$z_b - y$	N'_d				Maximaal toelaatbaar
kN	m	kN		Mu(kNm)	Mr(kNm)	moment(kNm)
1200	0,115	0		138,0	261	138
1200	0,115	500		195,5	261	196
1200	0,115	1000		253,0	261	253
1200	0,115	1500		310,5	261	261
1200	0,115	2000		368,0	261	261
1200	0,115	2500		425,5	261	261

Tabel 2 Bepaling maximaal toelaatbaar moment



Figuur 11.7 Verhouding bovenbelasting en maximaal moment

11.2.1 Opneembare dwarskrachten

Bij op dwarskracht belaste constructies moet in iedere doorsnede worden voldaan aan de voorwaarde:

$\tau_d \leq \tau_u$ (8.2.1 NEN 6720)

τ_d optredende schuifspanning

τ_u maximaal opneembare schuifspanning

$\tau_u = \tau_1 + \tau_s \leq \tau_2$ (8.2.1 NEN 6720)

τ_1 de uiterst opneembare schuifspanning indien geen dwarskrachtwapening wordt toegepast. Deze werkt alleen mee bij een ongescheurde doorsnede (waar hier mee gerekend wordt).

τ_s de door de dwarskrachtwapening opneembare schuifspanning

τ_2 bovengrens voor de maximale schuifspanning

$\tau_1 = 0{,}4 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{\omega_0} + \tau_n \geq 0{,}4 f_b$ (8.2.3.1 NEN 6720)

$f_b = 2{,}15 N/mm^2$

$k_\lambda = 1$

$k_h = 1{,}6 - 0{,}45 = 1{,}15m$

$\sqrt[3]{\omega_0} = \sqrt[3]{\frac{100(A_s + A_p)}{bd}} = \sqrt[3]{\frac{100(930)}{450^2}} = 0{,}77$

τ_n de extra opneembare schuifspanning ten gevolge van de voorspanning

$\tau_n = 0{,}15\sigma'_{bmd} = 0{,}15 * 12{,}8 = 1{,}92 N/mm^2$

$\tau_1 = 0{,}4 * 2{,}15 * 1 * 1{,}15 * 0{,}77 + 1{,}92 = 2{,}69 N/mm^2$

$\tau_s = \frac{A_{sv} z f_s \sin\alpha(\cot g\theta + \cot g\alpha)}{bd}$ (8.2.4 NEN 6720)

A_{sv} dwarskrachtwapening per meter. Er wordt gerekend met de dwarskrachtwapening bovenin de paal. Hier zijn de dwarskrachten namelijk hoger dan gemiddeld. Er liggen staven om de 50mm met een diameter van 8mm.

$A_{sv} = 2 * \pi * 4^2 * 1000/50 = 2000 mm^2/m$

$d = 450 - 50 - 8 - 8/2 = 388mm$ is de nuttige hoogte van de doorsnede

$z = 0{,}9d = 0{,}9 * 0{,}388 = 0{,}349m$

$f_s = 435N/mm^2$

$\alpha = 90^o$

$\theta = 45^o$

$b = 0{,}450m$ is de breedte van de doorsnede

$$\tau_s = \frac{2000 * 0{,}349 * 435 * 1(1+0)}{450 * 388} = 1{,}74N/mm^2$$

$\tau_2 = 0{,}2 f'_b k_n k_\theta$ (8.2.1 NEN 6720)

$f'_b = 39N/mm^2$

$$k_n = \frac{5}{3}(1 - \frac{\sigma'_{bmd}}{f'_b}) \le 1{,}0 : \frac{5}{3}(1 - \frac{12{,}8}{39}) = 1{,}1 : k_n = 1{,}0$$

$k_\theta = 1$ voor beugelwapening dwars op de lengteas

$\tau_2 = 7{,}8N/mm^2$

$\tau_u = \tau_1 + \tau_s = 2{,}69 + 1{,}74 = 4{,}43N/mm^2 \le \tau_2$

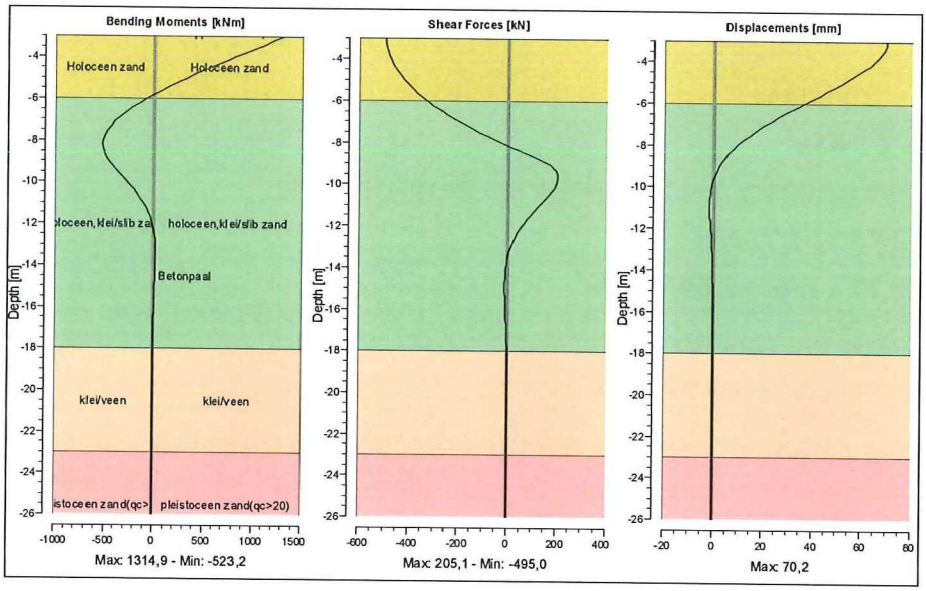
De maximaal opneembare dwarskracht in de betonpalen kan nu worden bepaald volgens:

$V_{max} = \tau_u * bd = 4{,}43 * 450 * 388 = 0{,}77MN$

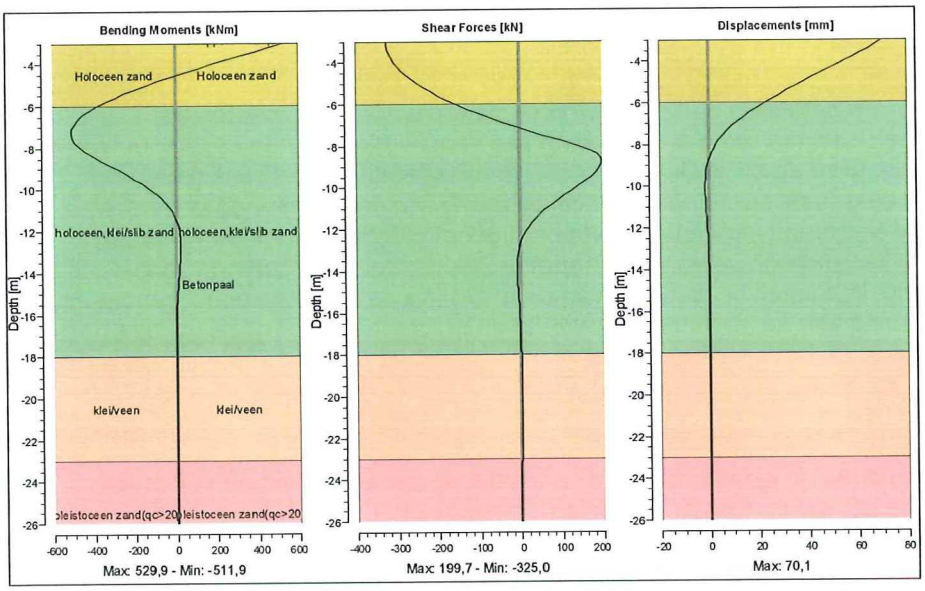
Deze waarde is zo hoog omdat er een flinke voorspanning gecombineerd wordt met een hoog wapeningspercentage.

11.2.2 Optredende momenten en dwarskrachten

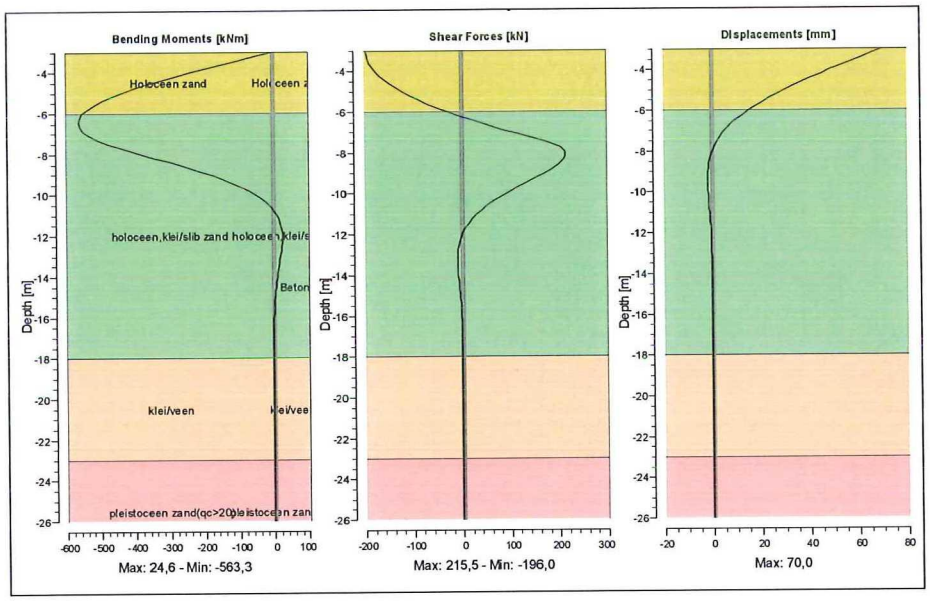
Bij het bepalen van de momenten en dwarskrachten is uitgegaan van de palen aan de kopse kanten van de kademuur. Hier is de uitwijking van de kop van de palen namelijk maximaal en zullen de momenten en dwarskrachten het grootst zijn. Alle betonpalen hebben dezelfde dimensies dus wordt alleen de palenrij genomen met de grootste bovenbelasting. Dit is de voorste palenrij, welke maximaal wordt belast door 2415kN bovenbelasting. Als minimum waarde voor de bovenbelasting is 1100kN genomen (minimale bovenbelasting bij originele berekening).
De aansluiting van de paal aan de ontlastvloer is op 3 manieren gesimuleerd: als een volledige inklemming, als een verende inklemming en als scharnier. Dit is gedaan om te kijken of er voordeel te halen valt uit de manier waarop de paal aan de ontlastvloer vast zit.
Als eerste worden de paalkrachten berekend met maximale normaalkracht (2415kN bovenbelasting, 70mm uitwijking).



Figuur 11.8 Betonpaal, volledige inklemming. M_{max}=1315kNm, V_{max}=495kN



Figuur 11.9 Betonpaal, verende inklemming. M_{max}=530kNm, V_{max}=325kN



Figuur 11.10 Betonpaal, scharnierende verbinding. M_{max}=563kNm, V_{max}=196kN

Er is duidelijk te zien dat de verende en scharnierende verbindingen een reductie geven op de maximale momenten in de constructie bij gelijkblijvende uitwijking. De dwarskrachten blijven bij de berekeningen ver onder de maximaal toelaatbare waarden. De momenten komen echter bij de berekeningen ver boven de maximaal toelaatbare waarden uit. Nu is er met de ongescheurde doorsnede van de betonpalen gerekend, dus zou er nog wel een beetje speelruimte zijn met het maximaal opneembare moment. Dit zal echter niet een zodanig grote invloed hebben dat er voldaan wordt aan de eis van maximaal 261kNm moment. Er zal dus een alternatieve oplossing gezocht moeten worden voor dit probleem.
De situatie met 1100kN bovenbelasting is niet gesimuleerd, aangezien de paal in het vorige geval al niet voldeed.

11.3 Conclusie

Zowel bij de buispaal als bij de betonnen drukpalen worden de toelaatbare momenten en dwarskrachten overschreden wanneer de extra belasting van de uitzetting van de kademuur wordt meegenomen in de toetsing. Voor de buispalen zal er een gedetailleerdere berekening gemaakt worden met betrekking tot de grondweerstand om er zeker van te zijn dat de gevonden resultaten juist zijn. Wanneer deze grondweerstand bekend is kan voor het gehele funderingssysteem worden berekend wat de mate van verhinderde vervorming is met betrekking tot de uitzetting van de bovenbouw in lengterichting. Wanneer de krachten van de fundering op de bovenbouw genoeg blijken te zijn om de lengtevervorming van de bovenbouw tegen te gaan, dan heeft dat grote invloed op het ontwerp van de oplegging tussen boven- en onderbouw. Bij volledig verhinderde vervorming is de uitwijking in lengterichting van de kademuur nul. Een glijoplegging is in dat geval niet nodig en de enige beperking met betrekking tot het opnemen van de krachten uit de bovenbouw is dan de sterkte van de funderingselementen.
De volgende zaken moeten dus nog worden uitgezocht voordat er met zekerheid een uitspraak gedaan kan worden over de oplegging tussen boven- en onderbouw:

- Detailberekening voor de buispalen in verband met de grondweerstand op de palen.
- Berekening van de totale tegenkracht die het funderingssysteem kan leveren als reactie op de lengtevervormingen van de bovenbouw.
- Een uitspraak doen over het ontwerp van de oplegging tussen boven- en onderbouw.

Deze zaken zullen in de volgende hoofdstukken worden behandeld.

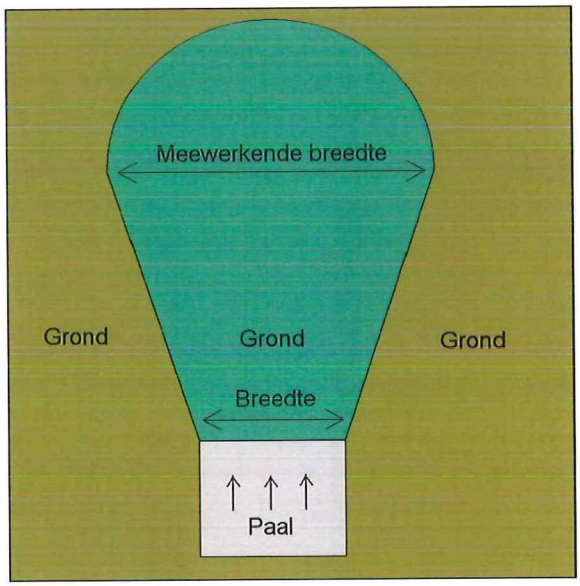
12. Detailberekening grondweerstand op buispaal

In het vorige hoofdstuk zijn er berekeningen gemaakt met betrekking tot de weerstand van de funderingselementen op de uitzetting van de kademuur in lengterichting. Het bleek dat de funderingselementen aanzienlijke weerstand boden door de grote grondweerstand. Deze weerstand was gebaseerd op een grove benadering van de afschuif- en bezwijkmechanismen bij de buispaal. Deze berekeningen worden hier verder uitgewerkt door een meer nauwkeurigere benadering te zoeken voor de optredende mechanismen.

12.1 Modellering

12.1.1 Schelpfactor

Bij de berekening van het horizontale draagvermogen van palen is het bepalen van de meewerkende breedte van de moot grond direct achter de paal een belangrijk aandachtspunt. De verhouding tussen de meewerkende breedte van de grondmoot en de breedte van de paal wordt de schelpfactor genoemd. De breedte van de moot grond die kan worden gemobiliseerd is mede afhankelijk van de diepte van de paal beneden het maaiveld. De schelpfactor kan bepaald worden via de methode Brinch-Hansen, welke ook wordt gebruikt in M-sheet.



Figuur 12.1 Principeschets meewerkende breedte [Ref.13]

Bij deze methode wordt voor de paal de horizontale korreldrukcoëfficiënt (K_q) afhankelijk gesteld van enerzijds de verhouding tussen de diepte van het beschouwde element en de paalbreedte en anderzijds van de hoek van inwendige wrijving. Bij deze K_q is de actieve horizontale korreldrukcoëfficiënt reeds in mindering gebracht op de passieve horizontale korreldrukcoëfficiënt. Bij het bepalen van deze korreldrukcoëfficiënt is er geen rekening gehouden met wandwrijving.
De schelpfactor wordt bij de betonpalen over de volledige hoogte meegenomen.
De schelpfactor wordt bij de buispalen alleen onder het niveau van -17m NAP meegenomen. Boven dit niveau is de buis niet volledig omringd door grond, zodat de grondweerstand op een andere manier bepaald wordt. Dit zal gedaan worden met behulp van afschuifmechanismen, welke later behandeld worden.

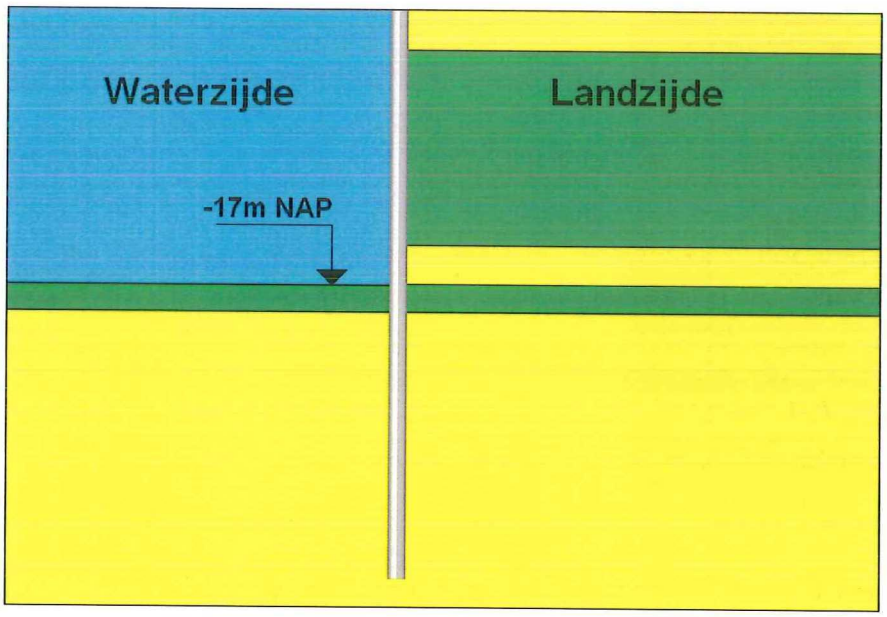
12.1.2 Paalgroepen

Bij de berekeningen van de grondweerstand op de palen is er gebruik gemaakt van het single-pile model van M-sheet. Dit model gaat uit van een enkele paal in een oneindig grote omgeving. In de realiteit staan de palen echter op een dergelijke afstand van elkaar dat het vrij aannemelijk is dat ze via de grond invloed op elkaar uitoefenen. Men spreekt dan niet meer van een enkele paal maar van een paalgroep. Het modelleren van paalgroepen en hun onderlinge krachtswerkingen is een ingewikkeld en langdurig proces en zal hier dan ook niet behandeld worden. Wel dient er vermeld te worden dat dit systeem van paalgroepen aanwezig is bij deze kademuurconstructie en dat het een vermindering van de weerstand van de grond oplevert. Dit komt omdat de grond niet alleen door een enkele paal wordt beïnvloed, maar door alle palen binnen een bepaald invloedsgebied. Wanneer er

dan gekeken wordt naar de weerstand van de grond op een enkele paal van de paalgroep, dan zal deze weerstand lager uitvallen dan wanneer er slechts één paal zou zijn. Deze reductie kan aanzienlijk zijn (tot enkele tientallen procenten), afhankelijk van de onderlinge positie en vervormingen van de palen. Bij middelmatige afstanden $(\approx 2D - 10D)$ van de palen (zoals bij de huidige constructie) zal de vermindering van de weerstand op een enkele paal niet zo heel drastisch zijn. Het moet echter wel vermeld worden dat door verwaarlozing van het groepseffect de berekende waarden van dwarskracht en moment een bovengrens vormen. Een juiste bepaling van de weerstand is belangrijk voor de totale tegenkracht die de funderingselementen samen kunnen leveren op de lengteveranderingen van de bovenbouw. Door de kleinere weerstand van de paalgroep in zijn totaal zal de tegenkracht ook afnemen (ten opzichte van veel alleenstaande palen). De berekende totale tegenkracht van de funderingselementen is dus een bovengrens, welke in werkelijkheid niet zal optreden. Het is echter wel een belangrijke indicatie voor de orde van grootte van de weerstand die de funderingselementen kunnen leveren tegen de vervorming van de bovenbouw. Is deze kracht namelijk ongeveer gelijk aan de kracht die de bovenbouw levert, dan zal door temperatuurveranderingen de bovenbouw dus niet vervormen, maar alleen spanningen introduceren. Dit zal een grote invloed hebben op het ontwerp van de totale constructie.

12.2 Buispalen

De interactie van de buispalen met de grond is in den beginne berekend via het programma M-sheet. Hierbij werd de buispaal volledig omringd door grond. Dit is echter een zeer grove benadering, aangezien alleen de achterste helft van de buispaal volledig door grond wordt omringd. De voorste helft zit pas in de grond vanaf -17m NAP. Hierboven is er alleen water.



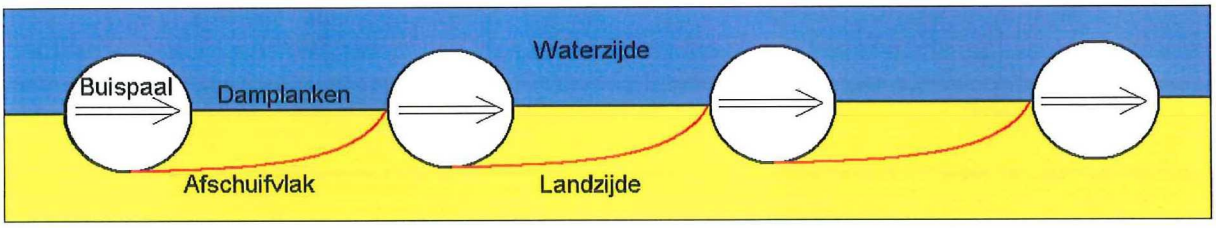
Figuur 12.2 Principedoorsnede combiwand

Om de weerstand op de paal te verkleinen werd in M-sheet de sterkte van de grond verkleind. Ook dit is natuurlijk slechts een zeer grove benadering van de werkelijke situatie. Er moet gezocht worden naar een oplossing waarbij het driedimensionale probleem tweedimensionaal opgelost kan worden.

Doordat de buispaal niet volledig in de grond zit kunnen er faalmechanismen optreden die misschien maatgevend kunnen zijn voor deze situatie. Om dit uit te zoeken zullen er gedetailleerdere berekeningen gemaakt moeten worden. Hierbij wordt er eerst gezocht naar de verschillende faalmechanismen, waarna er gekeken kan worden of deze maatgevend zijn voor deze situatie.

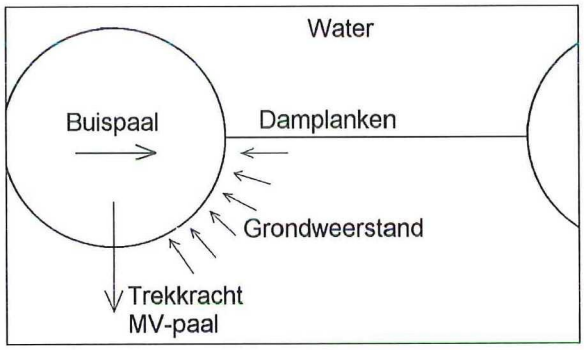
12.2.1 Lokale afschuiving buispaal

Het eerste mechanisme wat onderzocht wordt is die van het locale schuifvlak. Er wordt hierbij verondersteld dat er zich een klein lokaal schuifvlak vormt tussen de buispalen in. Door de voorwaartse beweging van de buispaal (onder invloed van de vervorming van de bovenbouw in lengterichting) wordt de grondmoot naar voren gedrukt. Wanneer de buispaal genoeg vervormt zal er een schuifvlak optreden langs deze grondmoot.



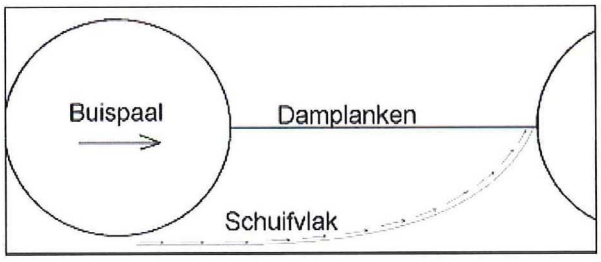
Figuur 12.3 Lokaal afschuifmechanisme

Het schuifvlak drukt de grond naar de zijkant, waar het wordt tegengehouden door de damplanken. Deze zijn in dwarsrichting erg slap en zullen dus niet al te veel weerstand bieden. Deze weerstand zal dan ook worden verwaarloosd in de berekeningen.
Er wordt hier aangenomen dat de verplaatsing van de buispaal richting het water wordt verhinderd door de MV-paal.



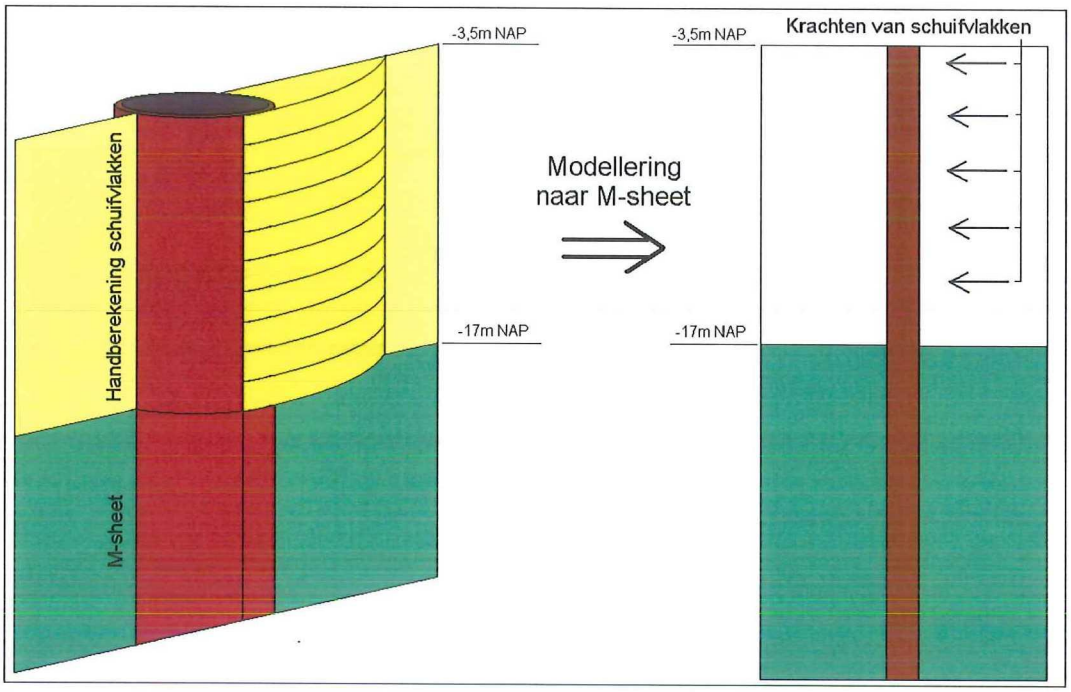
Figuur 12.4 Krachtswerking lokaal afschuifmechanisme

Deze krachten zullen elkaar niet altijd exact opheffen, maar om de berekeningen enigszins inzichtelijk te houden wordt hier aangenomen van wel. Hierdoor kan van dit driedimensionale probleem een tweedimensionale berekening gemaakt worden, waarbij alleen de krachten in de lengterichting van de kademuur worden genomen.



Figuur 12.5 Modellering krachtswerking lokaal afschuifmechanisme

Om de grondweerstand naar een tweedimensionale kracht te vertalen dienen enkele handberekeningen gemaakt te worden. Hierbij wordt over de bovenste 13,5 meter van de buispaal de aanliggende grond gemodelleerd. Het lokale schuifvlak wordt over de diepte verdeeld in plakjes. Vervolgens wordt van elk plakje uitgerekend wat de weerstand is op de buispaal, waarna de krachten in M-sheet als losse krachten op de buispaal worden gezet. Onder het niveau van -17m NAP wordt de buispaal volledig omringd door grond, zodat niet verder dan dit niveau gerekend hoeft te worden met de lokale schuifvlakken.



Figuur 12.6 Modellering van 3D naar 2D

Bij de berekening van de individuele schuifvlakken wordt er vanuit gegaan dat de grondmoot die afschuift volledig passieve gronddruk kan leveren, zodat er gerekend kan worden met een constante gronddrukcoëfficiënt.
De verschillende schuifvlakken leveren elk een horizontale kracht op de buispaal. Deze kracht is afhankelijk van de grondparameters en de horizontale gronddruk. De schuifweerstand in de potentiële glijvlakken bedraagt $\tau = \sigma'_h \, tg\varphi$.[Ref.13] In de beschouwde verticaal, in het grensvlak met de grond, bedraagt de verticale korrelspanning de helft omdat slechts aan één kant grond zit. De horizontale korrelspanning is de verticale korrelspanning maal de gronddrukcoëfficiënt: $\sigma'_h = 0{,}5 * 0{,}5\sigma'_v$.
Iets meer in het grondmassief ($0{,}5*D_{paal}$) is deze groter. Om een bovengrens van de weerstand van de grondmoot te verkrijgen is gerekend met $\sigma'_h = 0{,}5\sigma'_v$
De horizontale kracht die elk schuifvlak kan leveren wordt berekend volgens:

$$F_{hor} = B \cdot \sigma'_{hp} = B \cdot 0{,}5\sigma'_{ver} \cdot K_p$$

B = $0{,}5*D_{paal}$=0,5*1,22m= 0,61m Breedte van het beschouwde element

σ'_{ver} Effectieve horizontale korrelspanning

K_p =5 Passieve gronddrukcoëfficiënt $(\varphi = 30^0, \delta = 20^0)$

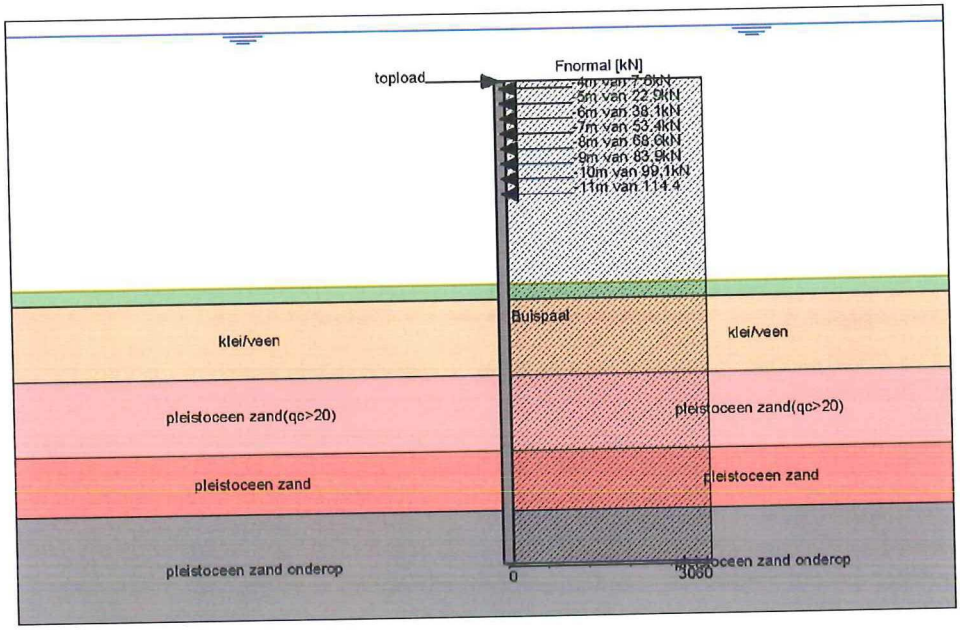
Hieronder is een tabel weergegeven met alle waarden over de diepte:

Niveau tov NAP	Diepte (m)	gewicht onder water (kN/m^3)	effectieve verticale spanning (kN/m^2)	Kp	effectieve hor. passieve gronddruk(kN/m^2)	Breedte (m)	Horizontale kracht (kN)
-4,0	0,5	10	5	5	12,5	0,61	7,6
-5,0	1,5	10	15	5	37,5	0,61	22,9
-6,0	2,5	10	25	5	62,5	0,61	38,1
-7,0	3,5	10	35	5	87,5	0,61	53,4
-8,0	4,5	10	45	5	112,5	0,61	68,6
-9,0	5,5	10	55	5	137,5	0,61	83,9
-10,0	6,5	10	65	5	162,5	0,61	99,1
-11,0	7,5	10	75	5	187,5	0,61	114,4
-12,0	8,5	10	85	5	212,5	0,61	129,6
-13,0	9,5	10	95	5	237,5	0,61	144,9
-14,0	10,5	10	105	5	262,5	0,61	160,1
-15,0	11,5	10	115	5	287,5	0,61	175,4
-16,0	12,5	10	125	5	312,5	0,61	190,6
-17,0	13,5	10	135	5	337,5	0,61	205,9

Figuur 12.7 Horizontale krachten lokale afschuiving, uitgezet tegen de diepte

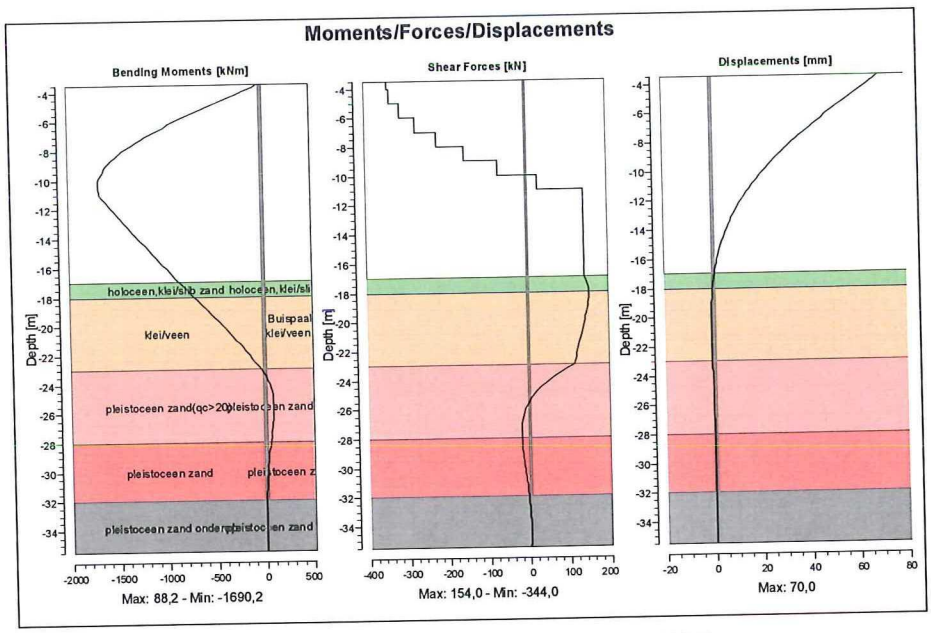
Vervolgens zijn de horizontale krachten ingevoerd in M-sheet. Aan de hand van de uitvoer van M-sheet is iteratief bepaald tot welke diepte er krachten meegenomen moesten worden (aangezien

alleen die krachten zijn beschouwd waarbij de uitwijking van de paal voldoende was om de grond passief te mobiliseren). Het bleek dat de kracht op -11m NAP de onderste kracht is die meegeteld moest worden. Het model in M-sheet ziet er dan als volgt uit:



Figuur 12.8 Modellering in M-sheet van de buispaal

De topload is de kracht van de bovenbouw van de kademuur op de kop van de buispaal. Deze kracht is gevarieerd totdat er in het model een uitwijking van 70mm aan de kop van de buispaal optrad. Dit is de verplaatsing van de kopse kanten van de kademuur onder maximale temperatuurveranderingen. Met deze parameters is het model vervolgens doorgerekend en dat leverde een krachtsverdeling op die hieronder grafisch is weergegeven.

