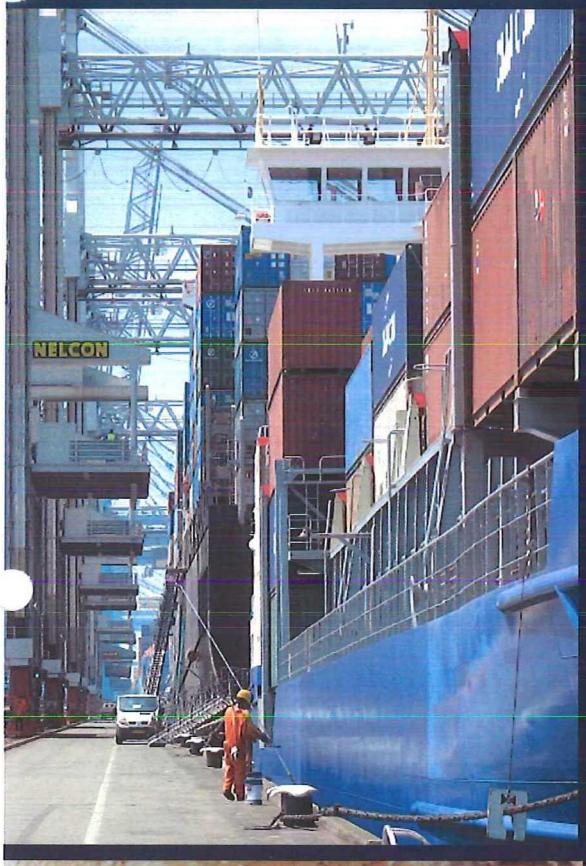
Gemeentewerken Rotterdam

Voegloze Kademuren in Hogesterktebeton

Bijlagenrapport



Inhoudsopgave

Bijlage 1. Literatuurrapport 1
Bijlage 2. Temperatuurverdeling ontlastvloer 37
Bijlage 3. Horizontale beddingsconstante 39
Bijlage 4. Tegenkrachten fundering 41
Bijlage 5. Toetsing betondoorsnede 45

Bijlage 1. Literatuurrapport

Als eerste bijlage wordt hier het rapport gegeven van de literatuurstudie die gedaan is aan het begin van het afstudeeronderzoek.

VOORWOORD

Dit literatuurrapport is een onderdeel van het afstudeerwerk voor de opleiding Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft. Dit rapport dient als een naslagwerk waarin informatie verwerkt is over het onderwerp voegloos uitvoeren van betonconstructies en het onderwerp kademuren uitgevoerd in hogesterktebeton. De opdracht is uitgevoerd voor Gemeentewerken Rotterdam bij de marktgroep Havens en Transport.
Graag zou ik deze afdeling bedanken voor de adviezen en het beschikbaar stellen van de nodige informatie.

D. Dudok van Heel Augustus 2006

INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD i
INHOUDSOPGAVE ii
1. Inleiding 1
1.1 Aanleiding van het onderzoek 1
1.2 Doelstelling 2
1.3 Structuurbeschrijving 2
2. Beschrijving kademuren 3
2.1 Kademuren in het algemeen 3
2.2 Materiaal en Uitvoering 4
2.2.1 Materiaalgebruik 4
2.2.2 Bekistingen 4
2.2.3 Prefab onderdelen 6
2.3 Opbouw Kademuren 6
2.3.1 Overzicht 6
2.3.2 Vloer 7
2.3.3 Wanden 8
2.3.4 Dek 8
2.3.5 Onderbouw 8
2.4 Voegconstructies 8
2.4.1 Tandconstructie 9
2.4.2 Deuvelconstructie 9
2.4.3 Stortvoegen 11
3. Afstudeeronderzoek 12
3.1 Inleiding 12
3.2 Probleemstelling 12
3.3 Doelstelling 12
3.4 Afbakening van het onderzoeksgebied 12
4. Voegloos uitvoeren 14
4.1 Alternatief voor de dilatatievoeg 14
4.2 Beperking nadelen stortvoeg 15
5. Hogesterktebeton 18
5.1 Eigenschappen 18
5.1.1 Verschillen in beton 18
5.1.2 Krimp en kruip 18
5.1.3 Brosheid en ductiliteit 19
5.1.4 Gebruiksgedrag 19
5.1.5 Duurzaamheid 20
5.2 Opbouw van het betonmengsel 20
5.2.1 Cement 20
5.2.2 Toeslagmaterialen 20
5.2.3 Superplastificeerder 20
5.2.4 Bindingsvertrager 20
5.2.5 Additieven 20
5.2.6 Vezels 21
5.3 Uitvoering 21
5.3.1 In het werk gestort 21
5.3.2 Prefab elementen 21
5.4 Rekenregels 22
5.4.1 Elasticiteitsmodulus 22
5.4.2 Tijdsafhankelijke vervorming 23
5.4.3 Wapening 24
6. Referentieprojecten 26
6.1