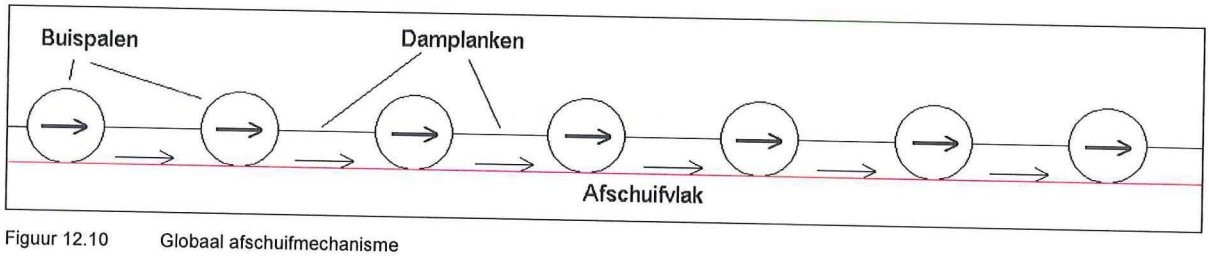


Figuur 12.9 Uitvoer M-sheet berekening buispaal. M_{max}=1690kNm, V_{max}=344kN

Het blijkt dat er een kracht op de kop van de buispaal nodig is van 344kN om een uitwijking te realiseren van 70mm. Dit betekent dus dat wanneer de kop van de buispaal 70mm verplaatst door vervorming in lengterichting van de bovenbouw van de kademuur de tegenkracht van de buispaal op de bovenbouw 344kN bedraagt.
Deze krachtsverdeling hoort bij een lokaal schuifvlak en zal vergeleken worden met de resultaten van de volgende berekeningen, namelijk die van het globale schuifvlak.

12.2.2 Globale afschuiving buispaal

Bij dit bezwijkmechanisme schuift niet de grond tussen twee palen af, maar schuift de hele moot langs alle palen af. De palen nemen als het ware de moot grond die ernaast ligt mee in de beweging. Hierbij schuurt deze moot langs het deel van de grond dat niet meebeweegt.



Figuur 12.10 Globaal afschuifmechanisme

Er wordt hier aangenomen dat alle palen evenveel verplaatsen, zodat de maatgevende paalsituatie uitgerekend kan worden. Alleen de paal op de kopse kant van de kademuur zal deze krachten werkelijk te verduren krijgen, aangezien deze de maximale uitwijking heeft. De overige palen hebben minder horizontale verplaatsing op de kop en zullen dus ook minder weerstand hebben van de grond. Over de diepte neemt de schuifweerstand toe door de toenemende grondspanning. In de volgende tabel zijn de relevante parameters over de diepte weergegeven. Er wordt aangenomen dat de maximale schuifkracht wordt gemobiliseerd daar waar de verplaatsingen meer dan 5mm bedragen. Deze aanname wordt gedaan omdat in M-sheet slechts een beperkt aantal krachten gemodelleerd kan worden. Hierdoor is het noodzakelijk alleen die krachten te nemen die een redelijke invloed hebben op het geheel. Om de krachten bij zeer kleine uitwijking goed te kunnen bepalen is andere, meer gespecialiseerde software nodig. Aangezien dit niet relevant is voor de uitkomst van het model zal hier geen gebruik van worden gemaakt.
De maximale schuifkracht (T_{max}) zal worden bepaald per 1,5 meter diepte. Dit omdat er slechts tien horizontale krachten gebruikt kunnen worden in M-sheet. Deze schuifkrachten worden berekend volgens [Ref.13]:

$$T_{\max} = \sigma'_h \cdot \tan\varphi \cdot A$$

Ook hier wordt voor de horizontale korrelspanning de bovengrens genomen, wat neerkomt op:

$$\sigma'_h = K_{neutraal} \cdot \sigma'_v = 0{,}5\sigma'_v$$

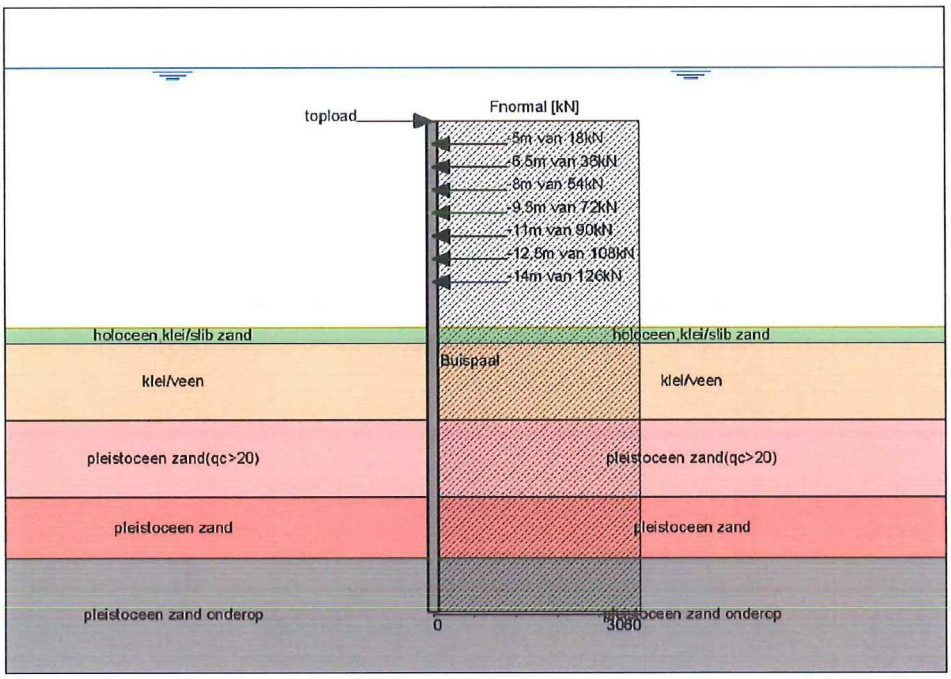
$$\varphi = 30^0$$

A = hoogte grondmoot*h.o.h. afstand buispalen = 1,5*2,78 = 4,17m^2.

Niveau tov NAP	Diepte (m)	gewicht onder water (kN/m^3)	effectieve verticale spanning (kN/m^2)	Kn	effectieve hor. passieve gronddruk(kN/m^2)	σmax (kN/m^2)	A (m^2)	Tmax (kN)
-3,5	0,0	10	0	0,5	0,0	0,00	4,17	0,0
-5,0	1,5	10	15	0,5	7,5	4,33	4,17	18,1
-6,5	3,0	10	30	0,5	15,0	8,66	4,17	36,1
-8,0	4,5	10	45	0,5	22,5	12,99	4,17	54,2
-9,5	6,0	10	60	0,5	30,0	17,32	4,17	72,2
-11,0	7,5	10	75	0,5	37,5	21,65	4,17	90,3
-12,5	9,0	10	90	0,5	45,0	25,98	4,17	108,3
-14,0	10,5	10	105	0,5	52,5	30,31	4,17	126,4
-15,5	12,0	10	120	0,5	60,0	34,64	4,17	144,5
-17,0	13,5	10	135	0,5	67,5	38,97	4,17	162,5

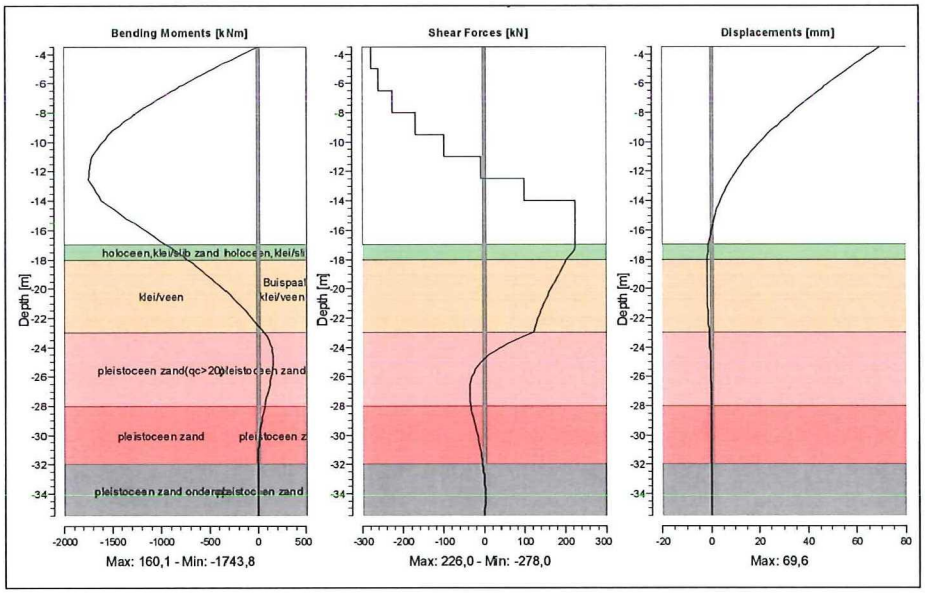
Figuur 12.11 Horizontale krachten globale afschuiving, uitgezet tegen de diepte

Vervolgens zijn de horizontale krachten ingevoerd in M-sheet. Aan de hand van de uitvoer van M-sheet is iteratief bepaald tot welke diepte er krachten meegenomen moesten worden (aangezien alleen die krachten van belang zijn waarbij de uitwijking van de paal meer dan 5mm bedroeg). Het bleek dat de kracht op -14m NAP de onderste kracht is die meegenomen moest worden. Het model in M-sheet ziet er dan als volgt uit:



Figuur 12.12 Modellering in M-sheet van de buispaal

De toploat is de kracht van de bovenbouw van de kademuur op de kop van de buispaal. Deze kracht is gevarieerd totdat er in het model een uitwijking van 70mm aan de kop van de buispaal optrad. Dit is de verplaatsing van de kopse kanten van de kademuur onder maximale temperatuurveranderingen. Met deze parameters is het model vervolgens doorgerekend en dat leverde een krachtsverdeling op die hieronder grafisch is weergegeven.

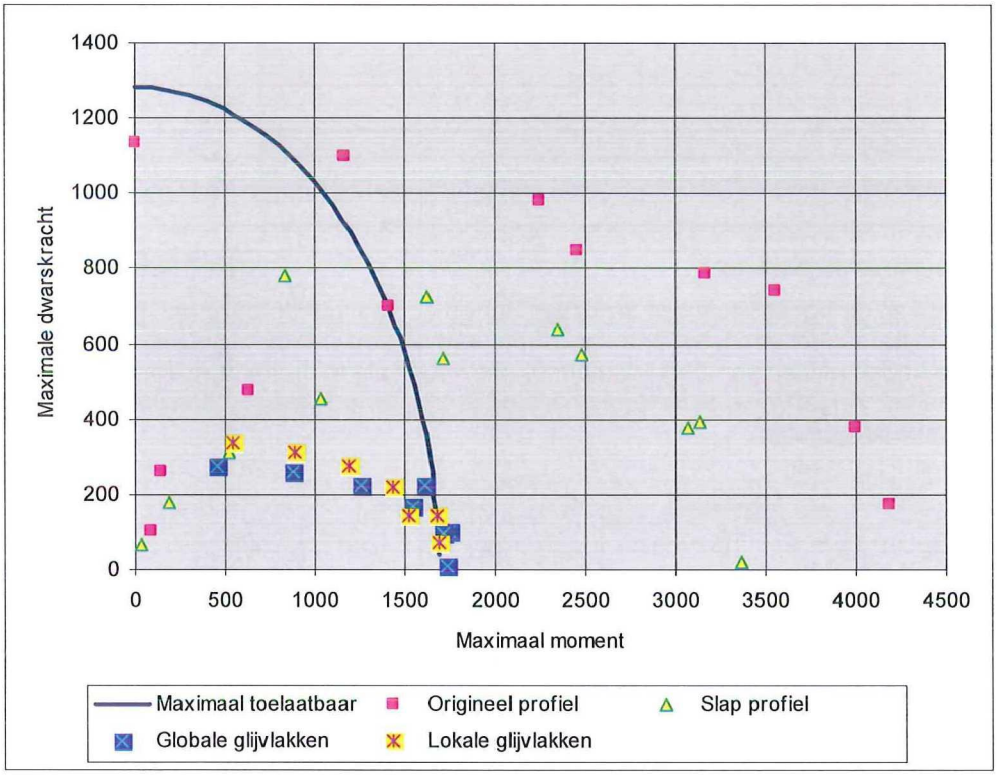


Figuur 12.13 Uitvoer M-sheet berekening van de buispaal. M_{max}=1743kNm, V_{max}=278kN

Het blijkt dat bij een kopverplaatsing van de buispaal van 70mm de tegenkracht van de buispaal op de bovenbouw 278kN bedraagt. Dit scheelt niet veel met de 344kN die bij de vorige berekening bepaald is.

12.2.3 Resultaten grondweerstand op buispaal

De uitkomsten van de twee verschillende berekeningen zijn uitgezet in de grafiek van maximaal toelaatbare momenten en dwarskrachten voor de buispaal. Hierin staan ook de eerder gevonden waarden welke horen bij de grove berekeningen die eerder gemaakt zijn. De getrokken lijn geeft de combinatie tussen dwarskracht en moment weer welke nog net opgenomen kan worden door de buispaal. De punten van het originele profiel (roze vierkantjes) en die van het slappe profiel (groene driehoekjes) geven de gevonden waarden weer van de grondweerstand op de buispaal onder maximale lengtevervorming van de bovenbouw. Deze waarden liggen veel hoger dan wat de buispalen aan kunnen. De punten van de globale glijvlakken (blauwe vierkantjes) en lokale glijvlakken (gele vierkantjes) liggen dichter bij de getrokken lijn. Dat wil zeggen dat de grondweerstand op de buispaal veel lager is dan in eerste instantie werd aangenomen.



Figuur 12.14 Combinaties van moment en dwarskracht voor de buispalen

De gevonden waarden van de globale- en lokale glijvlakken geven aan dat de buispaal nu net bezwijkt onder één van deze afschuifmechanismen.
De krachten die de beide afschuifmechanismen mobiliseren zijn ongeveer gelijk, zodat niet met zekerheid kan worden vastgesteld welk mechanisme er eerder optreedt.

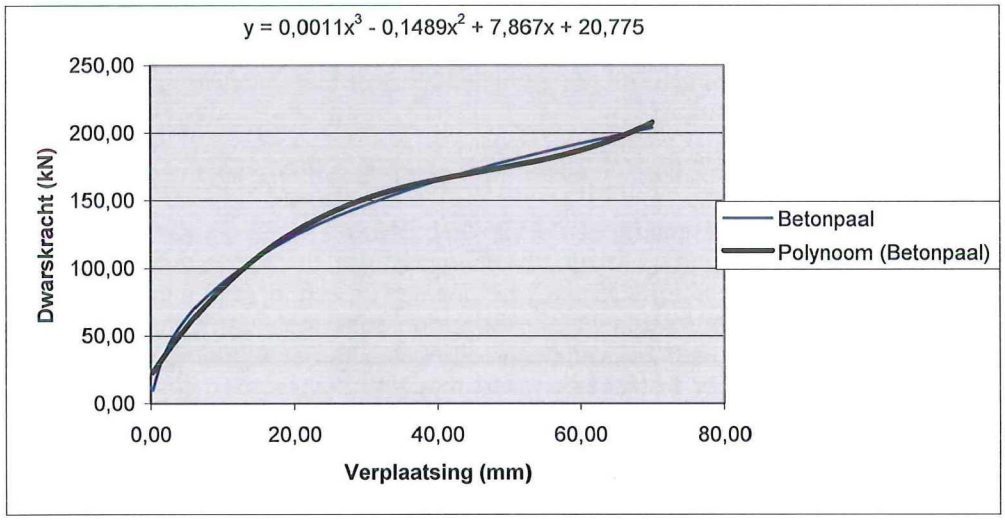
Nu alle relaties tussen uitwijking en krachten beter bekend zijn kan er een berekening gemaakt worden van de kracht die elk funderingselement levert bij een bepaalde uitzetting van de kademuur. Aan de hand daarvan kan de totale kracht berekend worden waarmee de kademuur wordt tegengehouden wanneer deze 70mm wil vervormen in lengterichting. Wanneer deze kracht bekend is kan er een conclusie gemaakt worden over de verhindering van de vervorming van de kademuur onder temperatuurinvloeden.

13. Tegenkracht fundering op lengteveranderingen bovenbouw

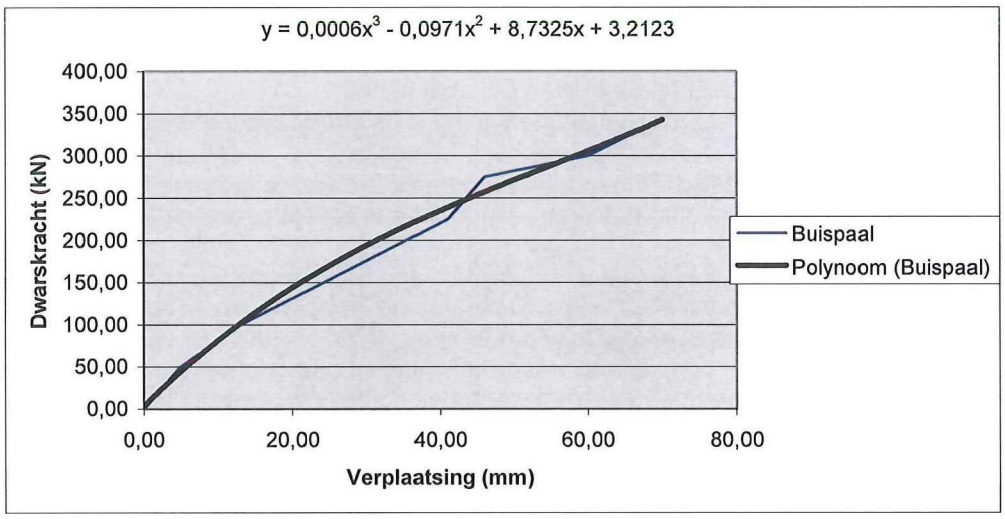
Bij het bepalen van de krachten die de funderingselementen leveren om de bovenbouw tegen te houden wordt er vanuit gegaan dat de krachten van de twee rijen betonpalen gelijk zijn aan twee keer de kracht van één rij.
Ook wordt er vanuit gegaan dat de combinatie buispaal - MV-paal geen maatgevend glijvlak introduceert in de grond zodat de totale kracht van deze twee elementen de som is van de individuele krachten.

13.1 Bepaling kracht-verplaatsing

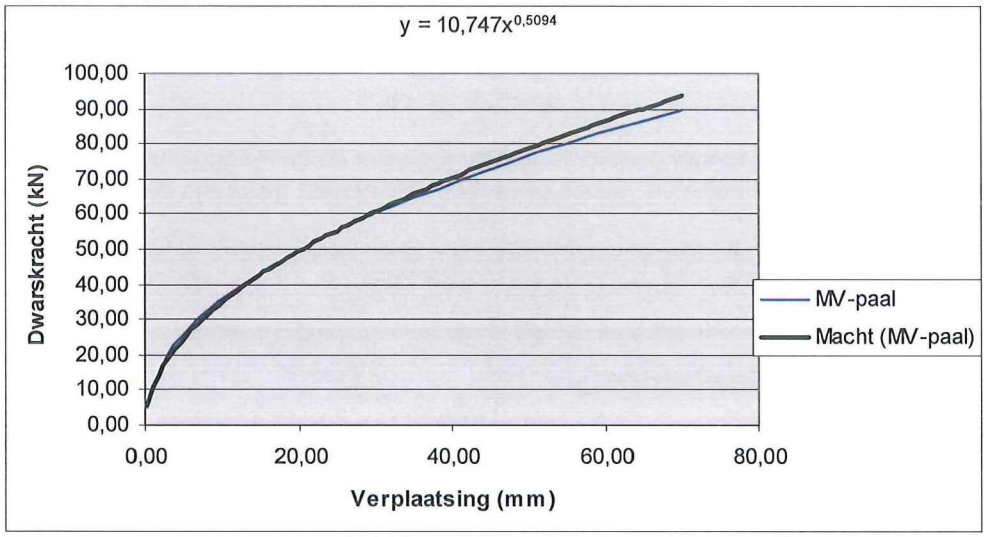
Om de verhoudingen tussen de verplaatsingen en dwarskracht aan de bovenkant van de funderingselementen te weten te komen is er voor verschillende uitwijkingen van de verschillende elementen in M-sheet een berekening gemaakt. Uit deze berekeningen zijn de combinaties tussen de verplaatsingen aan de top van het element en de dwarskracht aan de top van het element genomen, welke zijn uitgezet in een grafiek. Deze verhouding geeft aan wat de weerstand is van de combinatie funderingselementen en grond op de lengteveranderingen van de bovenbouw.
Vervolgens is er een trendlijn aan elke grafiek toegevoegd welke het beste paste bij de gevonden waarden. De formule van de trendlijn is weergegeven aan de bovenkant van elke grafiek. Deze formule is gebruikt voor de correlatie tussen uitwijking en dwarskracht voor de verschillende funderingselementen.



Figuur 13.1 Kracht-verplaatsings diagram betonpaal



Figuur 13.2 Kracht-verplaatsings diagram buispaal



Figuur 13.3 Kracht-verplaatsings diagram MV-paal

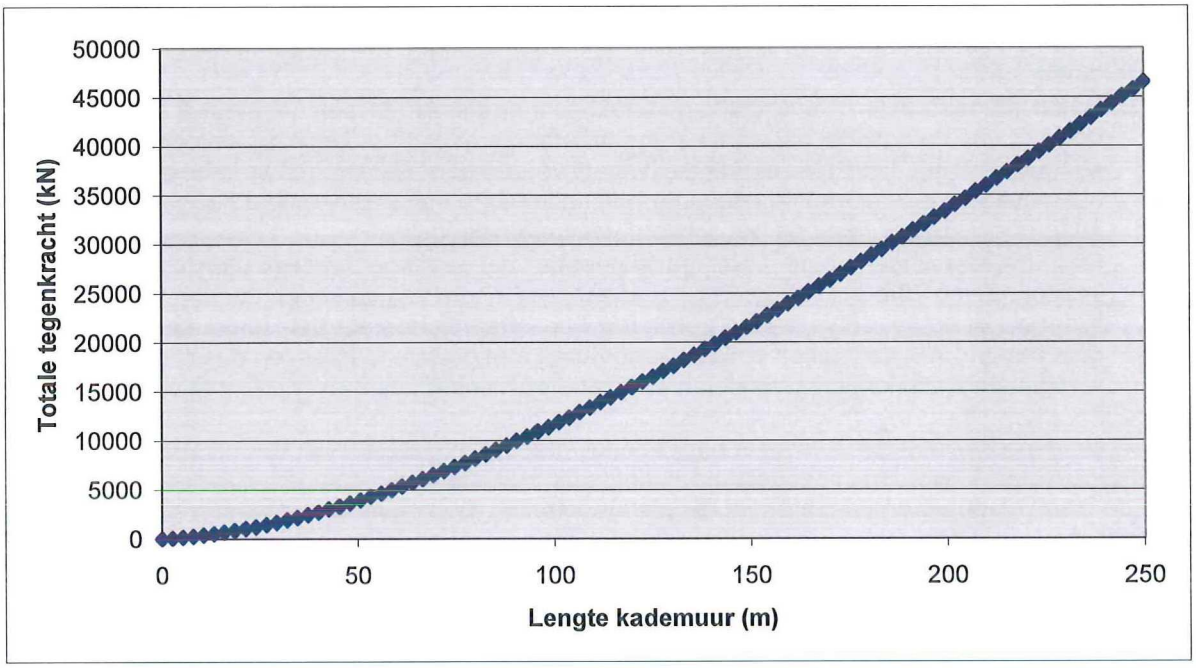
13.2 Berekening

Bij de berekening is het handig om een vast stramien aan te houden, welke weergeeft om de hoeveel meter er een berekening gedaan wordt. Omdat het stramien van de funderingselementen net niet samenvalt wordt er hier een eigen stramien gemaakt. In het originele geval staan de buispalen hart-op-hart 2,78m. De betonpalen staan hart-op-hart 2,60m en de MV-palen staan hart-op-hart 5,2m. Dit komt neer op twee rijen van 96 betonpalen, één rij van 90 buispalen en één rij van 48 MV-palen.
Er wordt hiervoor een nieuw stramien gekozen wat een gemiddelde is van de buispalen en de betonpalen. Dat komt neer op:
(2*2,60+2,78)/3=2,66m
De buispalen en betonpalen staan nu dus 2,66m uit elkaar, wat een hart-op-hart afstand oplevert voor de MV-palen van 2*2,66m=5,32m.
Dit komt neer op twee rijen van elk 95 betonpalen, één rij van 95 buispalen en één rij van 47 MV-palen over een afstand van 250 meter (de helft van de lengte van de kademuur). In de berekening van de tegenkracht van de funderingselementen worden er dus 2 betonpalen (in elke rij één) minder meegenomen, 5 buispalen meer en één MV-paal minder. Aangezien de stijfheid van één buispaal in de berekening ongeveer gelijk blijkt te zijn aan die van twee betonpalen kan er worden geconcludeerd dat bij de berekening van de tegenkracht er 4 buispalen teveel meegenomen worden en één MV-paal te weinig. Dit zal geen grote gevolgen hebben voor de totale tegenkracht van de funderingselementen op de bovenbouw.
Er zijn dus nu 94 secties van elk 2,66 meter lang welke onderworpen worden aan een lengteverandering. De berekening is als volgt opgezet:

- De eerste moot van 2,66 meter lang wordt blootgesteld aan het maximale temperatuursverschil
- De moot vervormt in lengterichting door dit temperatuursverschil
- De vervorming wordt gecorreleerd aan een kracht via de formules voor elk funderingselement
- Deze kracht wordt in tegenovergestelde richting van de lengteverandering op de moot gezet
- Door deze kracht wordt de lengteverandering van de moot minder
- De totale vervorming van de eerste moot in lengterichting is de startuitwijking voor de tweede moot
- De tweede moot ondergaat dezelfde temperatuurverandering, echter de tegenwerkende kracht is iets groter op deze moot, omdat de vorige moot al een initiële uitwijking van deze moot heeft veroorzaakt

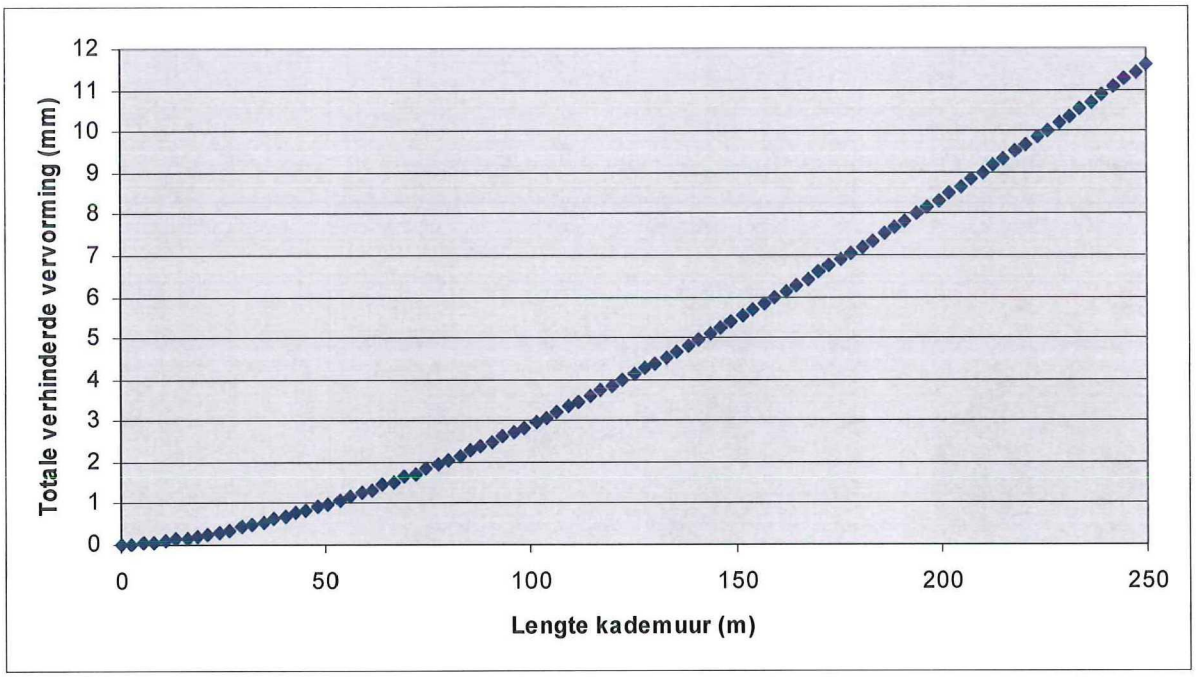
De verplaatsing van het uiteinde van de tweede moot is dus gelijk aan de verplaatsing van het uiteinde van de eerste moot plus de verplaatsing onder invloed van het temperatuursverschil min de verplaatsing die de funderingselementen geven op deze moot.
Zo kan voor elk van de 95 moten worden uitgerekend wat de absolute verplaatsing is, waarna alle verplaatsingen en krachten opgeteld worden en gekeken wordt wat nu het totale effect is van alle elementen samen op de lengtevervorming van de kademuur onder temperatuursinvloeden.
Het blijkt dat de 250 meter kademuur, blootgesteld aan een temperatuursverschil van 23 graden initieel 70 millimeter wil uitzetten. De tabellen met de resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in bijlage 4 van het bijlagenrapport.

De totale kracht die de funderingselementen leveren om deze vervorming tegen te gaan is bijna 47 meganewton, wat een sommatie is van de tegenkrachten van elke moot.



Figuur 13.4 Sommatie tegenkrachten over lengte kademuur

Dit verhindert de vervorming met iets meer dan 11 millimeter, wat een uiteindelijke vervorming van de kademuur in lengterichting oplevert van 58,4 millimeter.



Figuur 13.5 Sommatie verhinderde vervorming over lengte kademuur

De vervorming van de kademuur in lengterichting wordt dus voor bijna 16% tegengehouden door de funderingselementen (11mm verhinderde vervorming op een initiële vervorming van 70mm).
Hierbij moet echter wel vermeld worden dat sommige van de krachten die de elementen leveren alleen kunnen optreden wanneer het element zich in dwarsrichting op de kademuur niet in de maatgevende toestand bevindt. Wanneer dit namelijk wel zo zou zijn dan bezwijkt het element voordat de benodigde kracht geleverd kan worden.
De kracht die de funderingselementen kunnen leveren is dus niet genoeg om de vervorming van de kademuur onder temperatuurinvloeden te verhinderen. Dit betekent dat hoe langer de kademuur is

hoe groter de uitwijkingen van de funderingselementen zal zijn onder invloed van lengteveranderingen van de kademuur.

Er zijn nu twee mogelijkheden om dit probleem op te lossen: het verlagen van de belastingen of het verhogen van de sterktes. Er wordt hier gekozen om de belastingen te verlagen. Dit wordt gedaan om twee redenen:

- Er zal later een betere vergelijking gemaakt kunnen worden tussen het nieuwe en het oude ontwerp van de bovenbouw wanneer de onderbouw zo dicht mogelijk bij het origineel gehouden wordt. Wanneer er ook nieuwe ontwerpen gemaakt worden voor de onderbouw zal het moeilijker worden om de relevante winstfactoren te definiëren, omdat het ontwerp van de onderbouw invloed heeft op het ontwerp van de bovenbouw.
- De extra belastingen op de funderingselementen zijn gebaseerd op een uitzetting van de kademuur van 70mm. Dit is gecorreleerd aan een lengte van de kademuur van 500m. Wanneer er echter een systeem gevonden wordt waarbij er meer dan 70mm kan worden opgenomen, kan dat dienen om ook kademuren met grotere lengtes (en dus grotere verplaatsingen in lengterichting) van een goed werkend funderingssysteem te voorzien.

De eerder voorgestelde alternatieven van glijopleggingen en het verplaatsen van de MV-paal zullen nu verder uitgewerkt worden in het volgende hoofdstuk. Het alternatief van de flexibele ondergrond (rond de palen slappe grond aanbrengen om de krachten bij gelijkblijvende verplaatsingen te verminderen) wordt hier niet in meegenomen omdat het een vrij beperkte oplossing is. Het laat immers nog steeds maar beperkte vervormingen toe van de palen waardoor de glijoplegging wordt gezien als de betere oplossing. Er moet wel rekening gehouden worden met het feit dat de glijoplegging waarschijnlijk een duurder alternatief is dan het omringen van de palen met slappe grond.

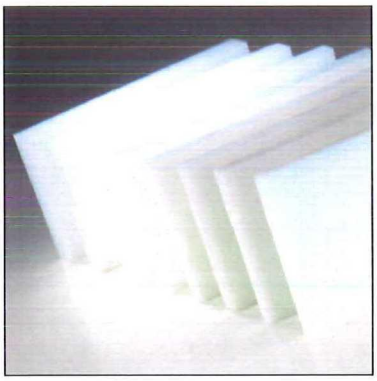
14. Glijplegging

De belasting die ervoor zorgt dat de funderingselementen niet voldoen aan de eisen is de extra dwarskracht geïntroduceerd door de uitzetting van de kademuur in lengterichting. Om nu die kracht op de funderingselementen te verlagen wordt er hier een systeem van een glijoplegging geïntroduceerd. Wanneer de bovenbouw van de kademuur in lengterichting kan glijden over de onderbouw zullen de krachten in lengterichting van de kademuur aanzienlijk afnemen, waardoor er geen aanpassingen nodig zijn voor de funderingselementen.

14.1 Buispalen

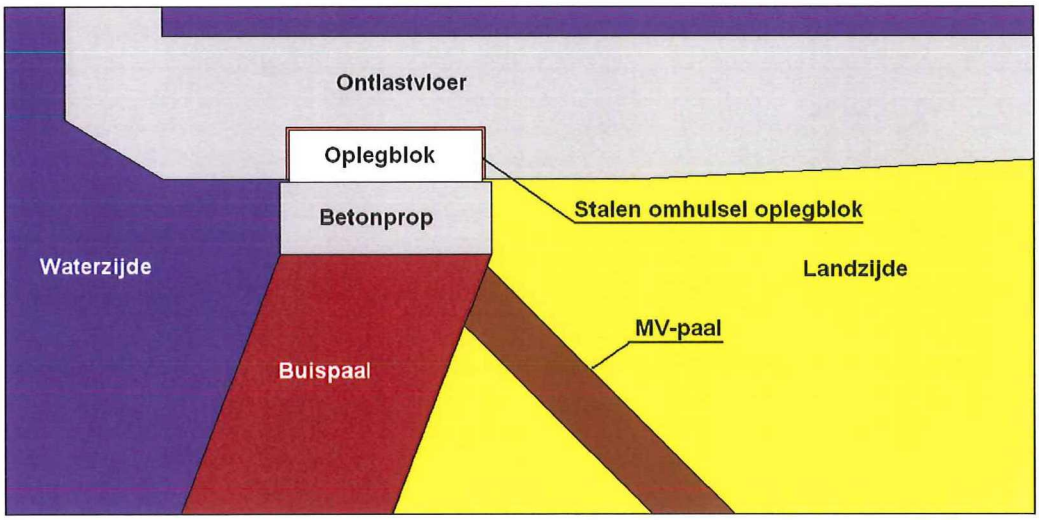
14.1.1 Glijoplegging

De huidige verbinding tussen de buispalen en de bovenbouw bestaat uit een gietijzeren zadel, opgelegd op de buispalen. Dit element kan rotaties dwars op de kademuur opnemen, maar vrijwel geen translaties in lengterichting (door de ronding van de buispaal en de grootte van de krachten zal bij translaties het zadel van de buispaal afschuiven). Om dit probleem te omzeilen wordt er voorgesteld om het gietijzeren zadel te vervangen door een betonnen nok bovenop de buispalen. Op deze betonnen nok kan dan vervolgens de glijoplegging worden gerealiseerd waardoor de beperkingen voor de uitzetting in lengterichting worden geëlimineerd (de kademuur kan dan namelijk glijden over de oplegging).
Als glijoplegging wordt er hier gebruik gemaakt van teflon oplegblokken. Deze blokken worden gekenmerkt door hun relatief hoge druksterkte (25N/mm^2), gecombineerd met een extreem lage wrijvingscoëfficiënt (0,02).



Figuur 14.1 Teflon oplegblokken

Deze oplegblokken worden gepositioneerd op de betonnen nok bovenop de buispaal. Hierop komt een staalplaat welke wordt ingestort in de bovenliggende constructie (de bovenbouw). Er zal wel een bescherming om deze glijconstructie heen moeten komen om het geheel zand- en grindvrij te houden.



Figuur 14.2 Principeschets glijoplegging boven buispaal (dwarsdoorsnede)

14.1.2 Optredende momenten en dwarskrachten

Met deze nieuwe glijoplegging wordt de dwarskracht op de kop van de buispalen aanzienlijk gereduceerd. De oplegblokken kunnen een maximale schuifkracht aan bij een bepaalde normaalkracht. Wordt deze schuifkracht overschreden dan zal de constructie gaan glijden over het oplegblok totdat de kracht is afgenomen tot onder de maximale schuifkracht.
De maximale schuifkracht wordt berekend volgens:

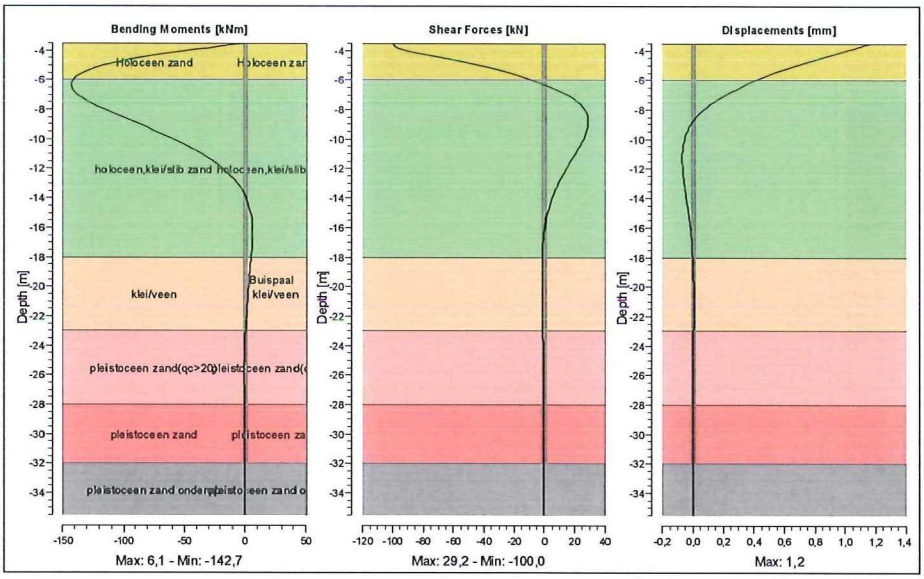
$T_{max} = f * N$

$f = 0,02$ wrijvingscoëfficiënt

$N = 3310kN$ maximale bovenbelasting op de buispaal

$T_{max} = 0,02 * 3310 = 66,2kN$

Dit is de maximale schuifkracht die het oplegblok kan opnemen. In de voorgaande berekeningen is gebleken dat de maximale dwarskracht (de kracht op de kop van de paal in lengterichting van de kademuur) op de buitenste buispaal meer dan 500kN bedraagt, dus de constructie zal daar zeker gaan glijden over het oplegblok. Om er zeker van te zijn dat deze dwarskracht wel kan worden opgenomen wordt er een nieuwe M-sheet berekening gemaakt. Dit keer wordt echter niet de uitwijking als invoer gebruikt, maar de dwarskracht. Aan de hand van deze kracht worden moment en uitwijking berekend.
Om enige afwijkingen in de normaalkracht (bovenbelasting) mee te nemen (door latere ontwerpbeslissingen) wordt hier in plaats van 66,2kN een waarde van 100kN aangenomen.



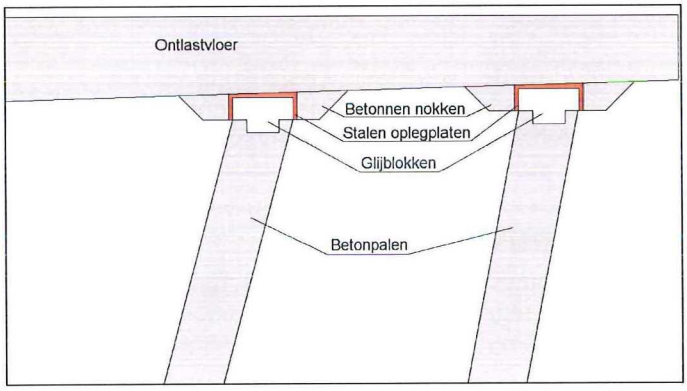
Figuur 14.3 Glijoplegging buispalen. M_{max}=142kNm, V_{max}=100kN

De berekende waarden voor de uitwijking en de momenten blijven ruimschoots onder de toegestane waarden. De glijoplegging is dus een goede oplossing voor het verminderen van de belasting op de buispalen.

14.2 Betonpalen

14.2.1 Glijoplegging

De betonpalen worden voorzien van dezelfde teflon oplegblokken als die van de buispaal. De verbinding tussen de betonpalen en de ontlastvloer wordt normaal verzorgd door het instorten van de wapening van de betonpalen in de ontlastvloer. Door een glijverbinding te realiseren tussen de betonpalen en de ontlastvloer is deze verbinding echter niet meer mogelijk. Om er zeker van te zijn dat de betonpalen niet verplaatsen zullen de koppen van de palen (daar waar de glijoplegging wordt gerealiseerd) gefixeerd moeten worden. Dit zal gebeuren door betonnen nokken aan de voorzijde en achterzijde van de betonpalen. Deze nokken kunnen eventueel ook voor de buispaal gebruikt worden wanneer een sleuf maken in de ontlastvloer lastig wordt.
Bovenop de oplegblokken komt een staalplaat te liggen, welke wordt ingestort in de ontlastvloer. Deze verbinding dient beschermd te worden tegen vuil door een kunststof doek of afdichtstrippen aan de zijkant.



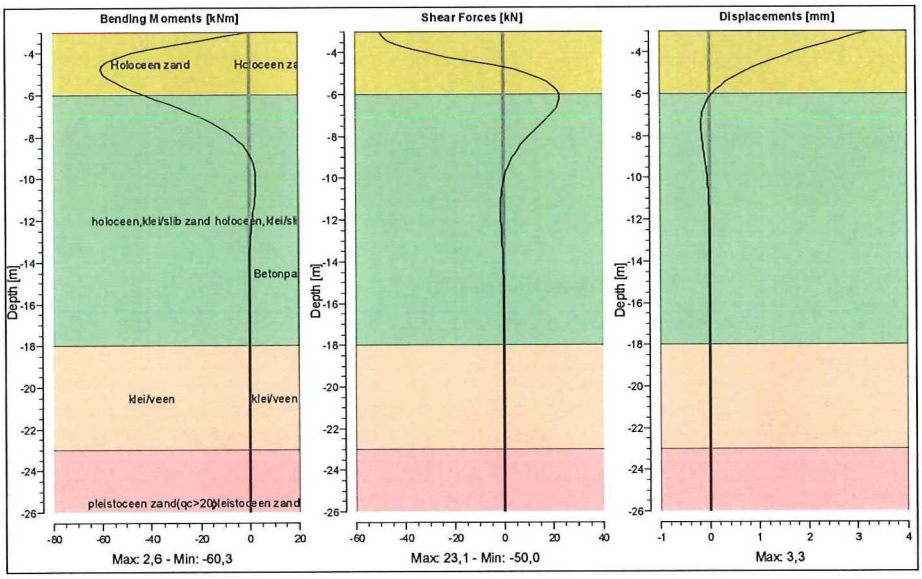
Figuur 14.4 Principeschets glijoplegging betonpalen (dwarsdoorsnede)

14.2.2 Optredende momenten en dwarskrachten

Net zoals bij de buispalen wordt hier de maximale schuifkracht die een element kan opnemen bepaald aan de hand van de maximale normaalkracht. Voor de betonpalen is dat 2415kN. De maximale schuifkracht wordt dan:

$$T_{max} = f * N = 0{,}02 * 2415 = 48kN$$

De oplegconstructie wordt hier niet ingrijpend veranderd (zoals bij de buispaal) dus wordt hier aangenomen dat 48kN ook echt het maximum is. Voor het gemak wordt dit afgerond naar 50kN in de berekening van de momenten en verplaatsingen.



Figuur 14.5 Glijoplegging betonpalen. M_{max}=60kNm, V_{max}=50kN

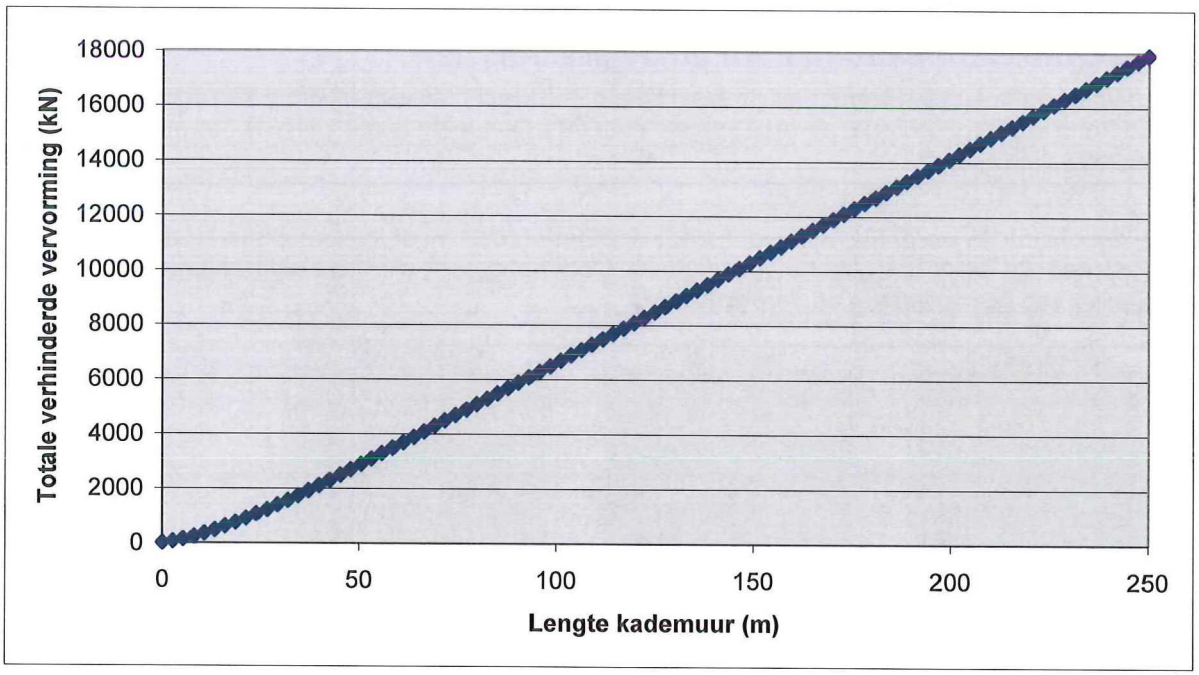
Ook bij de betonpalen blijven de waarden van de belastingen en verplaatsingen ver onder de toegestane waarden. De glijoplegging is dus ook hier een goede oplossing om de extra belastingen te verminderen.

14.3 MV-palen

Het realiseren van een glijoplegging is alleen mogelijk als ook de MV-palen glijdend verbonden worden met de bovenbouw. Aangezien de MV-palen op trek belast worden is het niet mogelijk om de bestaande constructievorm aan te houden. Er wordt voor gekozen om de MV-palen uit de ontlastvloer te halen en in te storten in de betonprop aan de bovenkant van de buispaal. Op die betonprop zal later dan de glijoplegging worden gerealiseerd. Door het verplaatsen van de MV-paal naar de buispaal hoeft er geen speciale roloplegging op trek ontworpen te worden en kan de doorsnede van de ontlastvloer ter plaatse aanzienlijk worden verminderd (wat weer gunstig is voor de uitvoering van de constructie).
Aangenomen wordt dat de MV-paal geen grote extra momenten in de buispaal introduceert, zodat gerekend kan worden met de bestaande waarden voor de krachten in de buispaal. De MV-paal zal wel extra momenten introduceren in de buispaal wanneer de hoek tussen die twee aanzienlijk verandert. Aangenomen wordt dat deze verandering zo klein is dat het verschil in krachtwerking verwaarloosbaar is.
Er zal wel wat extra trekkracht in de MV-palen komen door de zijdelingse verplaatsing van de buispaal. Deze hoek is zo klein dat dit geen significant verschil oplevert voor de krachtsafdracht (de buispaal verplaatst met een glijoplegging maximaal slechts 1,2mm in de lengterichting van de kademuur).

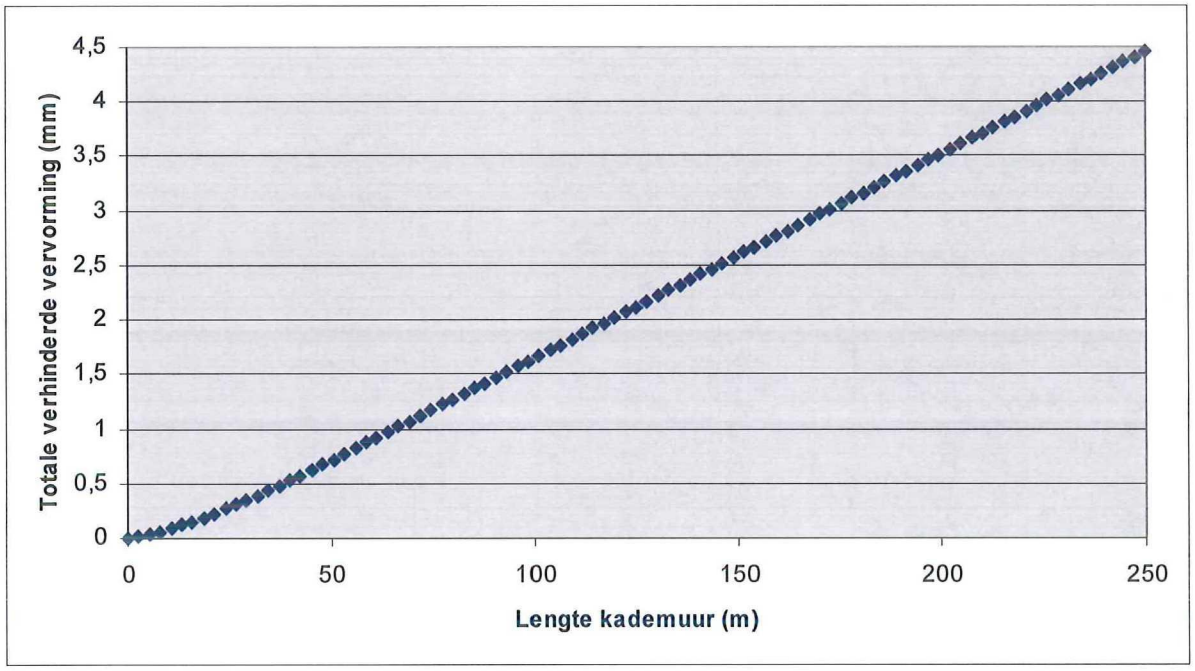
14.4 Totale lengtevervorming bovenbouw

De verhindering van de lengtevervorming van de bovenbouw wordt door de glijoplegging tussen boven- en onderbouw aanzienlijk gereduceerd. De totale tegenkracht die de onderbouw nu levert als tegenkracht op de lengtevervorming van de bovenbouw is nu nog maar een kleine 18MN in plaats van 47MN.



Figuur 14.6 Sommatie tegenkrachten met glijoplegging over lengte kademuur

Hierdoor wordt de verhindering van de vervorming gereduceerd tot ongeveer 4,5mm in plaats van 11,6mm, waardoor de uiteindelijke uitzetting van de bovenbouw van de kademuur 65,5mm wordt onder maximaal temperatuurverschil. De verhindering van de lengtevervorming van de kademuur is nu in plaats van 16% zonder glijoplegging 6,4% met glijoplegging (4,5mm op 70mm).



Figuur 14.7 Sommatie verhinderde vervorming met glijoplegging over lengte kademuur

14.5 Conclusie

Een glijoplegging is in principe mogelijk om de bovenbouw op te leggen op de onderbouw. Alle funderingselementen moeten dan wel volledig op druk verbonden worden met de ontlastvloer aangezien een trekverbinding te gecompliceerd zou worden. Het verplaatsen van de MV-paal naar de buispaal is een logisch gevolg hiervan.
Nu de onderbouw en de oplegging op de onderbouw bepaald zijn kan de doorsnede van de bovenbouw verder worden uitgewerkt. Het zal hierbij vooral gaan om de minimale betondoorsnede en de vervormingen en spanningen tijdens de uitvoeringsfase.

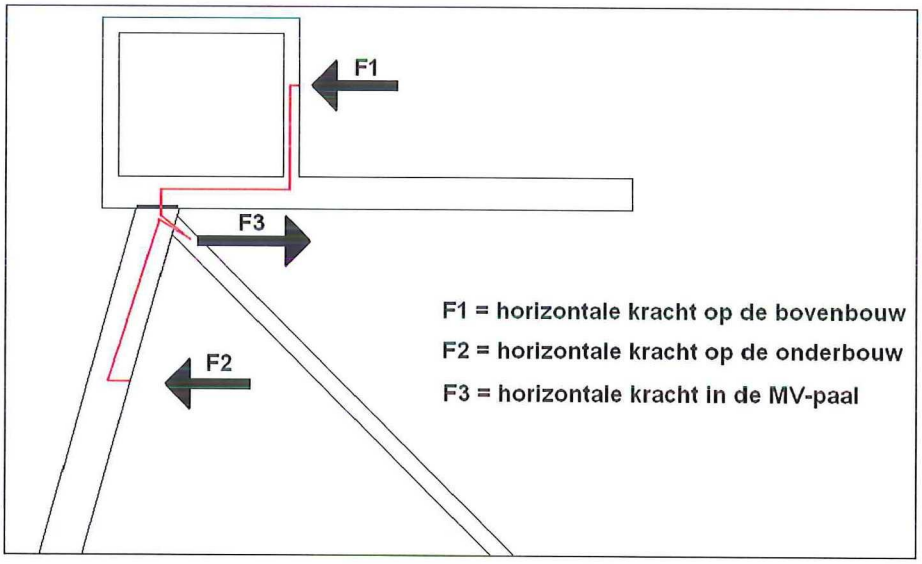
15. Sterktecontrole doorsnede

Omdat de geometrie van de kademuur wordt veranderd (kleinere betondoorsnede), samen met de krachtswerking in de constructie (verplaatsing MV-palen van ontlastvloer naar buispaal), dienen alle sterkteberekeningen van de betondoorsnede opnieuw uitgevoerd te worden. Er wordt hierbij gebruik gemaakt van de aanwezig zijnde gewichtsberekening van de kademuur. De uitkomsten van de gewichtsberekening dienen als invoerwaarden voor de sterkteberekening. Hierbij gaat het om de rekenwaarden van de krachten en momenten in de constructie en het funderingssysteem. Deze waarden zullen door een vermindering van de massa van de betondoorsnede iets veranderen, maar dit wordt in de sterkteberekeningen niet meegenomen.

15.1 Krachtswerking in de constructie

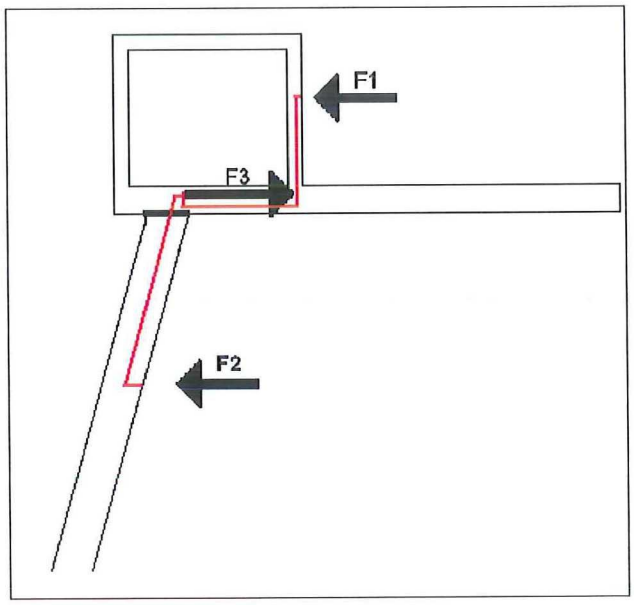
15.1.1 Horizontale krachtswerking

Door het verplaatsen van de MV-paal van de ontlastvloer naar de buispaal vindt er een verschuiving plaats in de krachtswerking. In de originele constructie werden de grote horizontale krachten op de combiwand via het gietijzeren zadel overgegeven aan de ontlastvloer. In deze vloer waren de MV-palen gestort die de horizontale krachten vervolgens opnamen.
Nu die MV-palen naar de buispaal verplaatst zijn worden alle horizontale krachten op de buispaal direct afgedragen op de MV-paal. De horizontale krachten op de bovenbouw moeten nu voor het grootste deel via de buispalen worden overgedragen op de MV-palen.

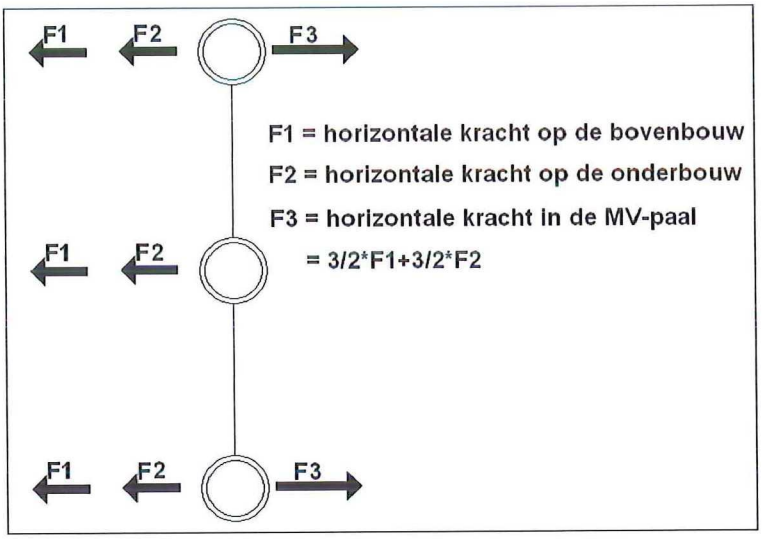


Figuur 15.1 Krachtswerking dwarsdoorsnede met MV-paal

De horizontale krachten op de buispalen waar géén MV-paal in zit moeten eerst worden overgedragen op de bovenbouw, die ze vervolgens weer doorgeven aan de buispalen waar wèl een MV-paal in zit. Doordat de bovenbouw werkt als een grote stijve schijf wordt er aangenomen dat de herverdeling van horizontale krachten via deze schijf probleemloos verloopt.



Figuur 15.2 Krachtswerking dwarsdoorsnede zonder MV-paal



Figuur 15.3 Krachtswerking bovenaanzicht

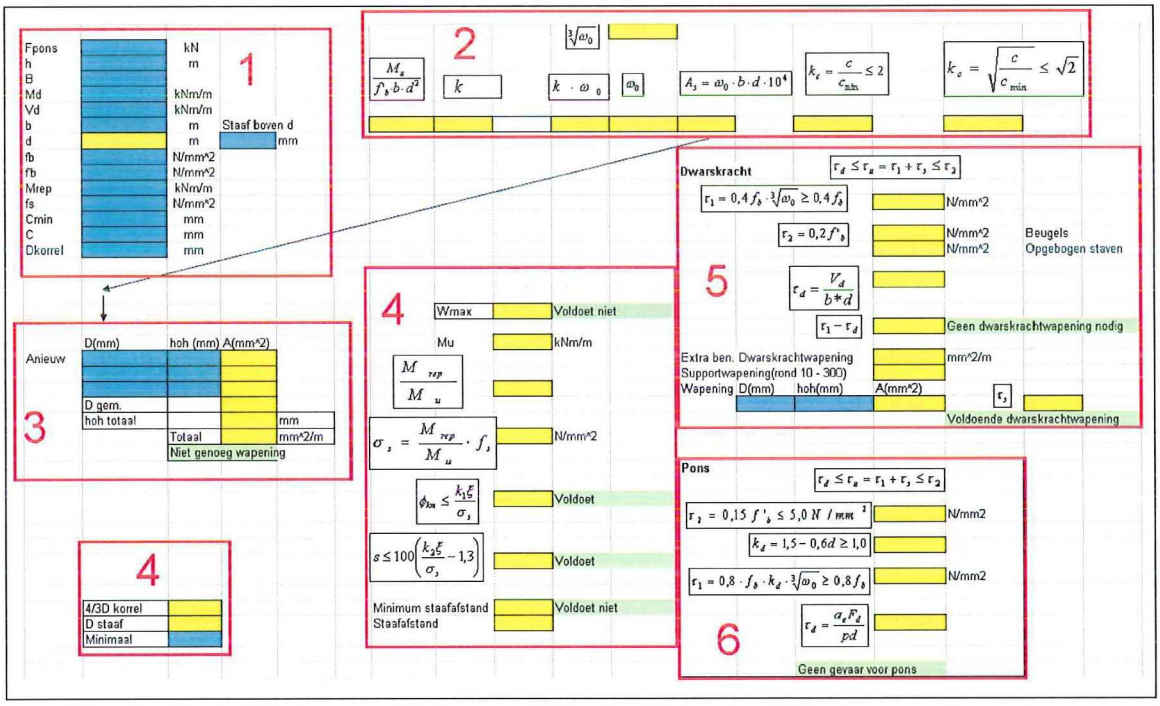
Er wordt hier vanuit gegaan dat de horizontale krachten in de ontlastvloer in de nieuwe en in de oude situatie ongeveer dezelfde waarden hebben. De richting van de krachtswerking is op sommige plekken omgedraaid door het verplaatsen van de MV-paal van de ontlastvloer naar de buispaal. Dit zal geen consequenties hebben voor de hoeveelheid wapening die nodig is om deze krachten op te nemen.
Er zal dus met dezelfde krachten gerekend worden als in de originele constructie.
Doordat de MV-palen nu het stramien volgen van de buispalen is de hart-op-hart afstand anders dan voorheen (5,56m in plaats van 5,2m). Hierdoor zijn er 3 MV-palen minder over een lengte van 250 meter waardoor ze in het detailontwerp waarschijnlijk iets zwaarder uitgevoerd moeten worden. Deze detaillering valt buiten het kader van dit afstudeeronderzoek.

15.1.2 Verticale krachtswerking

De krachtswerking in verticale richting ondergaat weinig verandering. Het enige verschil is dat de verticale kracht van de MV-paal op de buispaal nu niet via de ontlastvloer gaat maar direct op de buispaal wordt afgedragen. Hierdoor neemt het risico op pons boven de buispaal af. In het geval pons maatgevend is voor de doorsnede van de ontlastvloer boven de buispaal dient de waarde voor de ponskracht herberekend te worden.

15.2 Sterkteberekening

De controle van de hoeveelheid wapening en de minimale doorsneden die daarbij horen worden in het komende deel uitgewerkt. Er is zoals eerder vermeld gebruik gemaakt van de rekenwaarden van de krachten en momenten die ook voor de originele sterkteberekeningen gebruikt zijn.
Elke relevante doorsnede wordt apart behandeld en gecontroleerd op de maatgevende situatie die daar geldt. Deze maatgevende situatie wordt hetzelfde verondersteld als bij de originele constructie.
Alle berekeningen worden gedaan aan de hand van de normen die gelden in de NEN6720 (voorschriften beton TGB 1990).
De berekening van de doorsnede en het wapeningspercentage is als volgt opgezet:
De cijfers voor elke berekeningsstap komen overeen met de cijfers gegeven in de figuur van de voorbeeldberekening. De blauwe vakjes geven de invoer weer. De gele vakjes zijn de berekende waarden aan de hand van de invoer en de groene vakjes geven weer of een berekende waarde voldoet aan de gestelde eisen hieraan. De opzet van de berekening zal hieronder worden uitgelegd.
De invoertabellen per doorsnede staan in bijlage 5 van het bijlagenrapport.



Figuur 15.4 Voorbeeldberekening

15.2.1 Invoer basisparameters

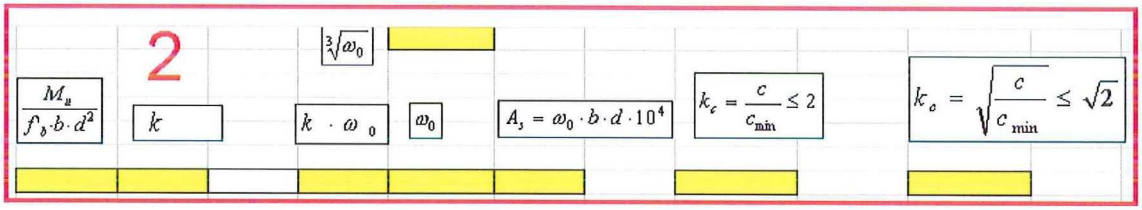
Figuur 15.5 Invoer

Als eerste worden de gegevens van de originele doorsnede genomen, zoals optredende momenten, dwarskrachten, ponskrachten en minimale betondekking. Vervolgens wordt het oppervlak(beïnvloed door de variabele factor "h" en constante factor b) van de beschouwde doorsnede verkleind net zolang totdat deze nog net voldoet aan de eisen. Dit proces is iteratief en alleen de uiteindelijke waarden worden hier weergegeven. De volgende invoerparameters worden gebruikt bij de berekeningen:

Fpons	Ponskracht
h	Hoogte of breedte van de beschouwde doorsnede
B	Betonsterkteklasse (voor alle doorsneden 105)
Md	Rekenwaarde van het buigend moment in de uiterste grenstoestand
Vd	Rekenwaarde van de dwarskracht
b	Breedte van de beschouwde doorsnede (is altijd 1 meter)
d	Nuttige hoogte van de doorsnede
fb	Rekenwaarde van de treksterkte van het beton
f'b	Rekenwaarde van de druksterkte van het beton
Mrep	Buigend moment in de bruikbaarheidsgrenstoestand
fs	Rekenwaarde van de vloeigrens van het betonstaal (FeB500)
Cmin	Minimale betondekking
C	Aanwezige betondekking
Dkorrel	Maximale korreldiameter van de toeslagmaterialen
Staaf boven d	Diameter van de wapening buiten de nuttige hoogte van de dwarsrichting

Figuur 15.6 Invoerparameters

15.2.2 Relevante parameters voor verdere berekeningen



Figuur 15.7 Berekening parameters

Nadat de invoer bekend is kunnen de parameters die nodig zijn voor de berekeningen bepaald worden. Als eerste wordt de factor $\frac{M_u}{f'_b bd^2}$ berekend. Met deze factor kan in tabel 11.2a van de TGB1990 worden afgelezen wat de waarde voor $k \cdot \omega_0$ moet zijn, waarin ω_0 het minimum benodigde wapeningspercentage van de doorsnede is. K wordt bepaald volgens: $k = \frac{f_s}{f'_b} = \frac{435}{60} = 7{,}25$

Dit minimum benodigde wapeningspercentage vermenigvuldigd met de doorsnede geeft een oppervlakte van het benodigde betonstaal weer: $A_s = \omega_0 bd$

De factoren k_c hebben invloed op de eisen aan de gemiddelde kenmiddellijn van de wapeningsstaven en op de onderlinge staafafstanden ten behoeve van de scheurwijdtecontrole. Dit zal later behandeld worden.

De factor $\sqrt[3]{\omega_0}$ is gebruikt om de komende berekeningen sneller te maken.

15.2.3 Bepaling nieuwe wapening

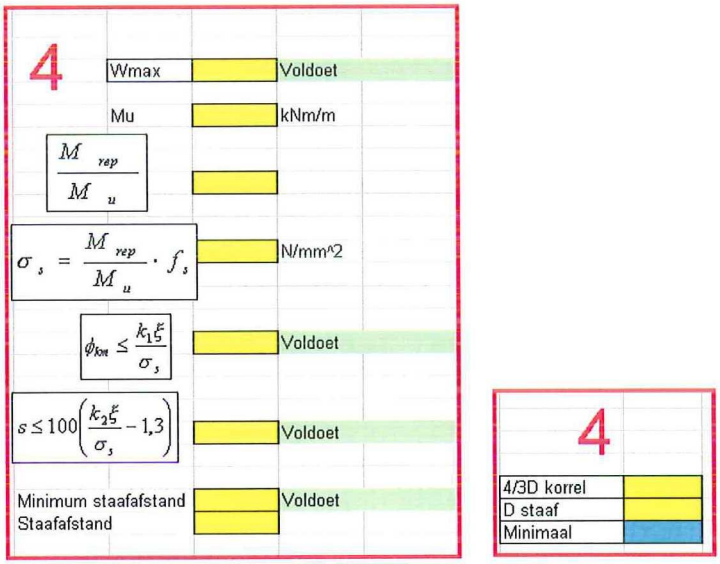
Figuur 15.8 Invoer nieuwe wapening

Nu het minimale benodigde wapeningsoppervlak bekend is kan er een nieuwe wapening worden ontworpen("Anieuw"). Deze wordt, net als de minimale wapening, gebaseerd op moment.
De hart-op-hart afstand ("hoh") van de originele wapening wordt hetzelfde gehouden om geen onmogelijke situaties te creëren. Alleen de diameter ("D") van de wapening wordt veranderd om aan de nieuwe doorsnede te voldoen. Indien er meerdere lagen wapeningsstaven aanwezig zijn wordt de

indeling ook hetzelfde gehouden. Er wordt dus niet van twee dunne wapeningsstaven één dikke gemaakt of omgekeerd. De uitzondering hierop is de bepaling van de stekwapening. Deze is aanwezig in de originele doorsnede tussen de ontlastvloer en de wanden. Dit komt omdat deze twee doorsneden niet tijdens dezelfde stortcyclus gemaakt worden. In het geval van de nieuwe doorsnede worden ze wel in één stortcyclus gemaakt. Hierdoor is het gebruik van stekwapening niet meer nodig. De stekwapening kan dan vervangen worden door de doorlopende wapening die in de overige doorsnede aanwezig is. Deze doorlopende wapening moet dan wel in oppervlakte minimaal gelijk zijn aan de stekwapening van de beschouwde doorsnede.

Het oppervlak van de wapeningsstaven wordt opgeteld ("Totaal") en de gemiddelde kenmiddellijn ("Dgem") en gemiddelde hart-op-hart afstand van de staven ("hoh totaal") worden berekend. Wanneer het totale oppervlak van de nieuw gekozen wapening ("Totaal") niet meer is dan het minimum benodigde wapeningsoppervlak wordt er een melding gegeven "Niet genoeg wapening". Wanneer er wel voldoende wapening aanwezig is wordt er een melding gegeven "Voldoende wapening".

15.2.4 Wapeningseisen



Figuur 15.9 Controle wapenings

Nu er voldaan is aan de minimum benodigde wapeningseis moet er nog voldaan worden aan de volgende eisen:

Maximum wapeningspercentage("Wmax").
Deze waarde is afhankelijk van de betonsterkteklasse en het gebruikte wapeningsstaal en is constant voor alle berekeningen op 5,82. Deze waarde mag niet worden overschreden.

Gemiddelde kenmiddellijn("$Ø_{km}$") of staafafstand("s"). Aan één van deze twee voorwaarden moet voldaan worden(8.7.2 [Ref.10]).

De gemiddelde kenmiddellijn van betonstaalstaven moet voldoen aan: $\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$

$k_1 = 2500$ (tabel 38 [Ref.10])

$\xi = 1$ (tabel 39 [Ref.10])

$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} f_s = 435 \frac{M_{rep}}{M_u}$

M_u = (nieuw gekozen wapeningsoppervlak / minimum wapeningsoppervlak)*M_d.

De staafafstand van betonstaalstaven moet voldoen aan: $s \le 100(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3)$

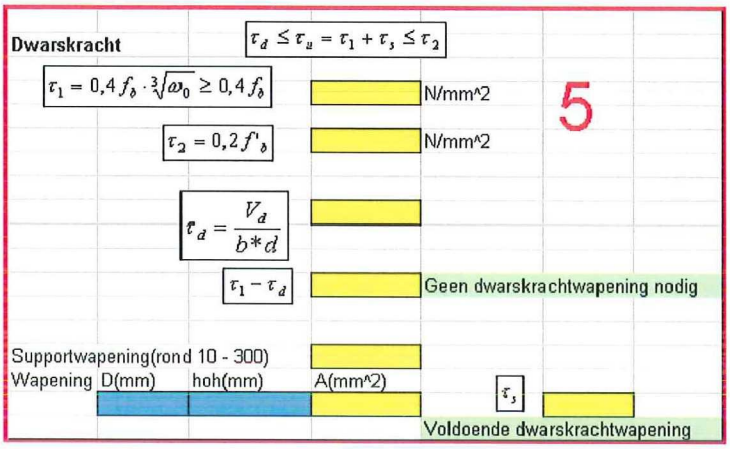
$k_2 = 500$ (tabel 38 [Ref.10])

Minimale tussenruimte betonstaalstaven ("Minimum staafafstand"), bepaald in 9.10.1 [Ref.10].

De vrije ruimte tussen de wapeningsstaven moet ten minste gelijk zijn aan de grootste waarde van:

- 4/3 van de grootste korreldiameter ("4/3D korrel")
- de grootste kenmiddellijn van de hoofdwapeningsstaven ("D staaf")
- 25mm bij vloeren/daken en 50mm bij wanden ("Minimaal")

15.2.5 Dwarskracht



Figuur 15.10 Controle dwarskracht

Nu de doorsnede voldoet aan de eisen met betrekking tot de hoofdwapening moet er gekeken worden of ook aan de eisen met betrekking tot de dwarskracht wordt voldaan.
De volgende eisen met betrekking tot de dwarskracht gelden hier:

$\tau_d \leq \tau_u \leq \tau_2$ (8.2 [Ref.10])

τ_d is de rekenwaarde van de schuifspanning in de op dwarskracht belaste doorsnede

τ_u is de maximaal opneembare schuifspanning in de beschouwde doorsnede

τ_2 is de maximaal toelaatbare schuifspanning in de doorsnede

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd}$$ (8.2.2 [Ref.10])

V_d is de rekenwaarde van de dwarskracht in de beschouwde doorsnede
b is de breedte van de betondoorsnede
d is de nuttige hoogte van de beschouwde doorsnede

$\tau_u = \tau_1 + \tau_s$ (8.2.1 [Ref.10])

τ_1 is de maximaal opneembare schuifspanning door het beton in de doorsnede

$\tau_1 = 0{,}4 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{\omega_0} \geq 0{,}4 f_b$ (8.2.3.1 [Ref.10])

$k_\lambda = 1$ (8.2.3.1 [Ref.10])

$k_h = 1{,}6 - h \geq 1{,}0$ (8.2.3.1 [Ref.10])

τ_s is de maximaal opneembare schuifspanning door de wapening

$$\tau_s = \frac{V_s}{bd} = \frac{A_{sv} z f_s \sin\alpha(\cot g\theta + \cot g\alpha)}{bd}$$ (8.2.4 [Ref.10])

Er wordt hierbij vanuit gegaan dat de supportwapening ook dienst doet als dwarskrachtwapening.

V_s is de uiterst opneembare dwarskracht door de dwarskrachtwapening

A_{sv} is de dwarskrachtwapening per eenheid van lengte

α is de hoek tussen de dwarskrachtwapening en de as van het constructiedeel

θ is de hoek tussen de drukdiagonaal en de as van het constructiedeel

$z = 0{,}9d$

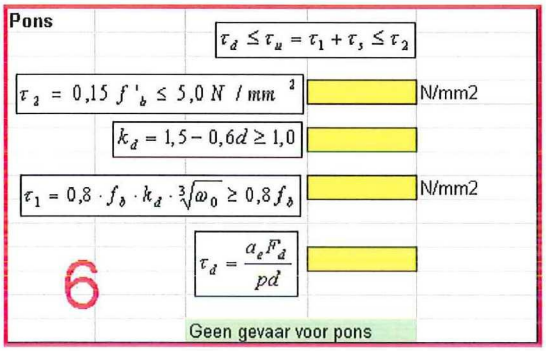
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b \, k_n k_\theta$ (8.2.1 [Ref.10])

$k_n = \frac{5}{3}(1 - \frac{\sigma'_{bmd}}{f'_b}) \leq 1{,}0$ (8.2.1 [Ref.10])

$k_\theta = 1$ (8.2.1 [Ref.10])

Wanneer blijkt dat de optredende dwarskracht groter is dan kan worden opgenomen door het beton zelf en de supportwapening moet er dwarskrachtwapening worden bijgelegd.

15.2.6 Pons



Figuur 15.11 Controle pons

Voor pons gelden dezelfde spanningseisen als voor de dwarskracht, alleen zijn de dwarskrachten vervangen door ponskrachten. De spanningseis is dus ook hier:

$\tau_d \leq \tau_u \leq \tau_2$ (8.3.1 [Ref.10]) waarin:

τ_d is de rekenwaarde van de schuifspanning in de op pons belaste doorsnede

τ_u is de maximaal opneembare schuifspanning in de beschouwde doorsnede

τ_2 is de maximaal toelaatbare schuifspanning in de doorsnede

$\tau_d = \frac{\alpha_e F_d}{pd}$ (8.2.3 [Ref.10])

$\alpha_e = 1$ (8.2.3 [Ref.10])

F_d is de rekenwaarde van de ponskracht

d is de nuttige plaatdikte

$p = \pi(d + a) = \pi(d + 0{,}605)$ is de perimeter (snedeomtrek). De factor a is overgenomen uit de originele berekening en geeft hier de breedte van de onderkant van de ponskegel weer.

$\tau_u = \tau_1 + \tau_s$

τ_1 is de maximaal opneembare schuifspanning indien geen ponswapening wordt toegepast

τ_s is de door de ponswapening opneembare schuifspanning

$\tau_1 = 0{,}8 f_b k_d \sqrt[3]{\omega_0} \geq 0{,}8 f_b$ (8.3.3 [Ref.10])

$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \geq 1{,}0$ (8.3.3 [Ref.10])

$\tau_s = \frac{A_{sv} f_s \sin\alpha}{1{,}5 pd}$ (8.3.4 [Ref.10])

A_{sv} is de totale hoeveelheid ponswapening

α is de hoek tussen de staven van de ponswapening en het vlak van de plaat

d is de nuttige plaatdikte

$p = \pi(d + 0{,}605)$ is de perimeter (snedeomtrek)

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \leq 5{,}0 N/mm^2$ (8.3.1 NEN 6720)

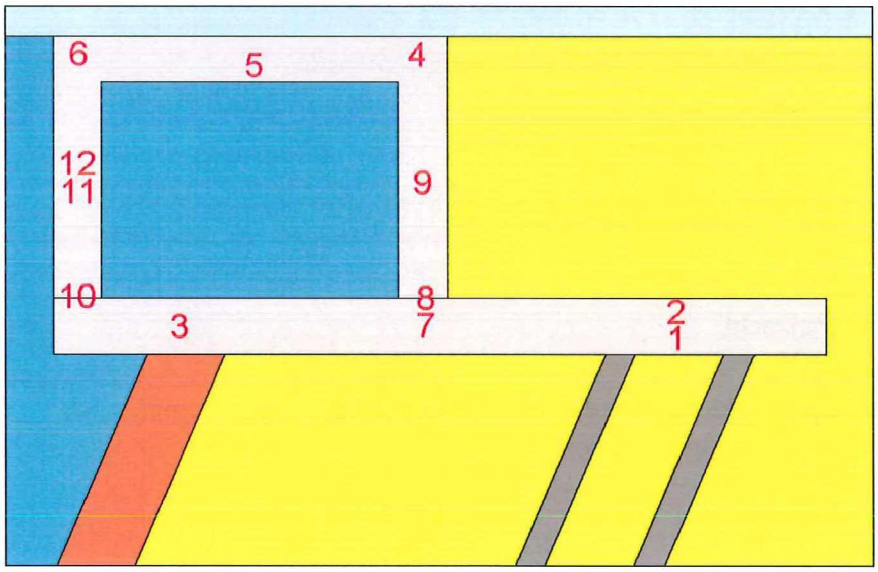
Wanneer blijkt dat de optredende ponskracht groter is dan kan worden opgenomen door het beton en de al aanwezige wapening moet er ponswapening worden bijgelegd.

15.3 Resultaten

Bij elke doorsnede wordt het resultaat van de berekening gegeven. Er wordt vermeld welke minimale doorsnede er nodig is, alsook de nieuwe wapening. Bij de doorsnede van de ontlastvloer en het dek wordt het benodigde oppervlak bepaald door de hoogte. Bij de wanden wordt het oppervlak bepaald door de breedte. De supportwapening wordt ook gebruikt als dwarskrachtwapening. Dit wordt niet vermeld in onderstaande tabellen bij "Aanwezige dwarskrachtwapening" maar wel meegenomen bij "Voldoende dwarskrachtwapening". De volgende doorsneden zullen worden behandeld:

1.	Onderwapening boven betonpaal (ontlastvloer)
2.	Bovenwapening boven betonpaal (ontlastvloer)
3.	Totaalwapening boven buispaal (ontlastvloer)
4.	Dekwapening landzijdige hoek (dek)
5.	Dekwapening veld (dek)
6.	Dekwapening waterzijdige hoek (dek)
7.	Totaalwapening onder achterwand (ontlastvloer)
8.	Stekwapening achterwand (wanden)
9.	Wandwapening achterwand (wanden)
10.	Stekwapening voorwand (wanden)
11.	Wandwapening voorwand (wanden)
12.	Wandwapening tbv stoot fenders (wanden)

Figuur 15.12 Behandelde doorsneden



Figuur 15.13 Locatie beschouwde doorsneden

Achter elke benaming staat tussen haakjes wat de oude afmeting van de doorsnede was

1. Onderwapening boven betonpaal (1,03m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,5		
Oude wapening		20	150
		16	200
Nieuwe wapening		20	150
		16	200
Aanwezige Dwarskrachtwapening		16	200
Voldoende dwarskrachtwapening?	nee		
Extra dwarskrachtwapening		16	200
Pons maatgevend?	nee		

2. Bovenwapening boven betonpaal (1,03m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,5		
Oude wapening		20	150
Nieuwe wapening		20	150
Aanwezige Dwarskrachtwapening		zie onderwapening	
Voldoende dwarskrachtwapening?	nee		
Extra dwarskrachtwapening		zie onderwapening	

3. Totaalwapening boven buispaal (1,5m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,75		
Oude wapening		20	150
		20	150
Nieuwe wapening		25	150
		32	150
Aanwezige Dwarskrachtwapening			
Voldoende dwarskrachtwapening?	nee		
Extra dwarskrachtwapening		12	150
Pons maatgevend?	nee		

4. Dekwapening landzijdige hoek (0,6m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,5		
Oude wapening		16	150
Nieuwe wapening		20	150
Aanwezige Dwarskrachtwapening			
Voldoende dwarskrachtwapening?	ja		

5. Dekwapening veld (0,6m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,5		
Oude wapening		16	150
		16	300
Nieuwe wapening		16	150
		16	300
Aanwezige Dwarskrachtwapening			
Voldoende dwarskrachtwapening?	ja		

6. Dekwapening waterzijdige hoek (0,6m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,5		
Oude wapening		16	150
Nieuwe wapening		20	150
Aanwezige Dwarskrachtwapening			
Voldoende dwarskrachtwapening?	ja		

7. Totaalwapening onder achterwand (1,3m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,6		
Oude wapening		20	150
		20	150
		16	200
Nieuwe wapening		25	150
		32	150
		32	200
Aanwezige Dwarskrachtwapening			
Voldoende dwarskrachtwapening?	ja		

8. Stekwapening achterwand (0,7m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,5		
Oude wapening		25	150
Nieuwe wapening		20	150
		16	150
Aanwezige Dwarskrachtwapening			
Voldoende dwarskrachtwapening?	ja		

9. Wandwapening achterwand (0,7m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,5		
Oude wapening		20	150
		16	150
Nieuwe wapening		20	150
		16	150
Aanwezige Dwarskrachtwapening			
Voldoende dwarskrachtwapening?	ja		

10. Stekwapening voorwand (0,7m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,5		
Oude wapening		20	150
Nieuwe wapening		25	150
Aanwezige Dwarskrachtwapening			
Voldoende dwarskrachtwapening?	ja		

11. Wandwapening voorwand (0,7m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,5		
Oude wapening		16	150
		16	300
Nieuwe wapening		16	150
		16	150
Aanwezige Dwarskrachtwapening			
Voldoende dwarskrachtwapening?	ja		

12. Wandwapening tbv stoot fenders (0,7m)

		D(mm)	hoh(mm)
Minimale doorsnede (m)	0,5		
Oude wapening		20	150
Nieuwe wapening		25	150
Aanwezige Dwarskrachtwapening			
Voldoende dwarskrachtwapening?	ja		

Vervolgens word nog de bolderwapening bepaald. Deze staat los van de andere wapeningsberekeningen omdat deze volledig uit bijlegwapening bestaat.

Bolderwapening			
Phor		1500kN	
Pver		1800kN	
Panker(=1/2Pver)		950kN	
As=(1,5*1500*10^3)/435=5172mm^2			
Bijleggen:	4Ø25	+	6,5Ø25
=	1963	+	3192
=	5154mm^2		

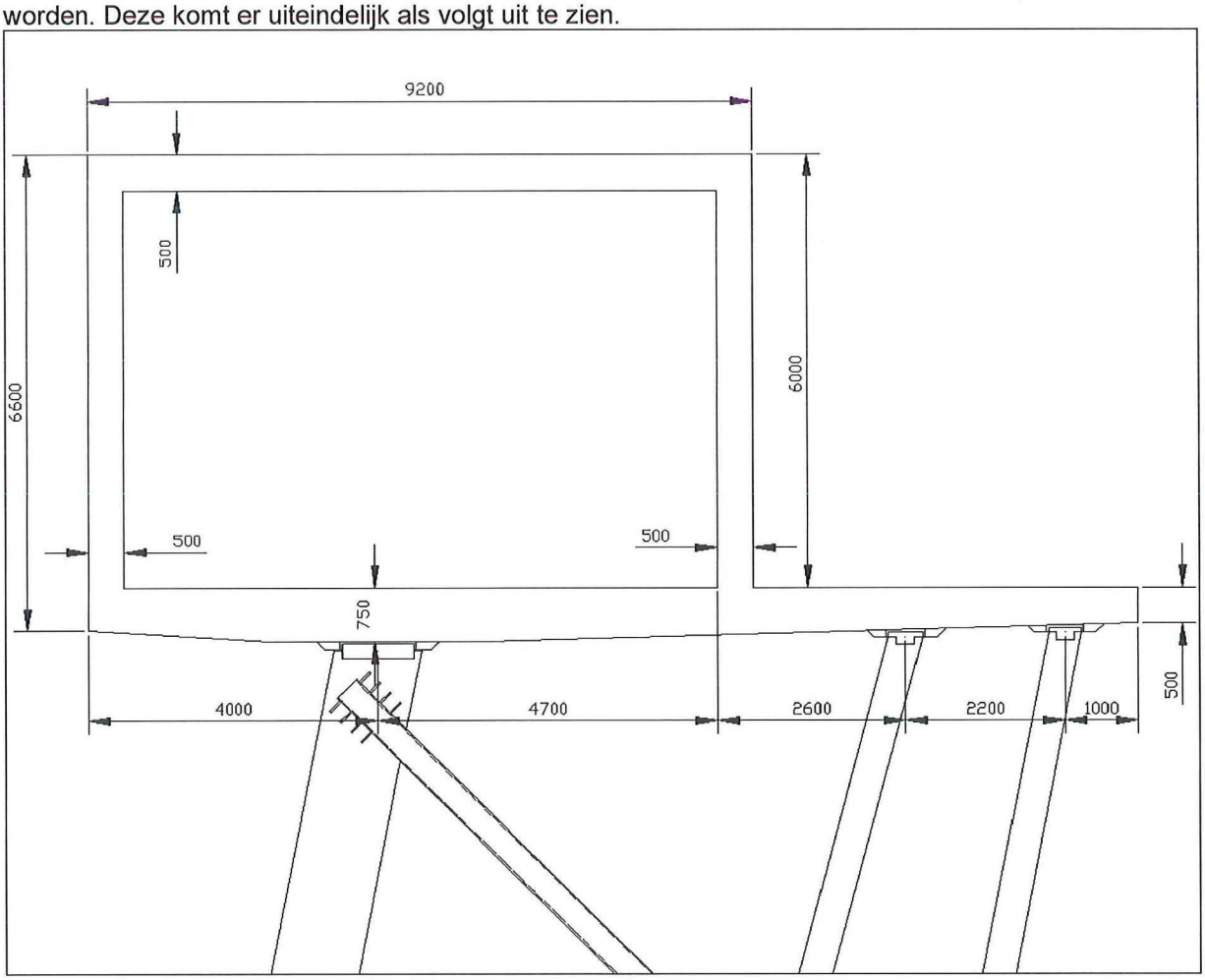
Figuur 15.14 Bolderwapening

15.4 Conclusie

Alle doorsneden voldoen aan de eisen. Het is duidelijk dat er een flinke toename is in de benodigde hoeveelheid wapening. Dit levert echter wel een kleinere betondoorsnede op. Aangezien het gebruikte beton duurder is dan bij de originele constructie (HSB in plaats van NSB) is dat een voordeel. Of de verkleinde doorsnede opweegt tegen het grotere staalverbruik en het duurdere beton zal later pas blijken, wanneer er bekend is wat voor een betonsoort er precies gebruikt gaat worden.

15.5 Nieuwe doorsnede

Nu alle doorsneden bekend zijn kan er een nieuwe dwarsdoorsnede van de kademuur gemaakt worden. Deze komt er uiteindelijk als volgt uit te zien.



Figuur 15.15 Nieuwe dwarsdoorsnede bovenbouw

16. Betonberekening HEAT

Nu de nieuwe doorsnede exact bepaald is kan er worden overgegaan tot het tweede deel van de betonberekening: de vervormingen en spanningsverdelingen tijdens de uitvoering. Dit zal gedaan worden met behulp van het computerprogramma HEAT.

16.1 Inleiding

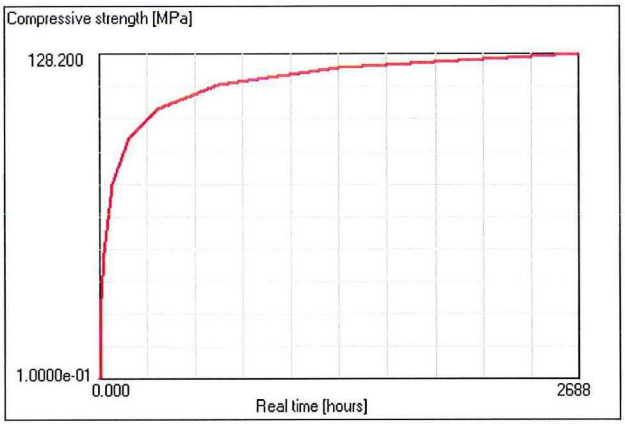
HEAT is een eindige elementen programma, welke onder andere gebruikt kan worden voor het bepalen van scheurvorming in verhardend beton. HEAT is een onderdeel van FEMMASSE, wat een afkorting is van Finite Element Modules for MAterials Science and Structural Engineering.
FEMMASSE levert sinds de jaren tachtig verscheidene softwarepakketten aan, welke wereldwijd gebruikt worden voor het doorrekenen van steeds groter en complexer wordende constructies. Vooral het gebruik van nieuwe materialen en uitvoeringsmethoden maakt de kloof tussen empirische wetten en praktijkgerichte oplossingen vaak groter. Hierdoor is het gebruik van dit soort programma's de laatste jaren explosief toegenomen, welke een overbrugging vormen voor deze kloof.
Ook bij deze kademuurconstructie zijn de vormen en materialen niet alledaags, zodat het gebruik van een eindige elementen programma het inzicht in deze constructie kan vergroten. HEAT is hiervoor een uitermate geschikte keuze, aangezien het hier vooral gaat om de spanningen in de constructie in de jonge fase van het beton.

16.2 Modellering

Bij de modellering wordt er gebruik gemaakt van een materiaalfile. Deze file wordt gegenereerd in een database, speciaal ontworpen voor het gebruik met FEMMASSE programma's. In deze database zijn alle materialen opgeslagen met bijgaande parameters.
Met deze materialen kan vervolgens de geometrie worden opgebouwd in het model. Hierna worden alle randvoorwaarden ingevoerd, waarna de berekening gestart kan worden.
Het assenstelsel is een xyz-stelsel, met horizontaal de x-richting, verticaal de y-richting en als z richting de as loodrecht op het vlak van de tekening.

16.2.1 Materialen

Om de constructie te kunnen opbouwen in HEAT moet er gebruik gemaakt worden van de juiste materialen. Omdat de betonsoorten die bij dit project nodig zijn nog niet aanwezig waren in de database, moesten ze eerst aangemaakt worden. Deze database is verder uitgebreid naarmate het project vorderde. Alle soorten beton zijn zelfverdichtend, zodat er geen verdichtingsenergie hoeft worden toegevoegd tijdens de uitvoering. Ook hebben alle betonsoorten dezelfde druksterktes.



Figuur 16.1 Ontwikkeling druksterkte [Ref.14]

Er is uitgegaan van B105, met alleen wisselende eigenschappen voor de uiteindelijke treksterkte, de starttijd en de strain-hardening. Deze eigenschappen worden hier kort toegelicht.

Treksterkte
De uiteindelijke treksterkte werd bepaald aan de hand van de gebruikte betonsoort. Voor het normale hogesterkte betonmengsel is er een 28-daagse treksterkte van 5N/mm^2 genomen. Voor het vezelversterkte hogesterkte betonmengsel is er een 28-daagse treksterkte van 13N/mm^2 genomen. Dit is gebaseerd op trekproeven die gedaan zijn op vezelversterkte proefstukken zonder andere

wapening. Wanneer blijkt dat deze waarde te hoog of te laag is kan door middel van het soort vezels en het vezelgehalte in het betonmengsel deze waarde worden bijgesteld.
Alle trekspanningen hebben in HEAT een positieve waarde, alle drukspanningen een negatieve.

Figuur 16.2 Ontwikkeling treksterkte [Ref.14]

Starttijd

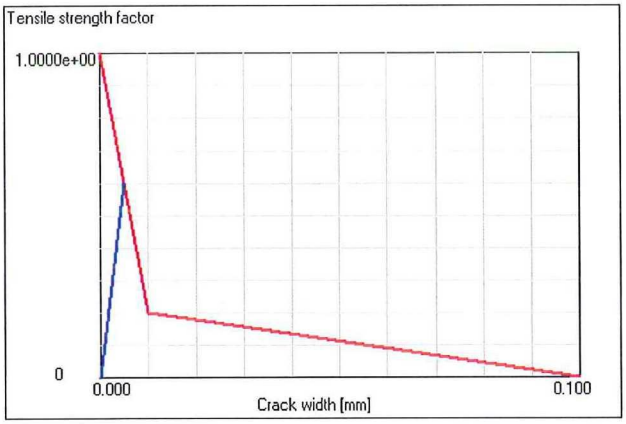
De starttijd geeft aan hoelang het duurt voordat het cement begint te reageren nadat het gestort is. Met deze eigenschap kan gevarieerd worden om de optredende spanningen ten gevolge van temperatuurgradiënten, tussen delen van de constructie met verschillende storttijden, te verminderen. Er wordt uitgegaan van een basisstarttijd van 3 uur. Dit betekent dat het beton 3 uur nadat het gestort is begint met reageren. Tijdens het opbouwen van het model bleek dat het nuttig was om enkele varianten hierop te maken met andere starttijden. Hierdoor zouden delen met verschillende storttijden toch op hetzelfde moment in de tijd beginnen met reageren, waardoor de temperatuurgradiënt, die voor deze delen maatgevend was voor de scheurvorming, aanzienlijk kon worden verkleind.
Het realiseren van andere starttijden is mogelijk door het toevoegen van vertragers aan het betonmengsel. Dit proces is redelijk nauwkeurig uit te voeren, zodat het geen onnauwkeurigheden introduceert in het model.
Er zijn uiteindelijk 4 verschillende vertragers gebruikt, wat resulteerde in 4 mengsels met onderstaande starttijden:

- Mengsel 1 met een standaard starttijd van 3 uur
- Mengsel 2 met een vertrager van 1 uur, zodat de starttijd op 4 uur komt
- Mengsel 3 met een vertrager van 6 uur, zodat de starttijd op 9 uur komt
- Mengsel 4 met een vertrager van 9 uur, zodat de starttijd op 12 uur komt

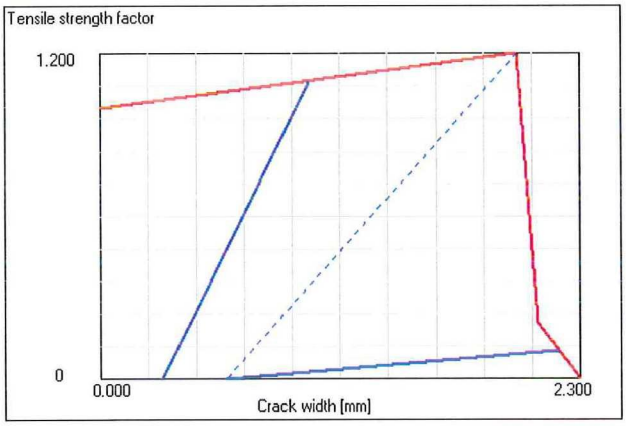
Strain-hardening

De strain-hardening geeft de toename in de treksterkte weer van het beton nadat het is gaan scheuren. Dit speelt vooral een rol bij vezelversterkt beton. Dit komt omdat na het scheuren van het beton de treksterkte wordt bepaald door de treksterkte van de vezels in de scheur en de houvast van de vezels in het beton. Deze gecombineerde treksterkte is meestal hoger dan de treksterkte van het losse beton, zodat de treksterkte toeneemt na het scheuren. Dit in tegenstelling tot normaal beton, dat na scheuren zijn treksterkte volledig verliest.
Voor de mengsels die hier gebruikt zijn worden er 3 verschillende strain-hardening profielen gebruikt:

A. Een volledig elastisch mengsel zonder scheurvorming.
B. Een mengsel met scheurvorming maar zonder vezels. Strain-hardening van 0%.
C. Een mengsel met scheurvorming en met staalvezels. Strain-hardening van 20%, wat wil zeggen dat de treksterkte na scheuren nog toeneemt met 20%.



Figuur 16.3 Strain hardening 0% [Ref.14]

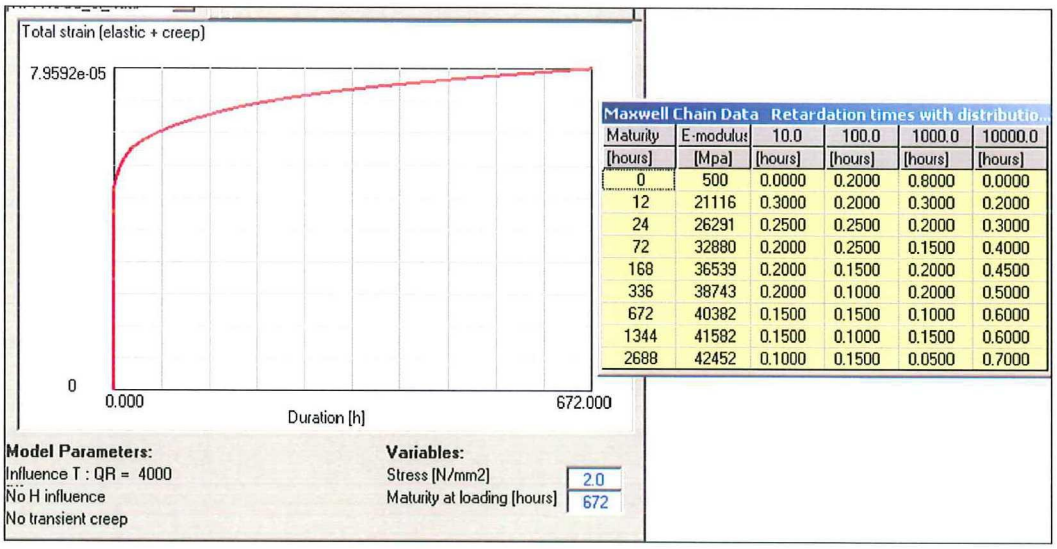


Figuur 16.4 Strain hardening 20% [Ref.14]

Overige materiaal parameters

Om de gegevens compleet te maken worden hier nog enkele figuren getoond van de verschillende eigenschappen van het gebruikte betonmengsel.

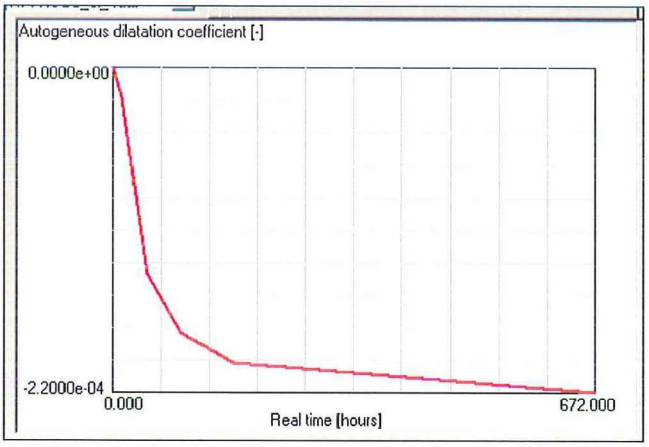
Figuur 16.5 Adiabatische temperatuurontwikkeling [Ref.14]



Maxwell Chain Data Retardation times with distributio...

Maturity [hours]	E-modulus [Mpa]	10.0 [hours]	100.0 [hours]	1000.0 [hours]	10000.0 [hours]
0	500	0.0000	0.2000	0.8000	0.0000
12	21116	0.3000	0.2000	0.3000	0.2000
24	26291	0.2500	0.2500	0.2000	0.3000
72	32880	0.2000	0.2500	0.1500	0.4000
168	36539	0.2000	0.1500	0.2000	0.4500
336	38743	0.2000	0.1000	0.2000	0.5000
672	40382	0.1500	0.1500	0.1000	0.6000
1344	41582	0.1500	0.1000	0.1500	0.6000
2688	42452	0.1000	0.1500	0.0500	0.7000

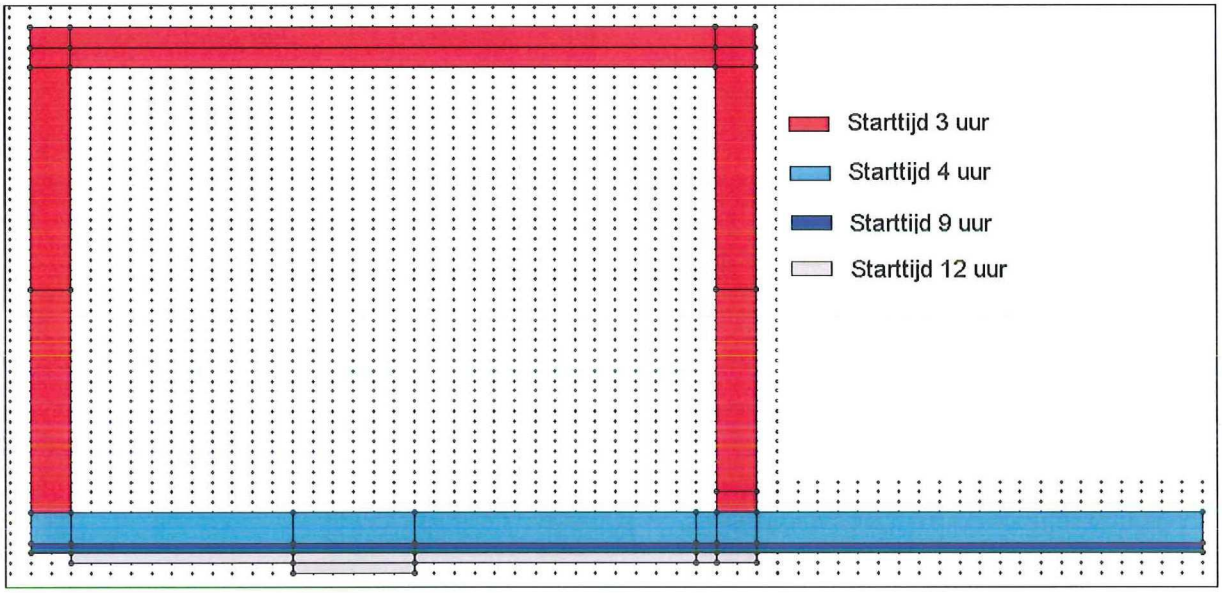
Figuur 16.6 Ontwikkeling E-modulus en kruip [Ref.14]



Figuur 16.7 Ontwikkeling autogene krimp [Ref.14]

16.2.2 Constructie

Nu alle materialen beschikbaar zijn kan het model worden opgebouwd. De geometrie is opgebouwd uit rechthoeken, waardoor sommige stukken slechts een benadering van de werkelijkheid geven. Waar nodig zijn de delen wat verfijnd, zodat de resultaten geen grote afwijkingen geven ten opzichte van de werkelijke situatie.
De constructie komt er dan als volgt uit te zien:

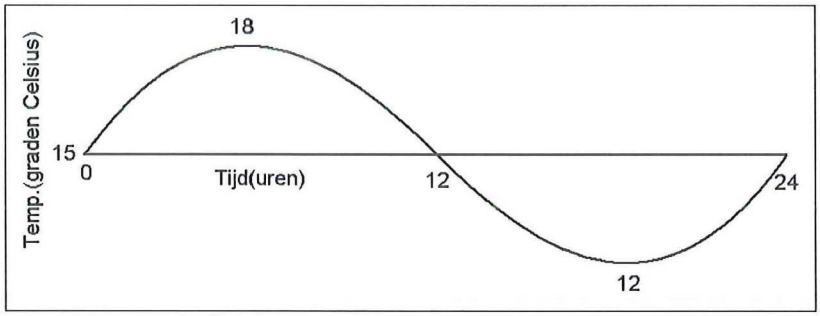


Figuur 16.8 Geometrie dwarsdoorsnede

Dit is de doorsnede waarmee begonnen is de constructie door te rekenen. Later zullen hier nog de langsdoorsnede en bovenaanzicht van de ontlastvloer bijkomen.
De doorsnede is opgebouwd uit verschillende kleuren, welke elk hun specifieke starttijd hebben. Deze tijden zijn bepaald tijdens de berekeningen, waar er vooral gekeken is naar de ontwikkeling van de temperatuurgradiënt over de doorsnede.
Er is ook een opbouw van onder naar boven met betrekking tot de storttijd. Voor de totale storttijd van de gehele doorsnede is 24 uur genomen. De onderste rechthoek wordt aangebracht op tijdstip t=0. Alle rechthoeken daarboven worden pas op een later tijdstip aangebracht, zodat er een meer realistische verdeling in de tijd gemaakt wordt dan wanneer de gehele doorsnede in één keer geplaatst zou worden. De tijdstippen waarop de verschillende moten gestort worden is afhankelijk gemaakt van de doorsnede van de stortmoten die ervoor gestort zijn. Een grote doorsnede zal namelijk meer tijd in beslag nemen dan een kleine. Een onderscheidt naar de vorm van de doorsneden is niet gemaakt.

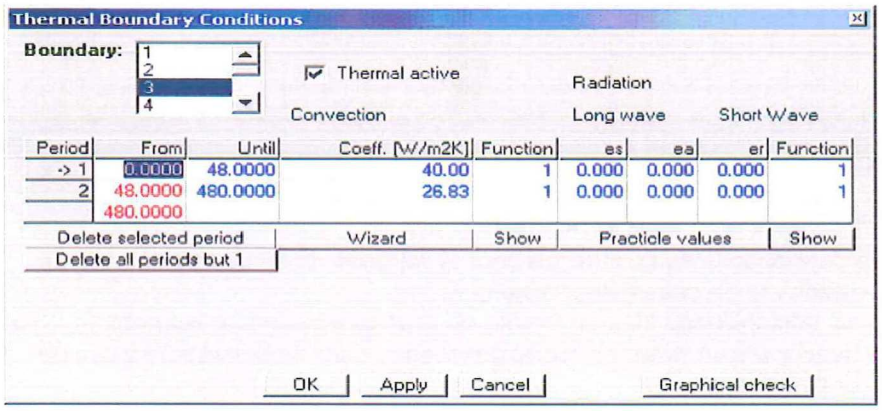
16.2.3 Koeling

Bij de originele constructie is er voor de wanden en het dek een koelkist gebruikt. Dit werd gedaan omdat de wanden en het dek enkele dagen later werden gestort dan de ontlastvloer. Hierdoor had de ontlastvloer al enige sterkte, waardoor de vervormingen van de constructie erboven verhinderd werden. Door het toepassen van een koelkist konden deze vervormingen aanzienlijk worden verminderd, waardoor de spanningen ook veel lager bleven. Bij de nieuwe uitvoering van de bovenbouw wordt de gehele doorsnede in één stort gemaakt, waardoor de delen ongeveer even oud zijn. De koelkist wordt nu niet gebruikt om de vervormingen van de wanden en het dek ten opzichte van de ontlastvloer te verminderen, maar om de temperatuur(gradiënten) te verminderen in de gehele doorsnede. Door het gebruik van hogesterktebeton is de warmte-uitstoot van het betonmengsel tijdens het verhardingsproces namelijk veel hoger dan bij beton van normale sterktes. Hierdoor zou in een ongekoelde situatie de temperatuur(gradiënt) onacceptabele waarden kunnen bereiken. Wanneer er namelijk geen koelkist gebruikt wordt is de buitentemperatuur van de kist totaal afhankelijk van het weer. Dit kan zeer nadelig uitpakken voor het inwendige temperatuurverloop van de constructie. Een koelkist wordt hier dus gebruikt om het temperatuurverloop van de constructie in de hand te houden. Uit de berekeningen is gebleken dat een koelinstallatie voor deze constructie een minimaal vermogen moet hebben van ongeveer 30kW. Een installatie met het dubbele vermogen wordt aanbevolen. De installatie is berekend in het model met een koelcapaciteit van 40W/m^{2}K. Het vermogen van 40W/m^{2}K wordt in het programma gekoppeld aan de volgende temperatuurfunctie.



Figuur 16.9 Verloop buitentemperatuur (dag/nacht cyclus)

Hierbij wordt de storttemperatuur van het beton gemiddeld 2 graden hoger gesteld dan de gemiddelde buitentemperatuur, dus op 17^0 C.
De koelkist wordt alleen gebruikt de eerste 48 uur nadat met de stort is begonnen. Hierna wordt deze uitgeschakeld, zodat hij van het beton kan worden afgehaald en verplaatst kan worden naar de volgende stortmoot. Er wordt na het weghalen van de koelkist gerekend met een gemiddelde windsnelheid van 3 Beaufort. Dit geeft een koeling op de randen van de constructie van bijna $27W/m^2K$. Er is geen rekening gehouden met zonnestraling op de constructie. Aan de onderzijde van de constructie is alleen stilstaande lucht en zand aanwezig wat een koeling van $5W/m^2K$ betekent.



Figuur 16.10 Koeling op bekiste oppervlakken

Wanneer er in een warme omgeving gestort wordt dient extra koelcapaciteit aanwezig te zijn. Bij een erg koude omgeving (temperaturen onder de 5^0 C en harde wind) moet men er op bedacht zijn dat de temperatuurgradiënt tijdens het opwarmen van de constructie hoog kan oplopen, ook zonder dat de koelkist aanstaat. Mocht dit het geval zijn dan kan men ervoor kiezen om door de leidingen van de koelkist warm water te laten lopen om de temperatuurgradiënt te verminderen. Het zal waarschijnlijk niet vaak voorkomen aangezien bij zulke lage temperaturen meestal niet gestort wordt.

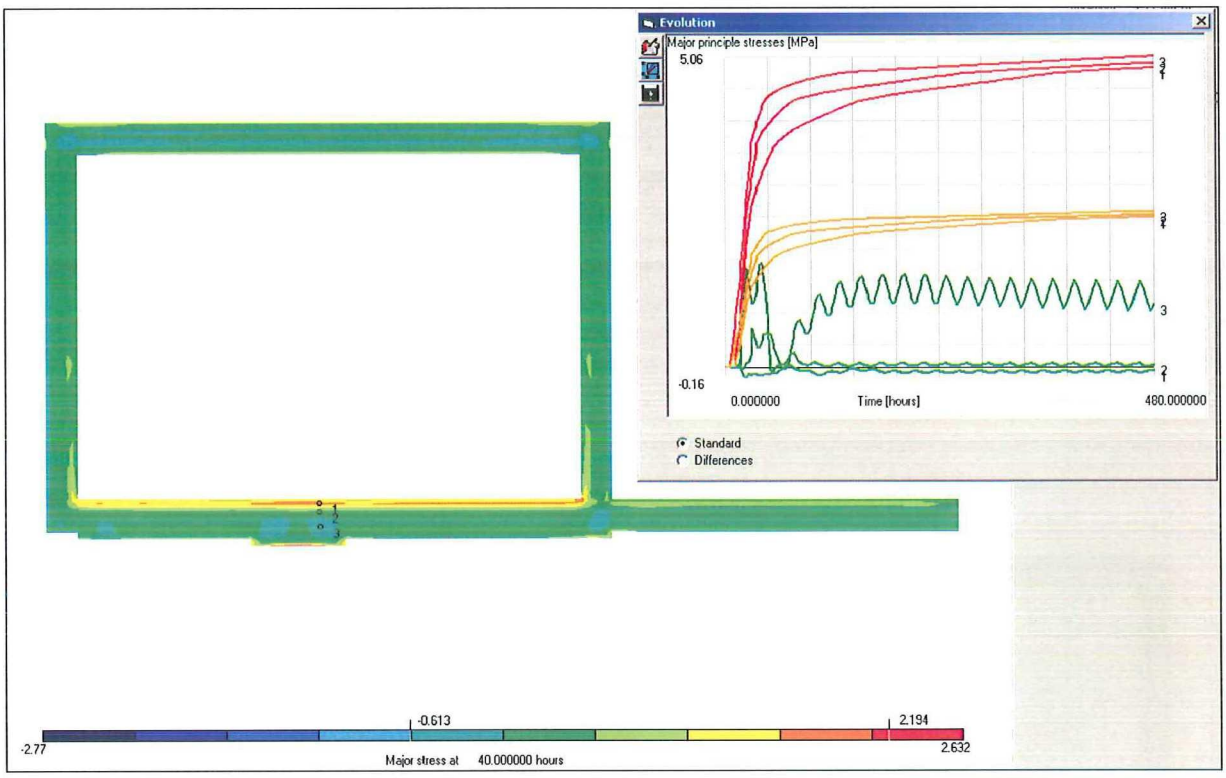
16.3 Dwarsdoorsnede

16.3.1 Elastische berekening

De dwarsdoorsnede wordt eerst doorgerekend met het betonmengsel zonder vezels en zonder scheurvorming. Dit betekent dat de constructie volledig elastisch vervormt, zodat gekeken kan worden naar de maximaal optredende spanningen. Wanneer er gebruik gemaakt zou worden van scheurvorming dan zouden de spanningen nooit hoger zijn dan de trekspanning van het beton, waardoor geen goed inzicht verkregen zou kunnen worden in de totaalspanningen in de constructie. Wanneer de totaalspanningen bekend zijn kan er worden gekeken of er gebruik gemaakt moet worden van staalvezelversterkt hogesterktebeton of dat volstaan kan worden met alleen hogesterktebeton.
Als uitgangspunt wordt het mengsel zonder vezels genomen. Dit betekent dat de maximaal toelaatbare spanning, welke in de spanningsfiguren wordt aangegeven door een rode lijn, het verloop heeft van de maximale trekspanning van standaard hogesterktebeton. Als criterium in de praktijk wordt de helft van de maximaal toelaatbare trekspanning genomen als maximum. Dit wordt aangegeven in de grafieken van de spanningen door een bruine lijn. Deze lijn zal hier ook gebruik worden als richtlijn voor de maximaal toelaatbare trekspanningen. Er wordt wel een overschrijding van de bruine lijn toegelaten, zolang deze overschrijding van tijdelijke aard is en geen extreem hoge waarden aanneemt.

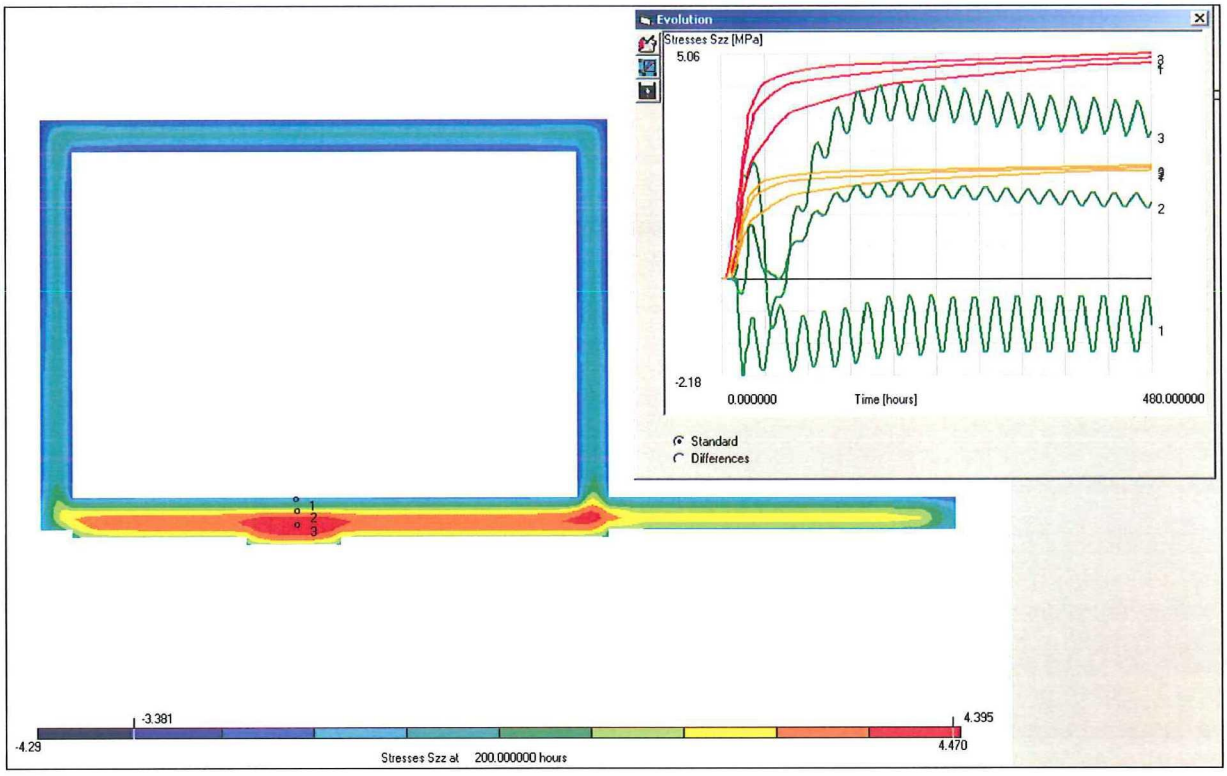
16.3.2 Resultaten

Als eerste zijn de spanningen in het vlak van de tekening bepaald. De onderstaande figuur geeft deze spanningen weer op 480 uur na het begin van de stort. In de grafiek is het verloop weergegeven van deze spanningen in de tijd. Alleen de meest relevante punten zijn opgenomen in de figuur.



Figuur 16.11 Maximale spanningen in het xy-vlak

De optredende trekspanningen blijven binnen de grenzen, waardoor er geen problemen ontstaan. De volgende spanningsfiguur geeft de spanningen weer in z-richting, dus loodrecht op het vlak van de tekening. Ook hier zijn alleen de meest relevante punten uitgezet in een grafiek.

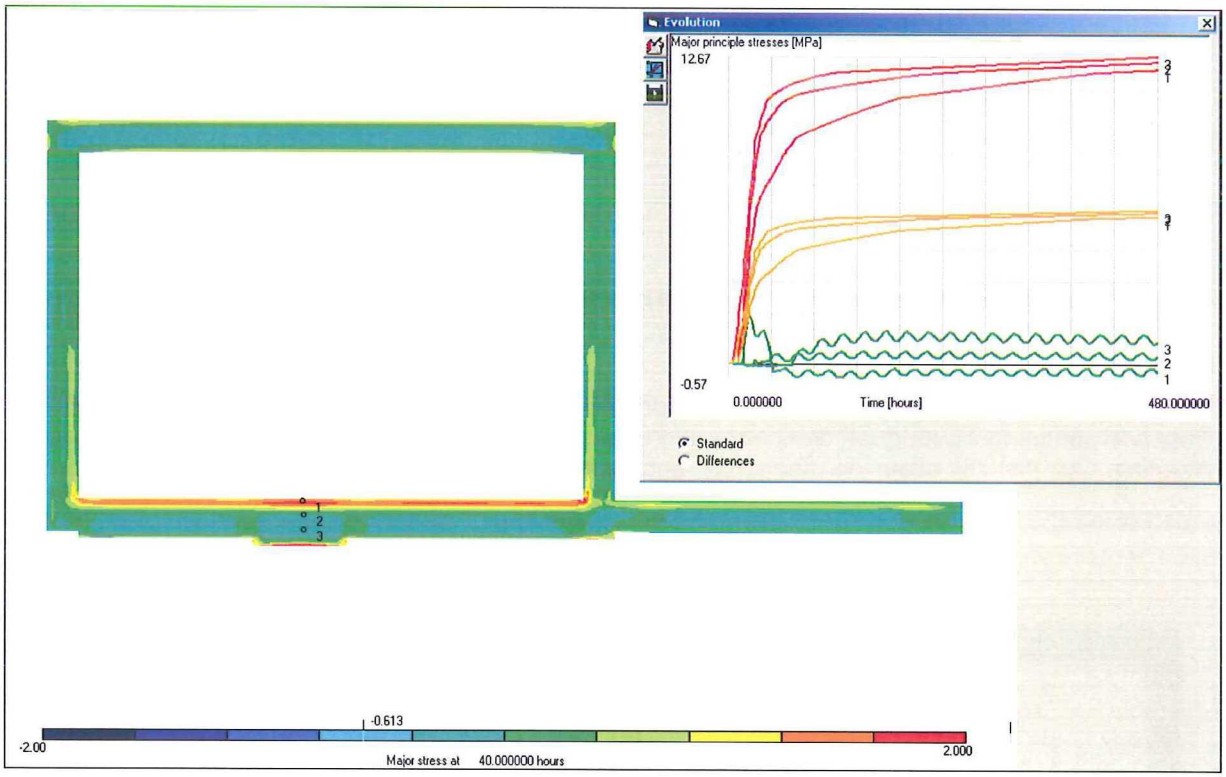


Figuur 16.12 Maximale spanningen in z-richting

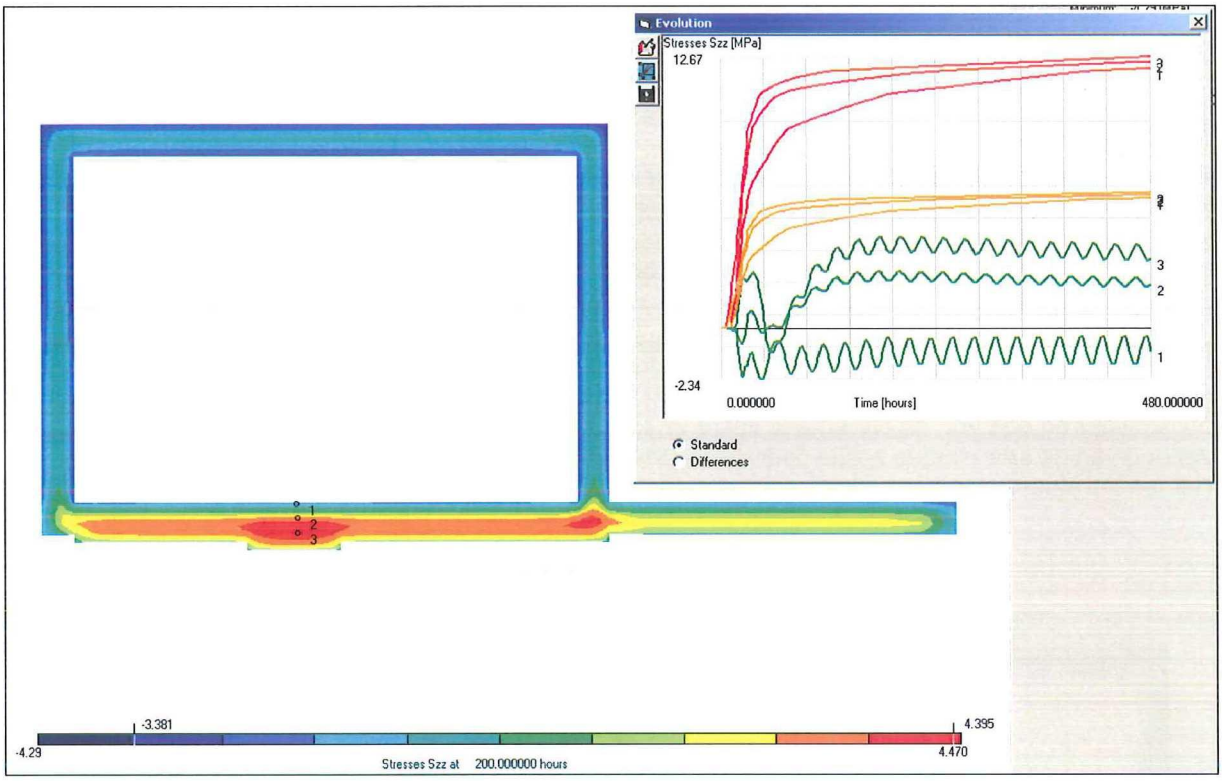
De trekspanningen in z-richting blijven in het begin mooi onder de toegestane waarden. Na een bepaalde tijd ontstaan er echter onder in de ontlastvloer trekspanningen die steeds verder oplopen, tot ver boven de maximaal toelaatbare waarden. Deze trekspanning wordt geïntroduceerd doordat aan de onderkant van de ontlastvloer de temperaturen het hoogst oplopen. Door de hogere temperaturen zal de uiteindelijke krimp daar ook het grootst zijn. Doordat de krimp onderin groter is dan bovenin zit er onderin de constructie trek en bovenin druk.

16.3.3 Conclusie

De spanningsfiguren die hierboven zijn weergegeven zijn het resultaat van vele iteraties. Er is gevarieerd met starttijden, koeling, begintemperaturen, geometrie en randvoorwaarden. De beste resultaten zijn weergegeven in bovenstaande figuren. Het is dus vrij duidelijk dat met de huidige opbouw er niet voldaan kan worden aan de eisen met betrekking tot de trekspanningen in de constructie. Er zal dus overgestapt moeten worden op vezelversterkt beton om de grote trekspanningen op te kunnen nemen. Later zal blijken dat in andere doorsneden de trekspanningen ook ver boven de maximale waarden van niet-vezelversterkt beton komen. Een overstap naar vezelversterkt beton is dus een verantwoorde keuze.
De resultaten van de nieuwe berekening met vezelversterkt hogesterktebeton zijn hieronder weergegeven.



Figuur 16.13 Maximale spanningen in het xy-vlak



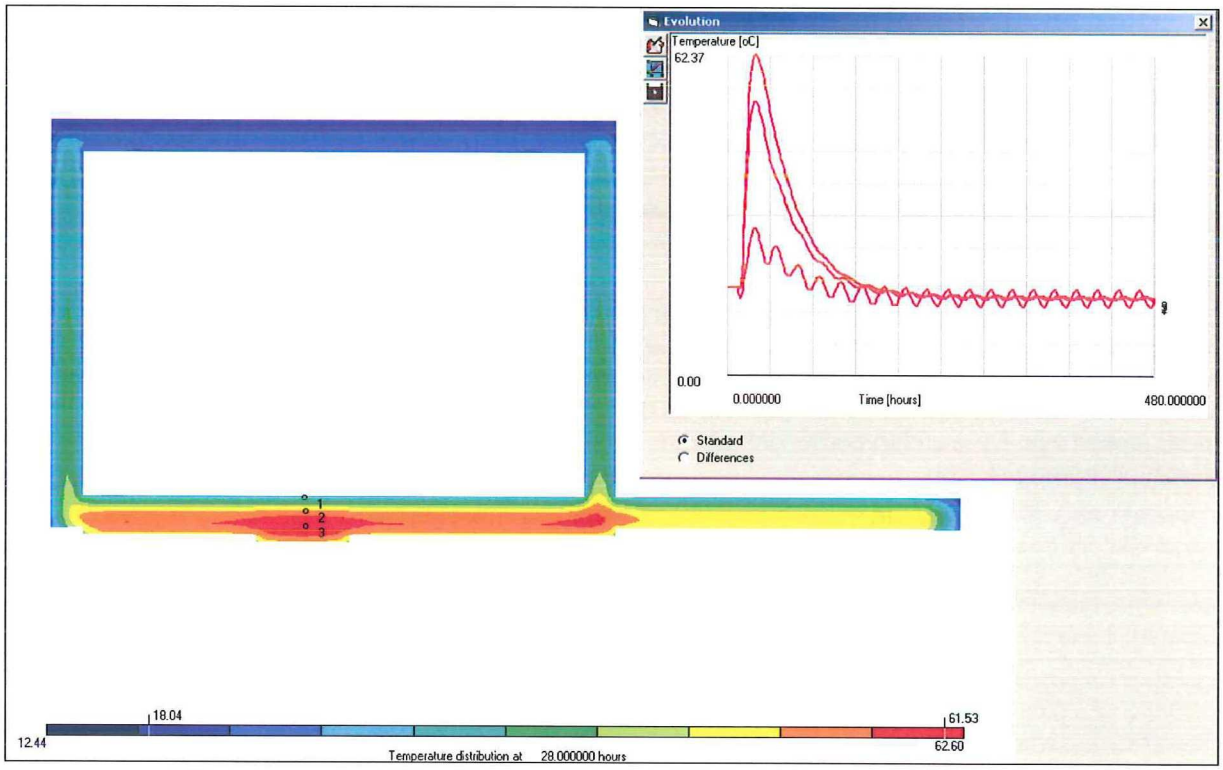
Figuur 16.14 Maximale spanningen in z-richting

De spanningen blijven in deze situatie onder de toegestane waarden. Een constructie in vezelversterkt hogesterktebeton is dus voldoende om de optredende trekspanningen op te nemen. Er kan nu naar andere doorsneden gekeken worden om te kijken of ook daar de constructie voldoet aan de eisen. Deze doorsneden hebben alleen betrekking op de ontlastvloer, omdat daar de spanningen maatgevend zijn. De wanden en het dak worden hierbij niet meegenomen om het model niet onnodig gecompliceerd te maken.

16.4 Bovenaanzicht ontlastvloer

16.4.1 Invoer

Als eerste wordt de ontlastvloer genomen vanaf het bovenaanzicht. Hierdoor kunnen de spanningen berekend worden over de breedte van de ontlastvloer. Om dit te bewerkstelligen in een tweedimensionale omgeving wordt er als randvoorwaarde voor de temperatuurontwikkeling van de ontlastvloer de uitvoer van de temperatuurontwikkeling van de dwarsdoorsnede van de ontlastvloer gebruikt. Hierdoor volgt de ontwikkeling van de mechanische eigenschappen van het beton in deze doorsnede hetzelfde traject als bij de dwarsdoorsnede. Omdat het verloop van de temperatuur over de hoogte van de ontlastvloer niet constant is worden er drie bovenaanzichten van de ontlastvloer genomen: een bovenaanzicht van de bovenkant van de ontlastvloer, één van het midden van de ontlastvloer en één van de onderkant. Hierdoor kan er een beter inzicht verkregen worden over het verloop van de spanningen zowel over de breedte van de ontlastvloer als over de hoogte.
Het temperatuurverloop over de hoogte van de ontlastvloer is in onderstaande figuur weergegeven.

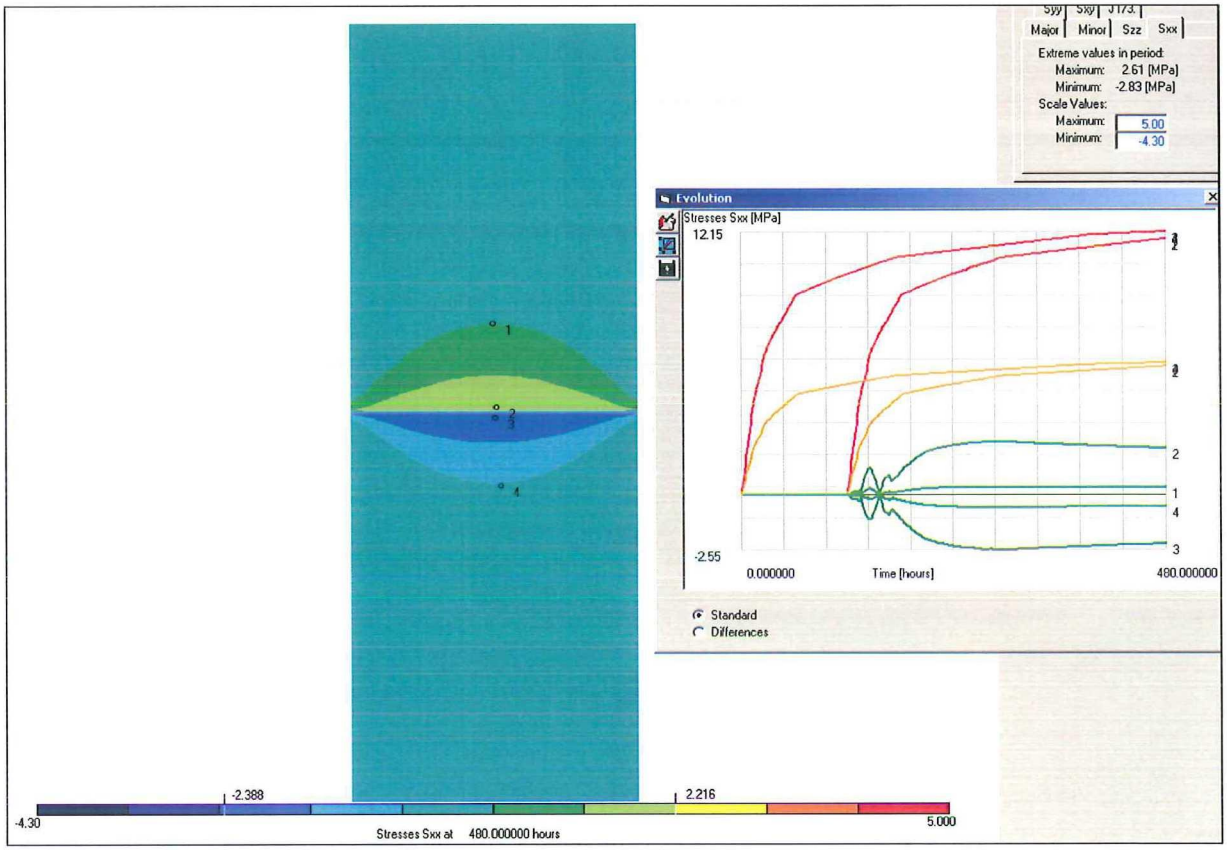


Figuur 16.15 Temperatuurverloop dwarsdoorsnede

De berekening wordt gedaan om de trekspanningen tussen twee stortmoten te verkrijgen. De moten zijn 14,5 meter breed en 20 meter lang. De eerste moot (de onderste helft) is aanwezig vanaf tijdstip t=0uur. De tweede moot (de bovenste helft) is aanwezig vanaf tijdstip t=120uur (5dagen). De spanningen in de eerste moot zullen voor tijdstip t=120uur nul bedragen, omdat alleen de spanningen worden berekend ten gevolge van temperatuurverschillen en interne vervormingen. De spanningen ten gevolge van externe krachten worden hierin niet meegenomen. De spanningen uit de buispalen en betonpalen in lengterichting van de kademuur worden niet meegenomen omdat ze geen significante invloed hebben. De glijopleggingen kunnen namelijk slechts een beperkte kracht uitoefenen op de ontlastvloer, welke niet genoeg is om een significante rol te spelen in het spanningsverloop.

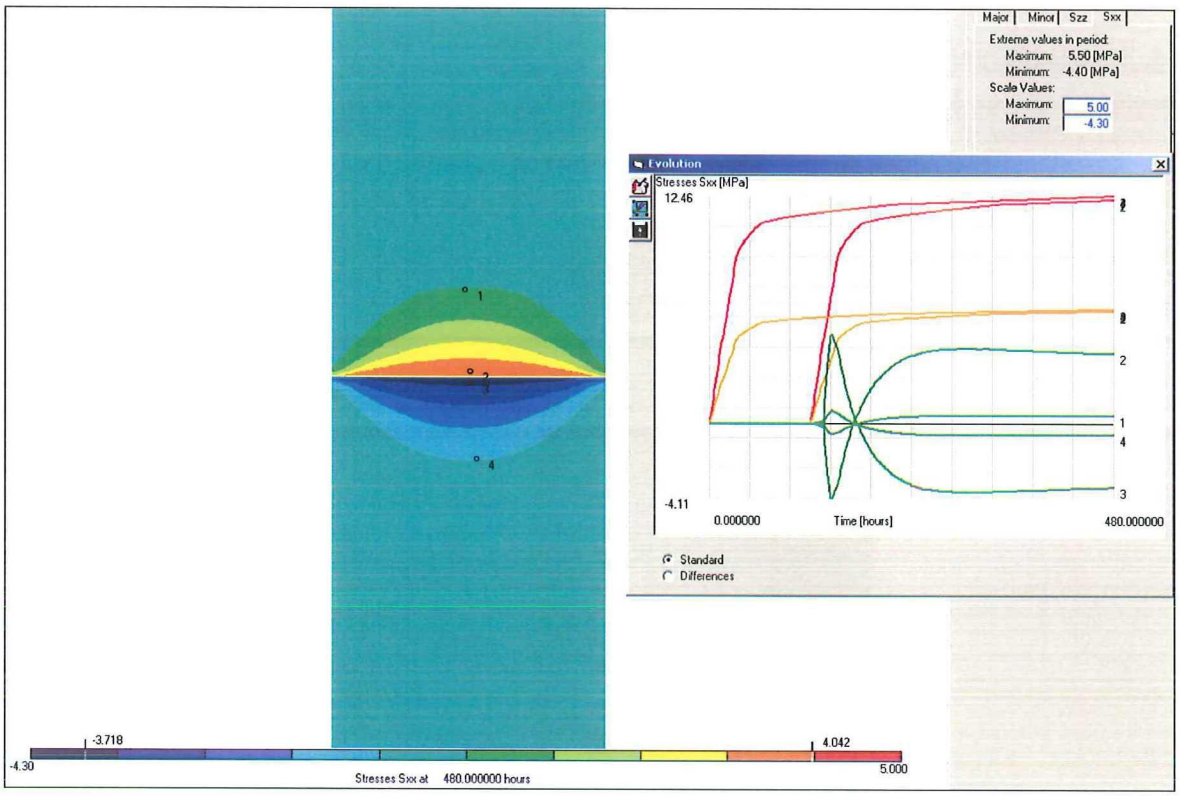
16.4.2 Resultaten

De resultaten van de berekeningen zijn hieronder weergegeven. De figuren geven de spanningsverdelingen weer op 480uur na het storten. De grafieken in de figuren geven het spanningsverloop weer tegen de tijd. Ook hier zijn alleen de relevante punten meegenomen.

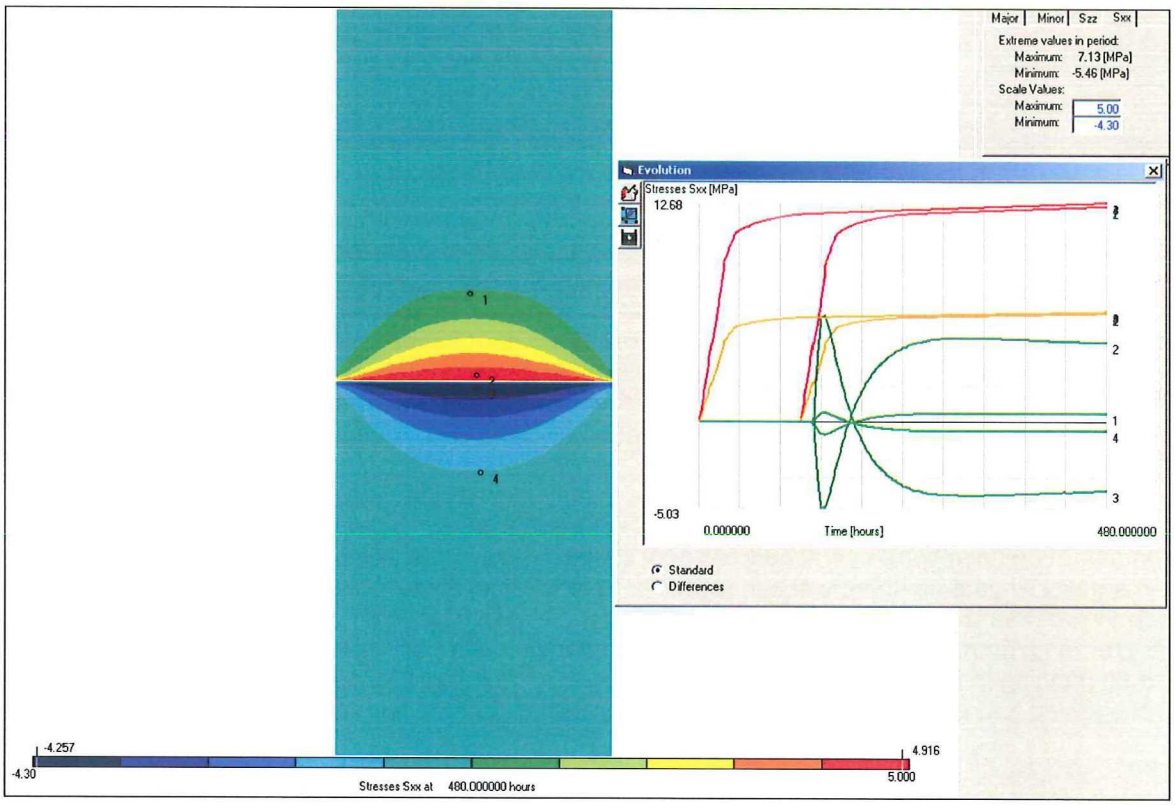


Figuur 16.16 Spanning in x-richting. Bovenkant ontlastvloer

In de grafiek is duidelijk te zien dat de punten 1 en 2 (de nieuwe stortmoot) eerst onder druk komen te staan, gevolgd door een afname van deze drukspanningen, waarna ze overgaan in trekspanningen. Het verloop van punten 3 en 4 (de oude stortmoot) hebben een tegenovergesteld verloop. De oploop van de drukspanningen in de punten 1 en 2 is te verklaren door het oplopen van de temperatuur van de nieuwe stortmoot. Deze moot wordt 120 uur later gestort dan de eerste moot, dus de eerste moot is al afgekoeld voordat de tweede moot opwarmt. Door het oplopen van de temperatuur in de nieuwe moot wil deze uitzetten. Dit wordt echter tegengehouden door de inmiddels afgekoelde oude moot, zodat daar drukspanningen ontstaan.
Deze spanningen nemen weer af zodra de nieuwe moot weer afkoelt. Hierna speelt de krimp een grote rol in de spanningsverdeling. De oude moot is namelijk eerder gaan krimpen dan de nieuwe moot, maar dit krimpen werd overschaduwd door de uitzetting van de nieuwe moot. Nadat de nieuwe moot is afgekoeld gaat de krimp wel een significante rol spelen. Deze wordt namelijk niet overschaduwd door de temperatuurverschillen, omdat de oude moot ook al is afgekoeld. Hierdoor ontstaan er langzaam maar zeker trekspanningen in de nieuwe moot, welke worden gecompenseerd door drukspanningen in de oude moot. De nieuwe moot krimpt namelijk later dan de oude moot. Op het grensgebied tussen de twee moten is het verloop van de spanningen duidelijk te zien.



Figuur 16.17 Spanning in x-richting. Midden ontlastvloer



Figuur 16.18 Spanning in x-richting. Onderkant ontlastvloer

16.4.3 Conclusie

De trekspanningen blijven over het algemeen onder de maximaal toelaatbare waarden. Alleen bij de onderkant van de ontlastvloer komen ze vlak na het storten van de tweede moot in de eerste moot heel even boven de bruine lijn. Dit is echter geen probleem voor de scheurvorming, aangezien deze trekspanningen van korte duur zijn, waarna ze gevolgd worden door drukspanningen. Deze zullen eventuele scheurtjes weer dichtdrukken, zodat er geen gevaar voor de constructie optreedt.

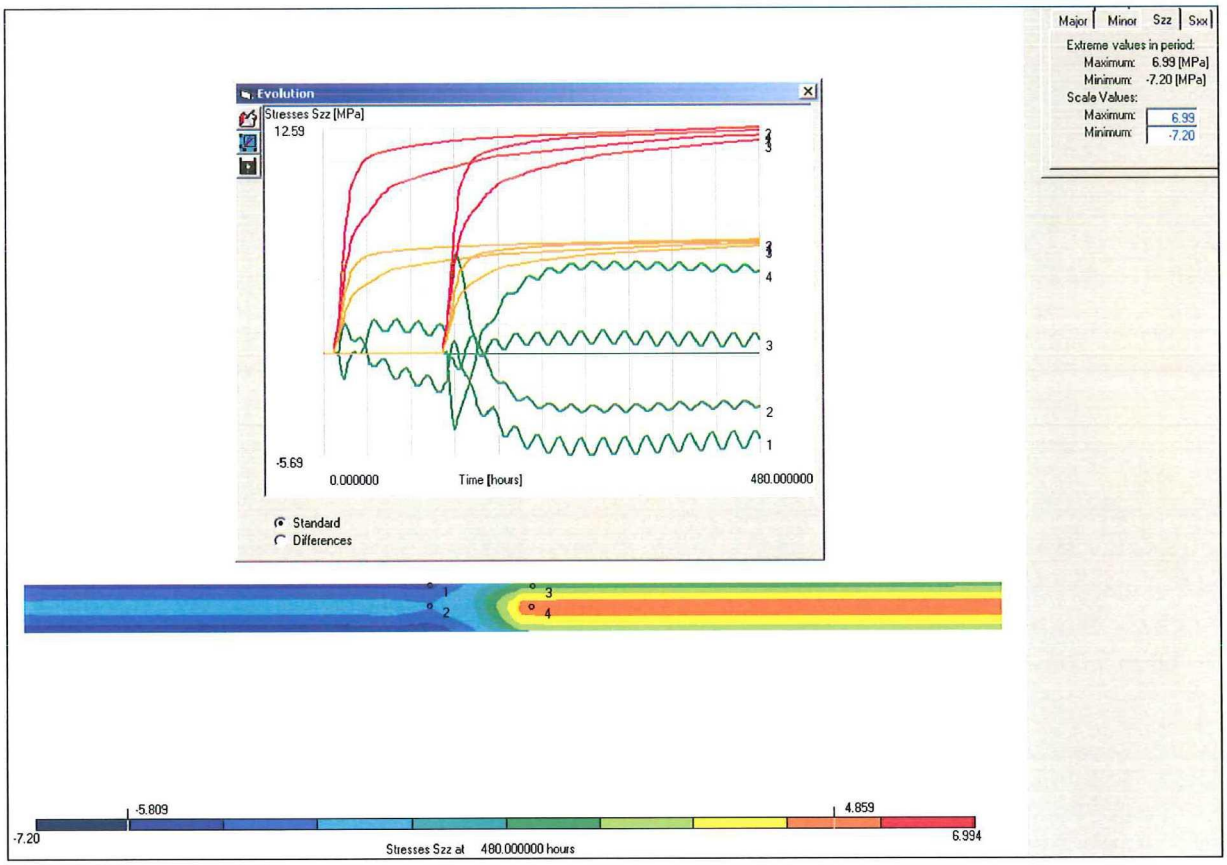
16.5 Langsdoorsnede ontlastvloer

16.5.1 Invoer

Vervolgens is er een langsdoorsnede van de ontlastvloer gemaakt om de spanningen, berekend in de bovenaanzichten, te kunnen verdelen over de hoogte van de ontlastvloer. Dit was namelijk niet mogelijk met de bovenaanzichten omdat het programma alleen een tweedimensionale vorm aankan. Door nu ook een langsdoorsnede door te rekenen en de spanningen in z-richting te nemen kan er een goed beeld gevormd worden van de spanningen over de hoogte. Deze spanningen worden genomen op de lengteas van de ontlastvloer, waar de spanningen het grootst zijn. Het temperatuurverloop aan de randen wordt weer hetzelfde genomen als bij de dwarsdoorsnede.
De eerste moot is aanwezig vanaf tijdstip t=0uur en de tweede moot is aanwezig vanaf tijdstip t=120uur.

16.5.2 Resultaten

Er is bij de spanningen alleen gekeken naar de z-richting. Dit is namelijk de x-richting bij de berekeningen van de bovenaanzichten. Deze twee bij elkaar genomen geven een goed beeld van het verloop van de spanningen over het dwarsoppervlak van de ontlastvloer. De spanningen in lengterichting van de constructie spelen geen significante rol door de glijoplegging onderaan de constructie. Door deze glijopleggingen worden vervormingen in lengterichting van de kademuur nauwelijks verhinderd, zodat de optredende spanningen ook zeer laag blijven.
De onderstaande figuur geeft de spanningen in de langsdoorsnede weer van de ontlastvloer op tijdstip t=480uur.



Figuur 16.19 Spanningen in z-richting van de ontlastvloer

Het linker deel van de vloer is de oude stortmoot. Het rechter deel is de nieuwe stortmoot. Er is duidelijk te zien dat ook hier in de uiteindelijke situatie er trek zit in de nieuwe moot en druk in de oude moot. Dit is vlak na het storten van de nieuwe moot net omgekeerd door het opwarmen van de nieuwe moot. De punten 1 en 2, welke in de oude moot zitten, vertonen daarom eerst trek na het storten van de nieuwe moot, waarna deze trek langzaam afneemt en overgaat in druk. De punten 3 en 4, welke in de nieuwe moot zitten, volgen het tegenovergestelde verloop.

16.5.3 Conclusie

De spanningen over de hoogte van de ontlastvloer zijn nu minder extreem dan bij de drie losse bovenaanzichten het geval was. Dit komt omdat nu de spanningen worden verdeeld over de doorsnede. Alle trekspanningen blijven nu binnen de maximale grenswaarden, zodat de constructie voldoet aan de gestelde eisen met betrekking tot de trekspanningen, en dus ook met betrekking tot de scheurvorming.

Nu alle doorsneden behandeld zijn kan worden geconcludeerd dat het gebruik van staalvezelversterkt hogesterktebeton een goede oplossing biedt voor de verhoogde trekspanningen in de constructie tijdens de aanlegfase, geïntroduceerd door het voegloos uitvoeren in hogesterktebeton van de bovenbouw van de kademuur.
Door het toevoegen van deze staalvezels zal de prijs van het gebruikte betonmengsel stijgen. Om de kosten te drukken worden hier de volgende aanbevelingen gedaan:

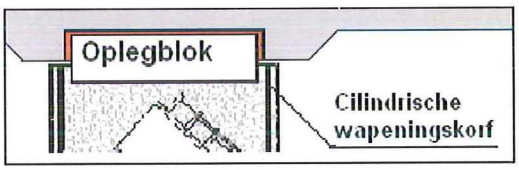
- Door de verhoogde treksterkte van het staalvezelversterkte beton kan er eventueel bespaard worden op de aanwezige wapening. Aangezien er hier nog geen officiële wetgeving voor bestaat zal dit in een later stadium eventueel gedaan kunnen worden.
- Doordat niet alle doorsneden van de constructie blootstaan aan hoge trekspanningen zou het mogelijk zijn om slechts een deel van de constructie uit te voeren in vezelversterkt beton. Om dit met zekerheid te kunnen zeggen zal er eerst een meer gedetailleerde 3D-berekening van de constructie gemaakt moeten worden. Deze detaillering valt buiten dit afstudeeronderzoek.

17. Detailontwerp glijoplegging

Bij het detailontwerp van de glijoplegging wordt alleen de oplegging boven de buispaal uitgebreid behandeld. Van de glijoplegging boven de betonpalen zal alleen een principeschets gegeven worden.

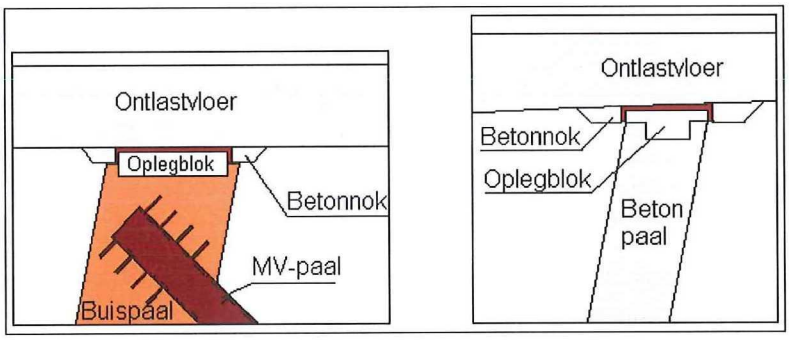
17.1 Opbouw

Door het vervangen van het gietijzeren zadel door een teflon glijoplegging wordt het ontwerp van de buispaal enigszins aangepast. Ten behoeve van het gietijzeren zadel was de bovenste rand van de buispaal verdikt uitgevoerd om de grote krachten ter plaatse op te kunnen nemen. Nu deze krachten niet meer via de rand van de buispaal lopen is de lokale verdikking niet meer nodig. Er wordt hier vanuit gegaan dat de nieuwe krachten, geïntroduceerd door het verplaatsen van de MV-paal naar de buispaal, zonder problemen opgenomen kunnen worden door de buispaalwand. Aangezien de krachten nu over een veel groter oppervlak op de buispaal werken zullen de optredende spanningen zullen ook veel lager zijn.
Om de krachten van de ontlastvloer en de buispaal naar de MV-paal te leiden is ervoor gekozen het bovenste deel van de buispaal vol te storten met beton, zodat de MV-paal volledig ingestort wordt. De grote trekkrachten in de MV-paal worden via deuvels overgebracht op deze betonprop. Een cilindrische prefab wapeningskorf in de buispaal vangt enige spat- of trekkrachten verder op.
Het teflon oplegblok wordt aan de onderkant ingestort in de betonprop van de buispaal. Om ook hier enige spatkrachten te kunnen opvangen dient de cilindrische wapeningskorf binnenin de buispaal tot aan de bovenkant van de buispaal te komen.



Figuur 17.1 Detail oplegblok met wapeningskorf

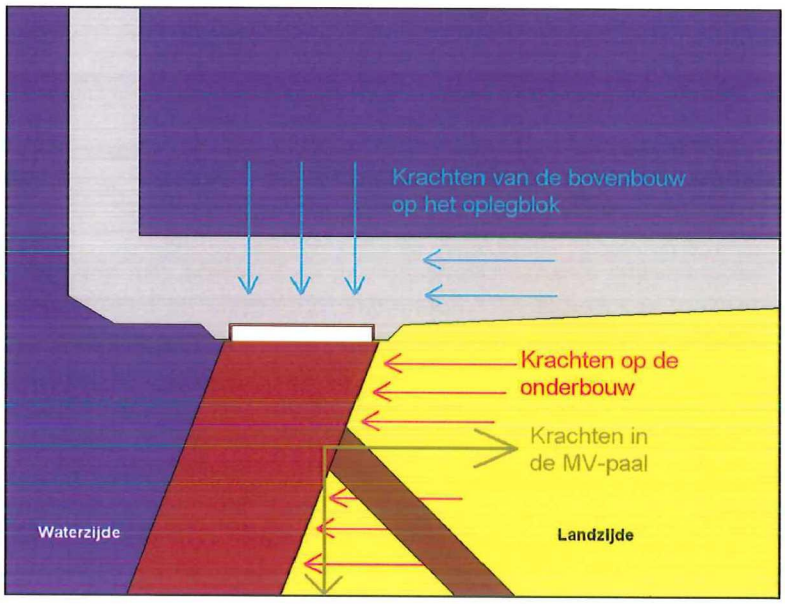
De hoogte van het oplegblok in de betonprop kan redelijk klein blijven, aangezien het alleen horizontale drukkrachten zijn die vanaf de ontlastvloer komen en overgedragen moeten worden op de betonprop. Er zal geen trek ontstaan tussen het teflon oplegblok en de betonprop binnenin de buispaal, aangezien ze niet aan elkaar zullen hechten. Een wapeningsverbinding tussen deze twee is dus niet nodig.
Om de horizontale krachten van de ontlastvloer op het oplegblok op te kunnen nemen komen er aan weerszijden van het oplegblok betonnen nokjes. Het is geen optie om het oplegblok in de ontlastvloer te verzinken omdat dan er niet meer voldaan wordt aan de minimale doorsnede, waar de vloer op ontworpen is. Om de krachten in deze nokken over te kunnen geven aan de rest van de ontlastvloer worden ze voorzien van een klein prefab wapeningsnet waarbij enkele staven doorlopen tot in de ontlastvloer.



Figuur 17.2 Dwarsdoorsnede glijoplegging boven buispaal en boven betonpaal

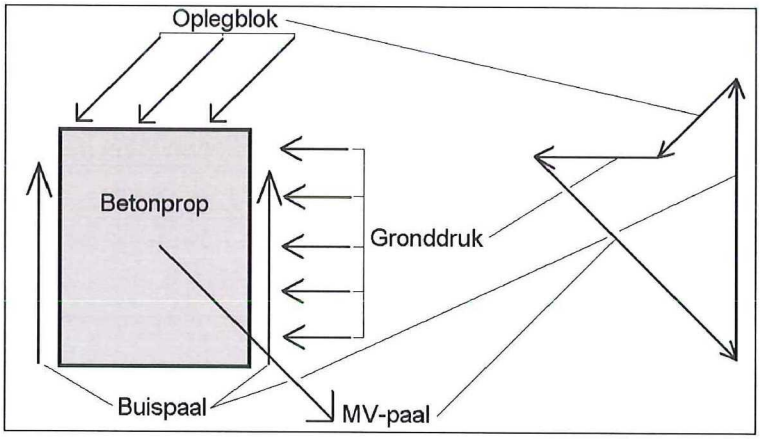
17.2 Krachtswerking

De uiteindelijke krachtswerking bij de oplegging is nu als volgt:
Alle horizontale krachten en een deel van de verticale krachten uit de bovenbouw worden via de ontlastvloer en de stalen oplegplaten overgedragen op het oplegblok. Deze krachten worden vervolgens via de betonprop in de buispaal overgedragen op de MV-paal.
Alle horizontale krachten op de combiwand, veroorzaakt door gronddruk, worden via de buispaal en de betonprop in de buispaal direct overgedragen op de MV-paal. De verticale krachten op de combiwand ten gevolge van gronddruk worden hier verwaarloosd. In onderstaande figuur is de krachtswerking schematisch weergegeven.



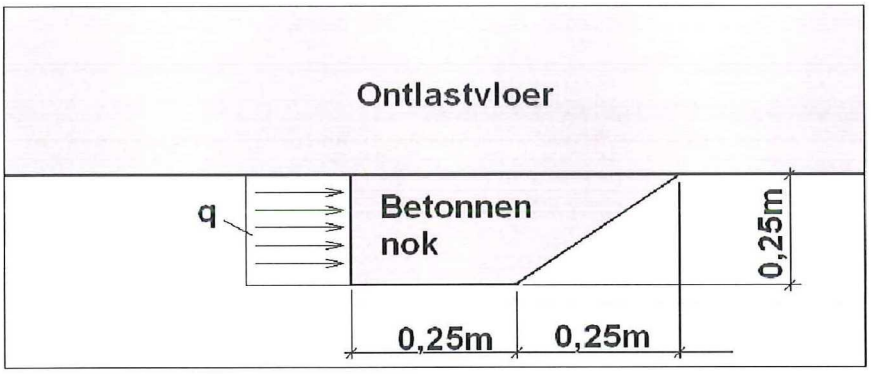
Figuur 17.3 Schematisering krachtswerking

Het krachtenevenwicht van de betonprop in de buispaal wordt hieronder schematisch weergegeven. Aan de rechterkant van de figuur is de krachtenveelhoek gegeven.



Figuur 17.4 Krachtenevenwicht betonprop

De betonnen nokken aan weerszijden van de glijblokken worden voornamelijk belast op moment en dwarskracht. Om er zeker van te zijn dat dit geen problemen oplevert wordt hier een korte berekening gemaakt met de gekozen afmetingen van deze nokken en gekeken of deze afmetingen voldoende zijn om de krachten op te nemen. De meewerkende breedte van de nokken met betrekking tot de dwarskracht is 1,5 meter (de oplegging is één meter, met een drukdiagonaal van 45° en een diepte van 0,25 meter aan weerskanten komt dat op 1,5 meter). De betonnen nokken worden in de uitvoering over de volledige lengte gemaakt, zodat de kopse kanten van de nokken geen grondweerstand opbouwen wanneer de kademuur in de lengterichting vervormt.



Figuur 17.5 Betonnen nok onder ontlastvloer

De verdeelde belasting op de zijkant van de nok (q) is gelijk aan de maximale dwarskracht (2,5MN), verdeelt over de hoogte van de nok (0,25m). De maximale dwarskracht wordt gelijk gesteld aan de maximale dwarskracht die het gietijzeren zadel in de originele constructie op moest nemen. Dit is een overschatting van de dwarskracht, aangezien de MV-paal naar de buispaal is verplaatst, zodat de horizontale kracht die via het oplegblok moet worden overgedragen kleiner wordt. De exacte dwarskracht kan alleen bepaald worden wanneer de volledige constructie wordt doorgerekend. Deze berekening valt buiten het kader van dit afstudeeronderzoek.
De gekozen afmetingen worden nu getoetst op dwarskracht en moment. De berekening is hetzelfde opgezet als de sterkteberekening van de betondoorsnede van de bovenbouw.

Dwarskracht

V_{max}=2,5MN
b=1500mm
d=h-betondekking-randstaaf=500-30-10=460mm
τ_d =V/bd=2,5/(1500*460)=3,6N/mm^2
τ_2 =0,2f'$_b$=0,2*60=12N/mm^2
τ_1 =0,4f$_b$=0,4*2,55=1,02N/mm^2
$\tau_s = \tau_d - \tau_1$ =3,6-1,02=2,58N/mm^2
$A_s = \tau_s * b * d/(z * f_s)$
z=0,9d=0,9*0,46m=0,41m
f$_s$=435N/mm^2
As=(2,58*1500*460)/(0,41*435)=10.000mm^2 over 1,5m, dus 6500mm^2/m.
Dit komt neer op een dwarskrachtwapening van Ø25-75 over 1,5m lengte. De overige lengte van de betonnen nokken kunnen met aanzienlijk minder dwarskrachtwapening toe.

Moment

M_{max} = 2,5MN*0,125m = 313kNm
B = 1500mm
d = h-betondekking-randstaaf = 500-30-10 = 16,5 => kw$_0$ = 5,2
k = f$_s$/f'$_b$ = 435/60 = 7,25 => w$_0$ = 0,7
$A_s = w_0 * b * d * 10^4$ = 0,7*1,5*0,46*10^4 = 4830mm^2 over 1,5m, dus 3220mm^2/m
Dit komt neer op een wapening van Ø25-150 over 1,5m lengte.
De afmetingen die genomen zijn voor de betonnen nokken zijn voldoende om de dwarskrachten en momenten op te nemen.

17.3 Uitvoering

De uitvoering van de oplegging bestaat uit de volgende onderdelen:
Na het plaatsen van de buispalen worden gaten gebrand in de buispaal om ruimte te maken voor de MV-paal.

Figuur 17.6 MV-paal in buispaal

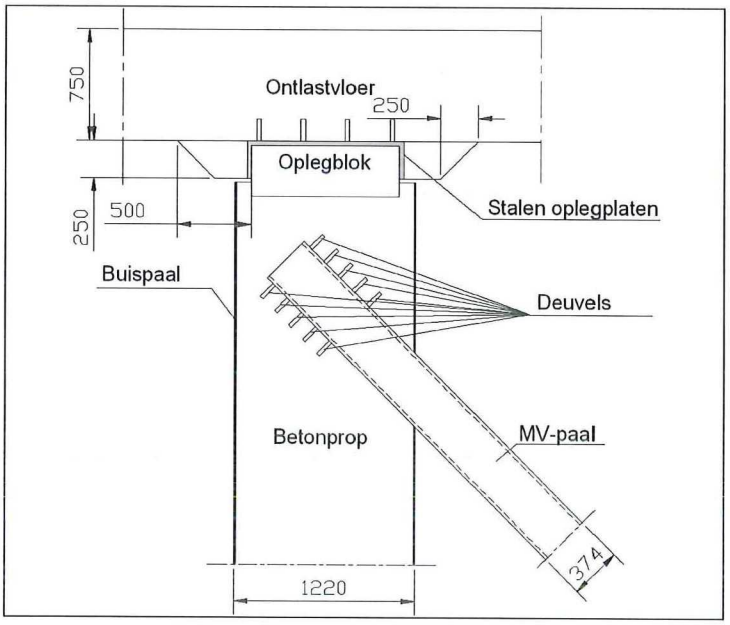
Nadat de wapeningskorf en de MV-paal geïnstalleerd zijn worden de deuvels aan de MV-paal bevestigd en wordt het geheel ingestort in beton.

Figuur 17.7 Ingestorte MV-paal in buispaal, inclusief deuvels

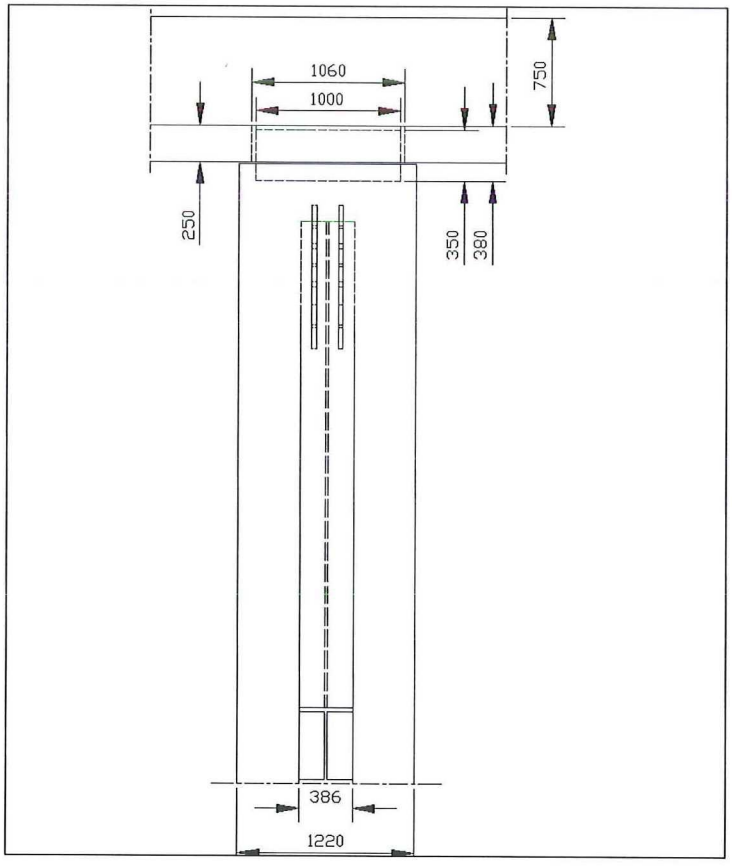
Hierbij moet wel aandacht besteed worden aan de ruimte die open moet blijven voor het teflon oplegblok. Dit kan door middel van een kleine bekisting gebeuren of door het uithakken van een uitsparing nadat de betonprop gestort is.
Na het plaatsen van het oplegblok worden de stalen oplegplaten over het oplegblok geplaatst en ingestort in ontlastvloer. Op de stalen oplegplaten zijn deuvels bevestigd om een vaste verbinding met de ontlastvloer mogelijk te maken. Om te voorkomen dat er vuil tussen het oplegblok en de staalplaten komt kan er een afschermstrip aan de randen bevestigd worden. Ook een doek rondom de oplegging is een mogelijkheid om het geheel schoon te houden.

17.4 Definitieve vorm

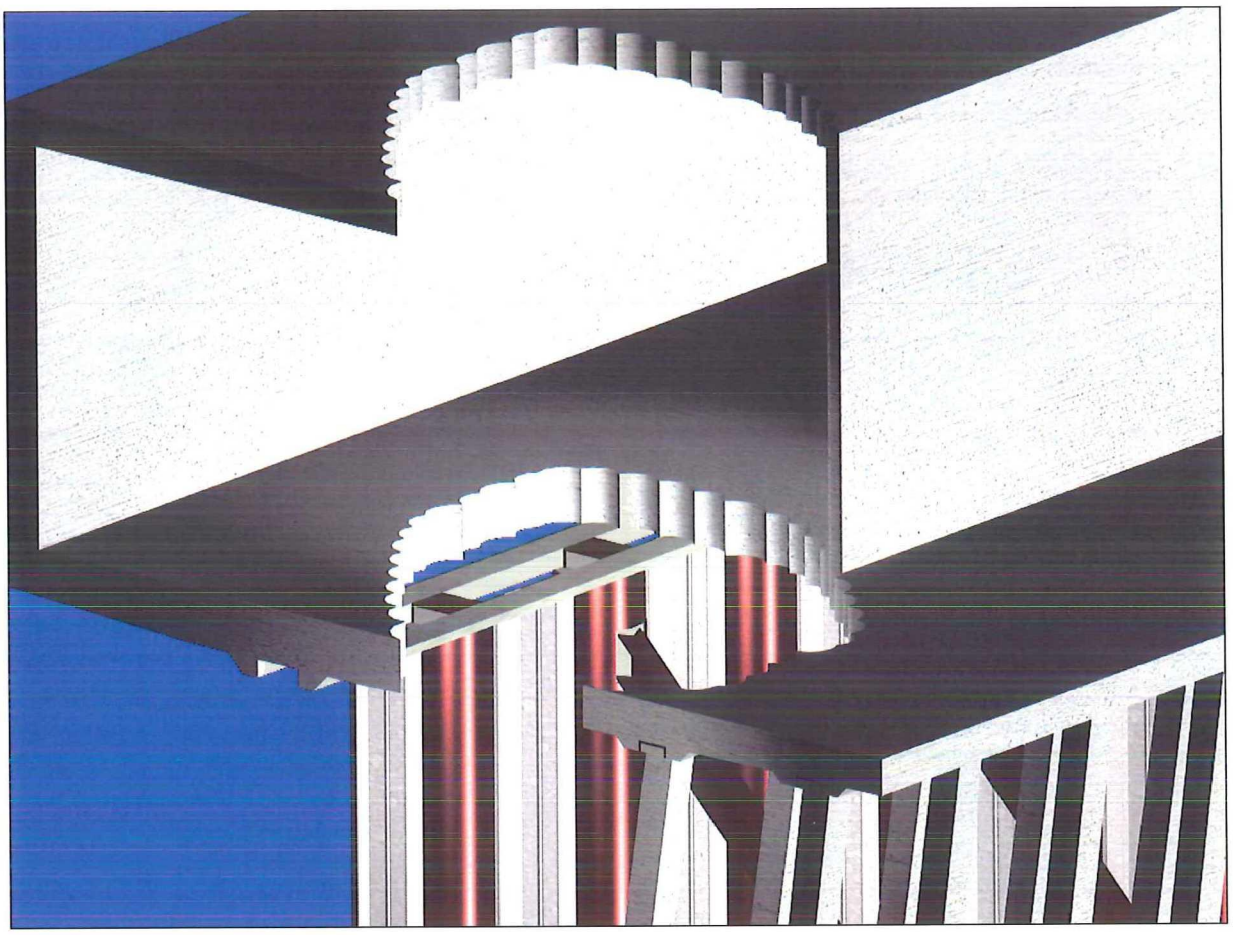
De combinatie buispaal, MV-paal, oplegblok en ontlastvloer komt er uiteindelijk als volgt uit te zien:



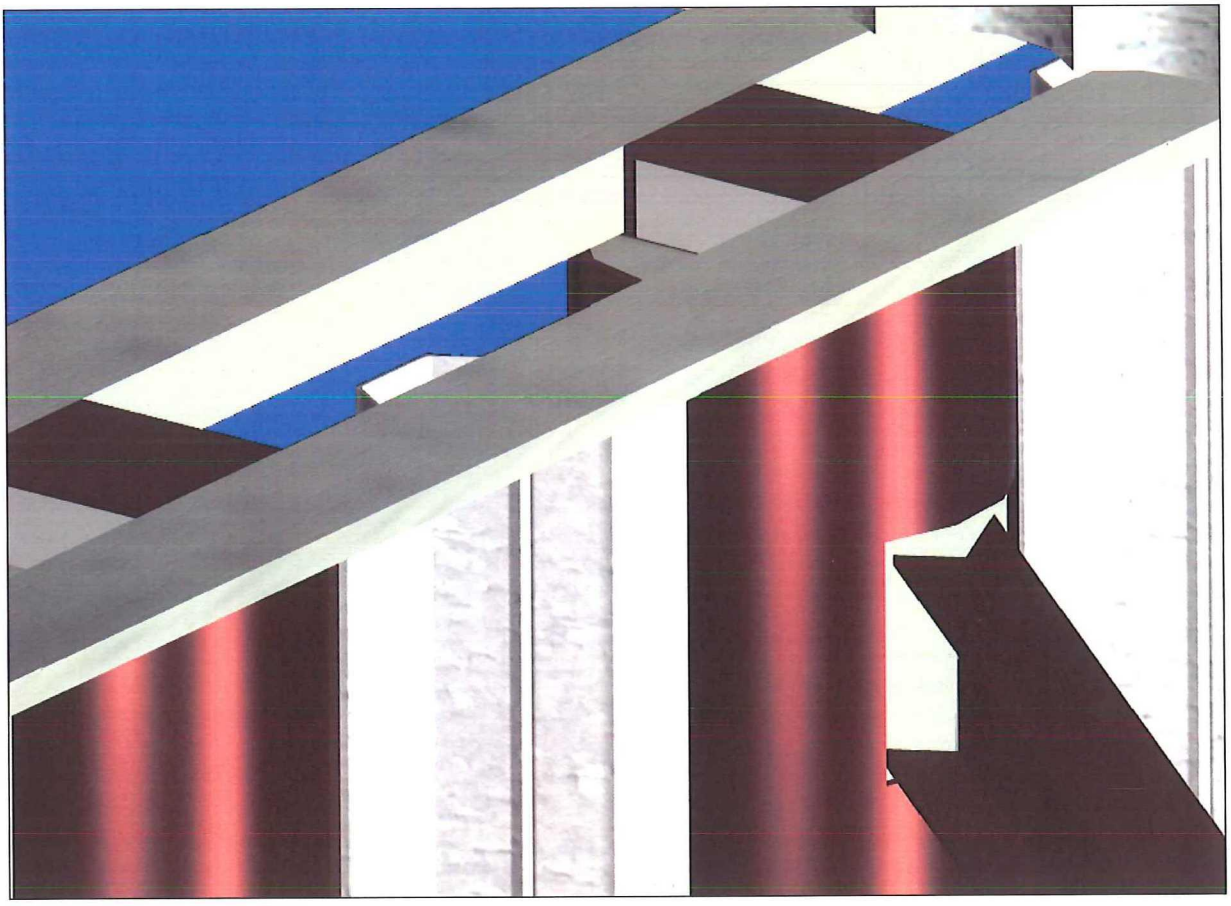
Figuur 17.8 Dwarsdoorsnede oplegging boven buispaal



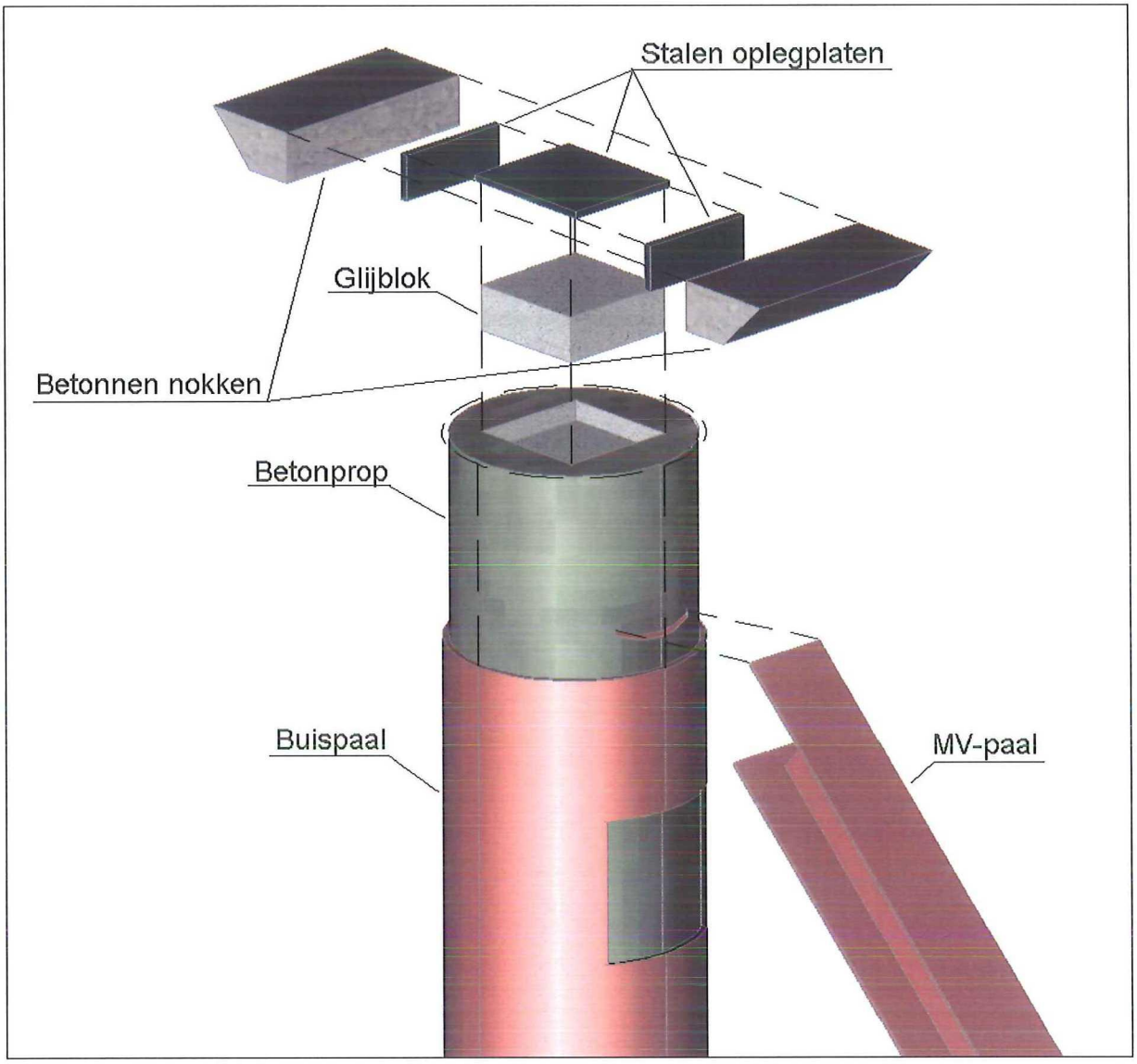
Figuur 17.9 Langsdoorsnede oplegging boven buispaal



Figuur 17.10 3D-weergave totale constructie



Figuur 17.11 3D-weergave close-up oplegging op onderbouw



Figuur 17.12 Exploded view buispaal met MV-paal en glijoplegging

18. Economische analyse

18.1 Winst- en verliesfactoren

Om het ontwerp in hogesterktebeton mogelijk te maken moet er een financiële winst geboekt kunnen worden ten opzichte van het oude ontwerp. Om het netto saldo van het nieuwe ontwerp te weten te komen worden de verliesfactoren uitgezet tegen de winstfactoren. Alleen de zaken die van significante invloed zijn op het totaalplaatje worden in de kostenanalyse meegenomen. Het gaat hier om de volgende punten:
Winstfactoren

- De benodigde hoeveelheid beton is kleiner
- De kademuur kan eerder worden opgeleverd, zodat de opdrachtgever en de exploitant van de kademuur eerder omzet kunnen maken

Verliesfactoren

- Het benodigde beton is per volume duurder

Deze punten hebben grote invloed op het resulterende saldo van het project.

De volgende punten hebben veel minder invloed en zullen hier niet meegenomen worden in de kostenvergelijking. Voor de volledigheid worden ze kort genoemd:
Winstfactoren

- Minder wapening nodig door het gebruik van staalvezels
- Geen verdichtingsenergie nodig door het gebruik van zelfverdichtend beton
- Geen gietijzeren zadels meer nodig

Verliesfactoren

- Teflon oplegblokken
- Stalen oplegplaten
- Uitvoeren van nokken naast de glijopleggingen
- Meer wapening nodig door verkleining betondoorsnede

18.2 Prijsvergelijking materiaalprijs en tijdwinst

18.2.1 Materiaalprijs

Bij de prijsvergelijking is het belangrijk dat het betonwerk wordt opgesplitst naar materiaalkosten en arbeidskosten. Er wordt namelijk geen grote verandering van de arbeidskosten verwacht, in tegenstelling tot de verwachte verandering in de materiaalkosten. De prijsvergelijking zal dus alleen gedaan worden voor de kostprijs van de gebruikte materialen. In dit geval gaat het dus om het verschil tussen de kostprijs van beton van normale sterktes en dat van zelfverdichtend staalvezelversterkt hogesterktebeton. De prijzen en hoeveelheden van de winst- en verliesfactoren worden hieronder uitgewerkt.

De gebruikte hoeveelheid beton gaat van 16.500m^3 terug naar 10.000m^3. Dit is een besparing op de betonhoeveelheid van 40%.
De materiaalprijs van het gebruikte betonmengsel (zelfverdichtend staalvezelversterkt hogesterktebeton) ligt tussen de 400 en 600 euro per m^3. Deze prijzen zijn voornamelijk afhankelijk van het staalvezelgehalte in het mengsel. Er wordt hier 500 euro/m^3 aangenomen als kostprijs voor het gebruikte mengsel.
De kostprijs voor beton van normale sterktes ligt rond de 150 euro/m^3.
Het verschil in kostprijs tussen de oude en de nieuwe situatie is dan:
(10.000*500)/(16.500*150) = 2. De kosten voor het betonmengsel worden 2 keer zo groot en gaan dus van ongeveer 2,5 miljoen euro (16.500m^3*150 euro/m^3) naar 5 miljoen euro (10.000m^3 * 500euro/m^3).
Op de uitvoering van de kademuur wordt dus verlies gemaakt door de hoge kostprijs van het betonmengsel.

18.2.2 Tijdwinst

Om dit verlies te kunnen compenseren is gekeken naar de winst die gemaakt kan worden door het 11 weken eerder opleveren van de kademuur. De twee grootste partijen in de winstberekening zijn de opdrachtgever (in dit geval het havenbedrijf) en de exploitant van de kademuur (in dit geval ECT).
De winst voor het havenbedrijf kan berekend worden aan de hand van drie factoren:

1) Transport in het havengebied: 0,456 euro per bruto ton

2) Liggeld aan de kade: 2,78 euro per meter kade per 24 uur
3) Uitgespaarde rente: 5% van de kostprijs per jaar

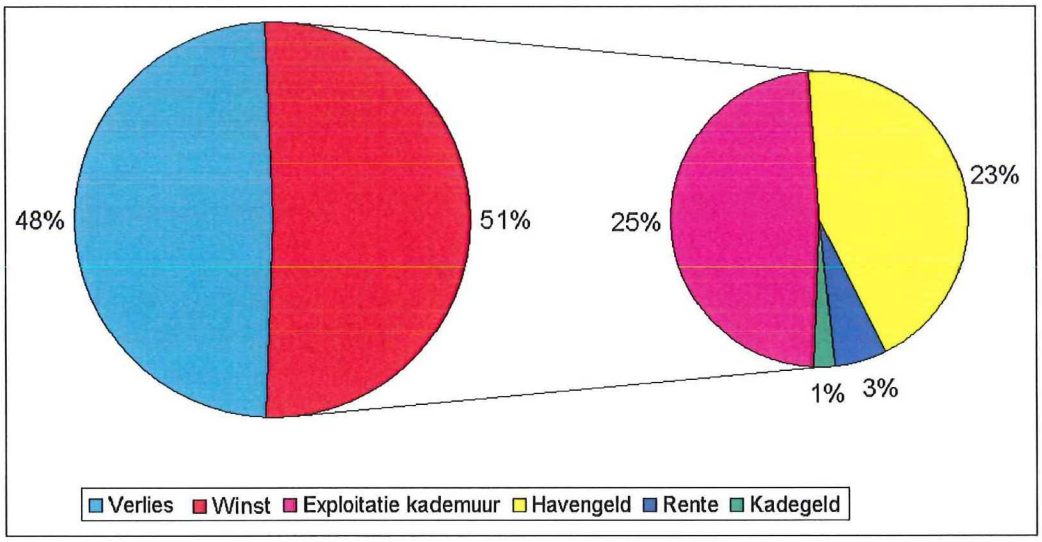
1). De kademuur heeft een doorvoer van ongeveer 600.000 TEU per jaar, wat overeenkomt met een netto gewicht van 7,2 miljoen ton per jaar en een bruto gewicht van 12 miljoen ton per jaar. Voor het transport in de haven komt dit op een winst van:
((0,456euro/BrutoTonnage)*(12*10^6ton/jaar))/52weken=105.000 euro/week

2). Voor het liggeld wordt de winst bepaald aan de hand van het gebruik van de kademuur. Het bezettingspercentage van de kademuur wordt hier op 50% gesteld. Dit levert een winst op van:
2,78euro/m/24uur*500meter*7dagen*50%=5.000 euro/week

3). De uitgespaarde rente wordt bepaald aan de hand van de kostprijs van het project (14 miljoen euro, omgerekend naar huidige prijs door GWR). Dit bedrag is namelijk geleend door het havenbedrijf, zodat een eerdere oplevering een besparing op de rente oplevert. Het rentepercentage is 5% (ABN-AMRO) zodat de besparing een bedrag oplevert van:
14*10^6 euro*0,05/52weken=13.500 euro/week

In totaal wordt er dan een winst gemaakt voor het havenbedrijf van
105.000 + 5.000 + 13.500 = 123.500 euro per week.
Dit levert per 11 weken ongeveer 1,4 miljoen euro winst op voor de opdrachtgever. Deze heeft echter 2,5 miljoen euro extra moeten betalen voor het duurdere beton, zodat het eindresultaat 1,1 miljoen euro verlies is. Om dit verschil goed te maken moet het havenbedrijf deze kosten verhalen op de exploitant van de kademuur. Deze exploitant zal dus zeker meer dan 1,1 miljoen euro winst moeten maken in die 11 weken wil hij bereid zijn deze kosten op zich te nemen.

De winst voor de exploitant van de kademuur wordt voornamelijk bepaald door de gemiddelde winst die er gemaakt wordt op elke container (één TEU). Deze winst ligt tussen de 10% en 15% van de omzet per container. De omzet is ongeveer 75 Euro per container (Havenbedrijf Rotterdam), waarmee de gemiddelde winst per container op 10 euro wordt gesteld.
Dit komt neer op een winst van:
(600.000TEU/jaar*10euro/TEU)/52weken=115.000euro/week
Dit levert per 11 weken ongeveer 1,3 miljoen euro winst op voor de exploitant.
De kosten die de opdrachtgever wil verhalen zijn 1,1 miljoen euro. Wanneer dit verschil wordt uitbetaald door de exploitant is de netto winst van het project 200.000 euro. Het is dan bijna even duur als het originele ontwerp. Hierbij is de hogere kostprijs van het nieuwe betonmengsel als enige verliesfactor meegenomen.



Figuur 18.1 Percentages winst- en verliesfactoren

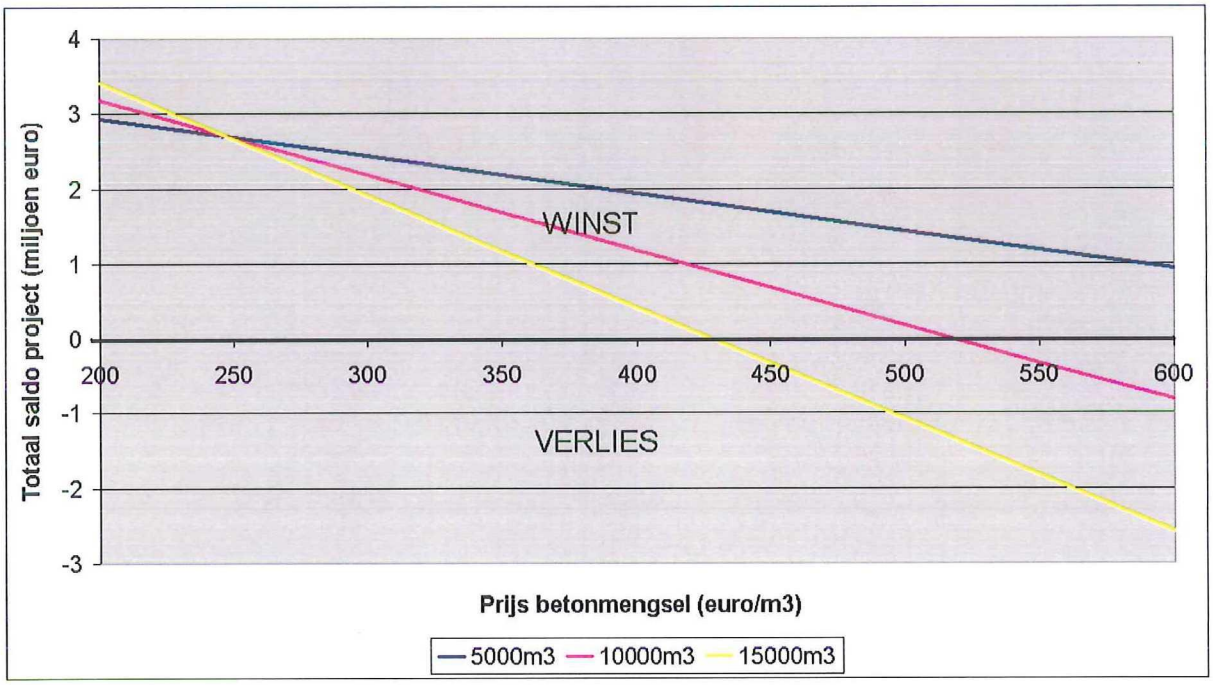
Om dit verlies terug te dringen en zo het ontwerp economisch aantrekkelijker te maken wordt er gekeken naar alternatieve betonprijzen en betonvolumes. Dit dient ook om een beter inzicht te krijgen naar de invloed van deze twee factoren in de uiteindelijke kostprijs van het project.

18.2.3 Alternatieve prijsvergelijking

Het is duidelijk dat de kostprijs van het nieuwe betonmengsel in combinatie met de grote hoeveelheid beton een grote verliespost vormt voor het project. Om dit verlies te verminderen zou de kostprijs van het betonmengsel of de gebruikte betonhoeveelheid (of allebei) omlaag moeten.
De prijs van het betonmengsel zou omlaag kunnen door:

- het verminderen van het aandeel staalvezels in het beton
- slechts een deel van de betonconstructie in staalvezelversterkt beton uit te voeren
- de kostprijs van het mengsel te verlagen door een algemene (nationale, mondiale) toename van het gebruik van staalvezelversterkt hogesterktebeton

De gebruikte betonhoeveelheid staat voor dit project redelijk vast, doch voor andere projecten is het handig om te weten hoe de invloed van de betonhoeveelheid doorwerkt in de prijs. Daarom wordt er met drie verschillende betonhoeveelheden gerekend in deze alternatieve prijsvergelijking, namelijk met 5000, 10.000 en 15.000 m^3. De 10.000m^3 is de gebruikte betonhoeveelheid in het huidige ontwerp. In onderstaande grafiek is het netto saldo van het project uitgezet tegen de betonprijs per m^3.



Figuur 18.2 Netto saldo gehele project

Er is te zien dat bij grotere betonhoeveelheden er een goedkoper betonmengsel gebruikt moet worden om geen verlies te maken:

- Bij 5.000 m^3 kan de betonprijs stijgen tot bijna 800 euro/m^3 voordat er verlies wordt gemaakt
- Bij 10.000 m^3 moet de betonprijs lager zijn dan 520 euro/m^3 om geen verlies te maken
- Bij 15.000 m^3 moet de betonprijs lager zijn dan 425 euro/m^3 om geen verlies te maken

Het gebruikte betonvolume heeft dus wel degelijk een grote invloed op de totaalprijs van het project. Hierbij moet wel vermeld worden dat telkens met een vaste tijdwinst van 11 weken is gerekend, wat slechts een benadering is voor projecten met veel minder of veel meer beton.
Ook de kostprijs van het gebruikte betonmengsel heeft een grote invloed op het totaalsaldo. Het streven is dus naar een relatief kleine betonhoeveelheid, een goedkoop betonmengsel of een combinatie van beiden.

18.2.4 Conclusie

Het voegloos uitvoeren van de kademuur in vezelversterkt hogesterktebeton blijkt in eerste instantie een economisch haalbaar alternatief. Hierbij worden wel de volgende kanttekeningen geplaatst:

- De winstfactoren worden allemaal bij elkaar genomen als zijnde kosten die bespaard worden op het project. Of deze besparingen en extra winst ook echt voor 100% worden uitbetaald is nog maar de vraag.

- De kostprijs van zelfverdichtend staalvezelversterkt hogesterktebeton is nog vrij hoog omdat het gebruik ervan nog in de kinderschoenen staat. De verwachtingen zijn dat de betonprijs zal dalen wanneer het gebruik ervan stijgt. Dit zal de winst van het nieuwe ontwerp doen stijgen.
- De winst die gemaakt wordt door het eerder opleveren van de kademuur is voor slechts 2 bedrijven berekend en dan alleen voor de inzichtelijke factoren. Er zijn echter ook derde partijen en andere factoren die winst maken wanneer er eerder schepen de kademuur aan kunnen doen. Deze factoren zijn niet inzichtelijk genoeg om er een waarde aan te geven, maar zullen waarschijnlijk wel de winst vergroten. Er wordt hier echter vanuit gegaan dat ze geen significante invloed hebben op het eindresultaat.

19. Conclusies en aanbevelingen

19.1 Conclusies

Dit afstudeeronderzoek is een haalbaarheidsstudie naar het voegloos uitvoeren van kademuren in hogesterktebeton, toegespitst op de kademuur van ECT in de Amazonehaven van Rotterdam. De verschillende problemen die zich voordoen bij het nieuwe ontwerp zijn behandeld en zover mogelijk zijn er passende oplossingen voor gevonden. Het ging hierbij vooral om de technische en economische haalbaarheid van het nieuwe ontwerp.

19.1.1 Technische haalbaarheid

Het nieuwe ontwerp bracht de volgende belangrijke problemen aan het licht:

- De lengtevervormingen van de kademuur kunnen niet opgenomen worden door het huidige funderingssysteem. Om dit probleem op te lossen is er een glijoplegging ontworpen tussen de bovenbouw en de onderbouw.
- De introductie van de glijoplegging vereiste dat alle verbindingen tussen bovenbouw en onderbouw gebaseerd waren op druk en niet op trek. Dit probleem werd opgelost door het verplaatsen van de MV-trekpaal van de ontlastvloer naar de onderliggende buispaal.
- Door het voegloos uitvoeren van de betonnen bovenbouw van de kademuur werden de trekspanningen in het beton hoger dan kon worden opgenomen door standaard hogesterktebeton. Dit probleem werd opgelost door het betonmengsel te versterken met staalvezels. Hierdoor nam de treksterkte van de betonconstructie zoveel toe dat de trekspanningen in de betonconstructie niet langer leidden tot ontoelaatbare scheurvorming.

Door het oplossen van deze drie belangrijke punten was de technische haalbaarheid van het nieuwe ontwerp aangetoond.

19.1.2 Economische haalbaarheid

Bij het maken van de economische analyse van het nieuwe ontwerp bleek dat de extra kosten die nodig waren voor het maken van de nieuwe constructie niet volledig gecompenseerd konden worden door de besparing op de betonhoeveelheid. Hierdoor zou de economische aantrekkelijkheid van het ontwerp zeer laag zijn. Om dit probleem op te lossen is er gekeken naar de winst die geboekt kon worden met de tijdwinst die met het nieuwe ontwerp gemaakt kon worden.
Het bleek dat als alle kosten en baten bij elkaar opgeteld werden er een winst geboekt zou kunnen worden op het geheel van ongeveer 200.000 euro. Het enige probleem hiervan was dat niet met zekerheid gezegd kon worden of de winst die gemaakt werd met het eerder opleveren van de kademuur ook uitbetaald zou worden aan de opdrachtgever. Dit zou in de praktijk waarschijnlijk niet volledig gebeuren, omdat de exploitant van de kademuur dan zijn volledige winst van de vervroegde oplevering zou moeten afstaan aan de opdrachtgever, zodat het minder aantrekkelijk wordt voor de exploitant. De winst zal in de praktijk waarschijnlijk verdeeld worden tussen beide partijen, zodat beiden winst kunnen maken op het nieuwe ontwerp. De verwachting is dat het ontwerp in de toekomst minder duur wordt , door de verwachte verlaging van de kostprijs van het gebruikte betonmengsel. Door de uiteindelijke winst die toch gemaakt kan worden en het positieve vooruitzicht met betrekking tot de kosten kan er geconcludeerd worden dat het nieuwe ontwerp economisch haalbaar is.

19.2 Aanbevelingen

De volgende punten van aanbeveling worden hier nog gedaan:

- De sterktecontrole van de betonconstructie is gedaan aan de hand van de originele sterkteberekening. Het zou beter zijn de gehele constructie opnieuw door te rekenen om de aangepaste krachtsverdeling mee te nemen in het nieuwe ontwerp.
- De berekeningen van de spanningen en vervormingen in de constructie zijn tweedimensionaal gedaan. Een volledige driedimensionale berekening zou nauwkeurigere gegevens opleveren. Aan de hand daarvan kan bepaald worden of de gehele betonconstructie vezelversterkt moet worden of slechts een deel ervan.
- Het vervangen van de wapening door staalvezelversterkt beton moet worden bepaald aan de hand van officiële wetgeving. Deze is in ontwikkeling en zal spoedig verkrijgbaar zijn.
- Het detailontwerp is alleen gedaan voor de glijoplegging boven de buispaal. De oplegging boven de betonpaal dient nog verder uitgewerkt te worden.
- De economische analyse van het nieuwe ontwerp is gebaseerd op zeer grove gegevens. Na een meer nauwkeurigere analyse zou meer zekerheid verkregen kunnen worden over de economische haalbaarheid van het nieuwe ontwerp.

19.3 Alternatieve kademuurontwerpen

Tijdens het afstudeerwerk is er één kademuurontwerp gekozen en opnieuw ontworpen. Dit betekent echter niet dat alleen die kademuur voegloos uitgevoerd kan worden in hogesterktebeton. Om een enigszins algemeen kader te geven waarbinnen het mogelijk kan zijn kademuren voegloos uit te voeren in hogesterktebeton worden hieronder enkele conclusies en aanbevelingen gegeven.

19.3.1 Conclusies

De keuze voor het herontwerpen van de ECT-kademuur in de Amazonehaven is gebaseerd op enkele ontwerpbeslissingen. Deze gelden echter voor elke kademuur en worden hieronder gegeven:

- Door het afnemen van het gewicht van de constructie door het gebruik van hogesterktebeton is een gewichtsconstructie minder geschikt.
- Door de afwijkende vorm en uitvoering is een overbouwd talud (steigerconstructie) minder geschikt.
- Grondpenetrerende wandconstructies met een betonnen bovenbouw (eventueel met ontlastvloer) zijn uitermate geschikt.
- Alleen bij dunwandige betonconstructies kan de scheurvorming binnen de perken gehouden worden (eventueel met koeling). Een grote massieve bovenbouw is hierdoor niet geschikt.
- Een uitvoering in hogesterktebeton levert het meeste voordeel op door de versnelde uitvoering. Een project waarbij het betonwerk uitloopt op het overige werk is dus aan te bevelen. Dit zijn vaak kademuren met een grote complexe bovenbouw en een (standaard) onderbouw zoals een combiwand.
- Door het voegloos uitvoeren van de betonnen bovenbouw komen er extra belastingen op het funderingssysteem. Deze moeten (in combinatie met de grond) genoeg weerstand leveren om de lengteveranderingen van de bovenbouw volledig te verhinderen. Wanneer dit niet het geval is zal de lengte van de kademuur gelimiteerd worden door de kopverplaatsing van de funderingselementen. Wil men toch een langere kademuur dan kan men de fundering versterken (zodat de weerstand op de lengteveranderingen van de bovenbouw toeneemt) of een glijoplegging realiseren tussen de bovenbouw en de onderbouw. Wanneer men kiest voor een glijoplegging dan mag er geen trekverbinding zijn tussen de fundering en de bovenbouw.
- Het is gebleken dat de betonprijs de grootse kostenpost is in het nieuwe ontwerp. Hieruit kan geconcludeerd worden dat kademuren met dezelfde opbouw maar met een kleinere betonnen bovenbouw relatief minder verliezen op de betonprijs en daardoor meer winst opleveren. Hierbij moet wel vermeld worden dat er vanuit wordt gegaan van een absoluut gelijke tijdwinst als bij de in dit onderzoek gebruikte kade.
- Wanneer de draagkracht maatgevend is voor het ontwerp van de onderbouw en dus niet de damwandberekening kan er bespaard worden op de dimensies van de onderbouw doordat de betonconstructie kleiner wordt wanneer deze wordt uitgevoerd in hogesterktebeton.

19.3.2 Aanbevelingen

- Een grote massieve betonconstructie wordt niet aanbevolen om voegloos uit te voeren in hogesterktebeton omdat de hydratatiewarmte en uiteindelijke krimp te groot worden. Het instorten van koelbuizen en het gebruik van krimpreducerende stoffen in het betonmengsel kunnen hier eventueel een oplossing voor bieden. Dit brengt echter wel extra kosten met zich mee.
- Als glijoplegging is gebruik gemaakt van een teflon oplegblok. In de praktijk zijn er vele opleggingen mogelijk. Per project zal bekeken moeten worden welke glijoplegging het beste is.
- De temperatuurveranderingen waaraan de betonconstructie onderhevig is tijdens de gebruiksfase werden in het nieuwe ontwerp gebaseerd op de watertemperatuur omdat er sprake was van een diepgelegen ontlastvloer. Wanneer er een hooggelegen ontlastvloer gebruikt wordt zullen de temperatuurveranderingen waarschijnlijk groter zijn (doordat het grootste deel van de constructie nu boven het water ligt) zodat de vervormingen ook groter zullen zijn. Bij een glijoplegging zal dit geen grote gevolgen hebben voor de krachtsverdeling in de constructie. Wanneer er geen glijoplegging wordt toegepast zal het funderingssysteem op deze extra vervormingen moeten worden gedimensioneerd.
- Bij kademuren met een beperkte lengte zal het gebruik van een systeemkist minder lonend zijn door het kleine aantal stortcycli. Een losse bekisting kan dan overwogen worden.

Bijlage I Literatuurlijst

Gebruikte documenten:

1. Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam, *Amazonehaven N.Z. Zeekade Fase 1B, Berekening combiwand, Gewichtsberekening, Sterkteberekening van de betonconstructie*, Rotterdam, 1995.

2. Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam, *Amazonehaven N.Z. Zeekade Fase 1B, Programma van Eisen*, Rotterdam, 1995.

3. Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam, *Amazonehaven N.Z. Zeekade Fase 1B, Geotechnisch advies*, Rotterdam, 1995.

4. Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam, *Amazonehaven N.Z. Zeekade Fase 1B, Dagboeken*, Rotterdam, 1995.

5. Dr.Ir.K. van Breugel / Dr.Ir.C. van der Veen / Prof.Dr.Ir.J.C.Walraven / Dr.Ir.C.R.Braam, *Betonconstructies onder Temeratuur- en Krimpvervormingen*, 's-Hertogenbosch, 1998, .

6. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, *CUR-Aanbeveling 35. Bepaling van de buigtreksterkte, de buigtaaiheid en de equivalente buigtreksterkte van staalvezelbeton*, Delft, 1994.

7. Ir.R.N.J.Huijben / Drs.P.F.M. van Loenhout, *Brugliggers van BSI*, Artikel uit Cement 2002, Delft, 2002.

8. Dr.Ir. S. van Baars / Ir. H.K.T. Kuijper e.a., *Constructieve Waterbouwkunde,* Delft, 2002.

9. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, *CUR-Aanbeveling 97. Hogesterktebeton*, Delft, 2004.

10. M.S.Sule, *Effect of Reinforcement on Early-Age Cracking in High Strength Concrete*, Proefschrift, Delft, 2003.

11. Prof. Ir A.F. van Tol, *Funderingstechnieken,* Delft, 2001.

12. Ing.F.Lindhout, *Gewapend Beton, Collegedictaat 3050*, Delft, 1999.

13. A. Verruijt, *Grondmechanica,* Delft, 1999.

14. Prof.Ir. Ch.J.Vos / Ing. H.C.Jager, *Het Bouwproces van Betonconstructies*, Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen, Delft, 2002.

15. Dr.Ir.K van Breugel, *Het Grijze Gebied van het Jonge Beton, zes artikelen over de stand van de techniek en de technologie*, Overdruk uit het vakblad Cement, 's-Hertogenbosch, 1996.

16. A.Peled / S.P.Shah / N.Banthia, *High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Thin Sheet Products*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2000.

17. I.Markovic, *High-Performance Hybrid-Fibre Concrete (Development and Utilisation)*, Proefschrift, Delft, 2006.

18. VNC, *Hoge Sterkte Beton, een bundeling artikelen uit Cement en Betoniek,* Vereniging Nederlandsche Cementindustrie, 's-Hertogenbosch, 1995.

19. Ir.W.J.Bouwmeester van den Bos, *Innovatie Koelkist bij Bouw Kademuur*, Artikel uit Cement 1997, Gouda, 1997.

20. HBW, *Innovatieve Koeltechnieken bij de bouw van plan Delta 2000-8*, Hollandse Beton- en Waterbouw bv, Gouda, 2005.

21. W.Valkenburg, *Kademuur PCS in de Eemhaven*, Gemeentewerken Rotterdam, Rotterdam, 2004.

22. Ir A. Ten Voorde / Ir.R.P.H.Vergoossen, *Kokerligger in Zeerhogesterktebeton*, Artikel uit Cement 2005, Delft, 2005.

23. Ir.B.E.J.Baetens / Ir.W.J. van Leeuwen, *Koud, warm, alles kan!,* Artikel uit Cement 2003, Delft, 2003.

24. Ing.S.Zimmerman / Ing.Chr.Kessler-Kramer / Prof.Dr.Ir.H.S.Rutten, *Nieuw Composietmodel voor de E-modulus van hogesterktebeton*, Artikel uit Cement 2002, Delft, 2002.

25. Dr.Ir.C. van der Veen / Ir.A.A.J.Reijgersberg, *Nieuwe CUR-Aanbeveling 97 "Hogestertkebeton" verschenen*, een uitbreiding van een artikel uit Cement 2004, Delft, 2004.

26. S.Grünewald, *Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete*, Proefschrift, Delft, 2004.

27. Ing.P.C.Prins, *Praktijkproef met het verwerken van Hogesterktebeton*, Artikel uit Cement 1997, Gouda, 1997.

28. Ing.N.Kaptijn, *Toekomstige ontwikkelingen van zeerhogesterktebeton*, Artikel uit Cement 2002, Tilburg / Delft, 2002.

29. Dr.Ir.M.R. de Rooij / Dr.R.B.Polder, *Toestand van Betonconstructies aan Zee*, Artikel uit Cement 2005, Delft, 2005.

30. Ing.S.Grunewald / Prof.Dr.Ir.J.C.Walraven / Ing.B.K.J.Obladen / J.W.Zegwaard / M.Langbroek / Ir.D.Nemegeer, *Tunnelsegmenten uit Zelfverdichtend Staalvezelbeton*, Artikel uit Cement 2004, Delft, 2004.

31. Nederlands Normalisatie Instituut, *Voorschriften beton TGB 1990*, Delft, 1990.

32. Prof.Dr.Ing.J.C.Walraven, *Waar gaan we naartoe met ons beton?*, Artikel uit Cement 2002, Delft, 2002.

33. Prof. Drs. Ir. J.K. Vrijling, Ir. J.G. de Gijt, *Waterbouwkundige Kunstwerken: Kademuren,* Delft, 2000.

Geraadpleegde internetsites:

www.waterstad.nl

www.portofrotterdam.nl

www.gw.rotterdam.nl

www.eurogate.co.uk

www.knmi.nl

www.geodelft.nl

Bijlage II Figurenlijst

Figuur 2.1 Principe van een blokkenmuur [Ref.1] 7
Figuur 2.2 Principe van een verankerde damwand [Ref.1] 7
Figuur 2.3 Ontlastvloer constructie [Ref.1] 7
Figuur 2.4 Moderne kademuur in de Rotterdamse haven 8
Figuur 3.1 Verankerde damwand [Ref.1] 9
Figuur 3.2 Ontlastconstructies met dragende damwand [Ref.1] 9
Figuur 3.3 Betonkesp op vlakke damwand [Ref.1] 11
Figuur 3.4 Kadedek met direct belaste hooggelegen bovenbouw [Ref.1] 11
Figuur 3.5 Twee typen ontlastvloeren [Ref.1] 12
Figuur 3.6 Gietijzeren zadeloplegging [Ref.1] 13
Figuur 3.7 Damwandprofielen [Ref.1] 14
Figuur 3.8 Samengestelde damwandsystemen [Ref.1] 14
Figuur 3.9 Principe van een diepwandconstructie [Ref.1] 15
Figuur 3.10 Prefab betonnen damwandprofielen [Ref.1] 16
Figuur 3.11 Directe verankeringen in verschillende uitvoeringsmethoden [Ref.1] 16
Figuur 3.12 Meest gangbare paalboksystemen [Ref.1] 17
Figuur 3.13 Heistelling voor MV-palen 18
Figuur 3.14 Spanning en rek: het verschil tussen NSB en HSB.[Ref.2] 22
Figuur 3.15 Amazonehaven 23
Figuur 3.16 Dwarsdoorsnede Amazonehaven 24
Figuur 3.17 Kade in gebruik (Amazonehaven) 25
Figuur 4.1 Onderdelen Kademuur Amazonehaven [Ref.4] 27
Figuur 4.2 Detail aansluiting buispaal en MV-paal op ontlastvloer [Ref.4] 30
Figuur 4.3 Stalen Rolbekisting (Euromax) 31
Figuur 4.4 Koelkist Amazonehaven 31
Figuur 4.5 Haringgraatstaal in het wapeningsnet 32
Figuur 4.6 Haringgraatstaal na het storten van de eerste moot 32
Figuur 5.1 Relatieschema functionele eisen en functioneel kademuurontwerp [Ref.1] 33
Figuur 6.1 Grondprofiel [Ref.3] 36
Figuur 6.2 Maten van de bovenbouwconstructie [Ref.4] 38
Figuur 7.1 Grondwerk: ontgraven van het terrein 41
Figuur 7.2 Heiwerkzaamheden: installeren van buispalen en MV-palen 42
Figuur 7.3 Betonwerk: storten wanden en dak 43
Figuur 7.4 Balkplanning van de uitvoering [Ref.5] 44
Figuur 7.5 Planning opgesplitst naar tijd en vakken [Ref.5] 44
Figuur 7.6 Trendlijnen planning naar tijd en vakken 45
Figuur 7.7 Detailplanning originele planning met normaal beton (B35) [Ref.5] 46
Figuur 7.8 Detailplanning nieuwe planning met hogesterktebeton (B105) 46
Figuur 7.9 Totaalkosten 48
Figuur 7.10 Kosten betonwerk 48
Figuur 8.1 Storten van proefstuk zelfverdichtend HSB [Ref.6] 49
Figuur 8.2 Kans op scheurvorming door temperatuur en krimp [Ref.2] 49
Figuur 8.3 Staalvezels in beton [Ref.6] 50
Figuur 8.4 HSB ten opzichte van normaal HSB en vezelversterkt NSB.[Ref.7] 50
Figuur 8.5 Micro- en macrowerking van staalvezels [Ref.8] 51
Figuur 8.6 Proefstuk, onderworpen aan trekbelastingen [Ref.6] 52
Figuur 8.7 Proefresultaten, vergeleken met analytische oplossingen en normaal beton [Ref.6] 52
Figuur 9.1 $\sigma - \varepsilon$ diagram van beton [Ref.10] 54
Figuur 10.1 Temperatuursinvloeden op de kademuur 57
Figuur 10.2 Verhardingskrimp. s=0,1 voor HSB. s=0,2 voor NSB [Ref.9] 58
Figuur 10.3 Grafische oplossing Fourier DV voor ééndimensionale warmtestroming [Ref.11] 59
Figuur 10.4 Modelweergave voor de temperatuurberekening in de ontlastvloer 60
Figuur 10.5 Opwarmingssnelheid betondoorsnede (ontlastvloer) 60
Figuur 10.6 Temperatuurstatistieken [Ref.12] 61
Figuur 10.7 Temperatuurverloop door de tijd 63
Figuur 10.8 Lengteveranderingen van de kademuur 63
Figuur 10.9 Krachtsverdeling over de lengte van de kademuur 63

Figuur 10.10 Detail verbinding buispaal, MV-paal en ontlastvloer [Ref.4] 64
Figuur 10.11 Glijoplegging buispaal 65
Figuur 10.12 Verplaatsing MV-paal naar buispaal 65
Figuur 10.13 Vermindering dwarskracht en moment door slappe laag 66
Figuur 11.1 Verhouding tussen maximale dwarskracht en maximaal moment van de buispaal 68
Figuur 11.2 Situatie boven -17m NAP van de buispaal 69
Figuur 11.3 Krachten en verplaatsingen bij normaal grondprofiel van de buispaal 69
Figuur 11.4 Krachten en verplaatsingen bij slap grondprofiel van de buispaal 70
Figuur 11.5 Optredende en toelaatbare waarden van moment en dwarskracht van de buispaal. 70
Figuur 11.6 Principeschets krachtsverdeling 71
Figuur 11.7 Verhouding bovenbelasting en maximaal moment 73
Figuur 11.8 Betonpaal, volledige inklemming. M_{max}=1315kNm, V_{max}=495kN 74
Figuur 11.9 Betonpaal, verende inklemming. M_{max}=530kNm, V_{max}=325kN 75
Figuur 11.10 Betonpaal, scharnierende verbinding. M_{max}=563kNm, V_{max}=196kN 75
Figuur 12.1 Principeschets meewerkende breedte [Ref.13] 77
Figuur 12.2 Principedoorsnede combiwand 78
Figuur 12.3 Lokaal afschuifmechanisme 79
Figuur 12.4 Krachtswerking lokaal afschuifmechanisme 79
Figuur 12.5 Modellering krachtswerking lokaal afschuifmechanisme 79
Figuur 12.6 Modellering van 3D naar 2D 80
Figuur 12.7 Horizontale krachten lokale afschuiving, uitgezet tegen de diepte 80
Figuur 12.8 Modellering in M-sheet van de buispaal 81
Figuur 12.9 Uitvoer M-sheet berekening buispaal. M_{max}=1690kNm, V_{max}=344kN 81
Figuur 12.10 Globaal afschuifmechanisme 82
Figuur 12.11 Horizontale krachten globale afschuiving, uitgezet tegen de diepte 82
Figuur 12.12 Modellering in M-sheet van de buispaal 83
Figuur 12.13 Uitvoer M-sheet berekening van de buispaal. M_{max}=1743kNm, V_{max}=278kN 83
Figuur 12.14 Combinaties van moment en dwarskracht voor de buispalen 84
Figuur 13.1 Kracht-verplaatsings diagram betonpaal 85
Figuur 13.2 Kracht-verplaatsings diagram buispaal 85
Figuur 13.3 Kracht-verplaatsings diagram MV-paal 86
Figuur 13.4 Sommatie tegenkrachten over lengte kademuur 87
Figuur 13.5 Sommatie verhinderde vervorming over lengte kademuur 87
Figuur 14.1 Teflon oplegblokken 89
Figuur 14.2 Principeschets glijoplegging boven buispaal (dwarsdoorsnede) 89
Figuur 14.3 Glijoplegging buispalen. M_{max}=142kNm, V_{max}=100kN 90
Figuur 14.4 Principeschets glijoplegging betonpalen (dwarsdoorsnede) 91
Figuur 14.5 Glijoplegging betonpalen. M_{max}=60kNm, V_{max}=50kN 91
Figuur 14.6 Sommatie tegenkrachten met glijoplegging over lengte kademuur 92
Figuur 14.7 Sommatie verhinderde vervorming met glijoplegging over lengte kademuur 93
Figuur 15.1 Krachtswerking dwarsdoorsnede met MV-paal 95
Figuur 15.2 Krachtswerking dwarsdoorsnede zonder MV-paal 96
Figuur 15.3 Krachtswerking bovenaanzicht 96
Figuur 15.4 Voorbeeldberekening 97
Figuur 15.5 Invoer 97
Figuur 15.6 Invoerparameters 98
Figuur 15.7 Berekening parameters 98
Figuur 15.8 Invoer nieuwe wapening 98
Figuur 15.9 Controle wapenings 99
Figuur 15.10 Controle dwarskracht 100
Figuur 15.11 Controle pons 101
Figuur 15.12 Behandelde doorsneden 102
Figuur 15.13 Locatie beschouwde doorsneden 102
Figuur 15.14 Bolderwapening 105
Figuur 15.15 Nieuwe dwarsdoorsnede bovenbouw 105
Figuur 16.1 Ontwikkeling druksterkte [Ref.14] 107
Figuur 16.2 Ontwikkeling treksterkte [Ref.14] 108
Figuur 16.3 Strain hardening 0% [Ref.14] 109
Figuur 16.4 Strain hardening 20% [Ref.14] 109
Figuur 16.5 Adiabatische temperatuurontwikkeling [Ref.14] 109
Figuur 16.6 Ontwikkeling E-modulus en kruip [Ref.14] 110
Figuur 16.7 Ontwikkeling autogene krimp [Ref.14] 110
Figuur 16.8 Geometrie dwarsdoorsnede 111

Figuur 16.9 Verloop buitentemperatuur (dag/nacht cyclus) 112
Figuur 16.10 Koeling op bekiste oppervlakken 112
Figuur 16.11 Maximale spanningen in het xy-vlak 113
Figuur 16.12 Maximale spanningen in z-richting 113
Figuur 16.13 Maximale spanningen in het xy-vlak 114
Figuur 16.14 Maximale spanningen in z-richting 115
Figuur 16.15 Temperatuurverloop dwarsdoorsnede 116
Figuur 16.16 Spanning in x-richting. Bovenkant ontlastvloer 117
Figuur 16.17 Spanning in x-richting. Midden ontlastvloer 118
Figuur 16.18 Spanning in x-richting. Onderkant ontlastvloer 118
Figuur 16.19 Spanningen in z-richting van de ontlastvloer 119
Figuur 17.1 Detail oplegblok met wapeningskorf 121
Figuur 17.2 Dwarsdoorsnede glijoplegging boven buispaal en boven betonpaal 121
Figuur 17.3 Schematisering krachtswerking 122
Figuur 17.4 Krachtenevenwicht betonprop 122
Figuur 17.5 Betonnen nok onder ontlastvloer 123
Figuur 17.6 MV-paal in buispaal 124
Figuur 17.7 Ingestorte MV-paal in buispaal, inclusief deuvels 124
Figuur 17.8 Dwarsdoorsnede oplegging boven buispaal 125
Figuur 17.9 Langsdoorsnede oplegging boven buispaal 125
Figuur 17.10 3D-weergave totale constructie 126
Figuur 17.11 3D-weergave close-up oplegging op onderbouw 126
Figuur 17.12 Exploded view buispaal met MV-paal en glijoplegging 127
Figuur 18.1 Percentages winst- en verliesfactoren 130
Figuur 18.2 Netto saldo gehele project 131

Bijlage III Referentielijst

[Ref.1] Handboek Kademuren
[Ref.2] Hogesterktebeton, een bundeling artikelen uit Cement en Betoniek
[Ref.3] Geotechnisch adviesrapport Amazonehaven
[Ref.4] Rapport berekeningen kademuur Amazonehaven
[Ref.5] Dagboeken uitvoering ECT kademuur Amazonehaven fase 1B
[Ref.6] Performance based design of self-compacting fibre reinforced concrete
[Ref.7] Effect of Reinforcement on Early-Age Cracking in High Strength Concrete
[Ref.8] High-Performance Hybrid-Fibre Concrete (Development and Utilisation)
[Ref.9] CUR-Aanbeveling 97
[Ref.10]NEN 6720
[Ref.11]Beton onder temperatuur en krimpvervorming
[Ref.12]www.waterstad.nl Rijkswaterstaat
[Ref.13]Grondmechanica, A. Verruijt
[Ref.14]Database Materialen FEMMASSE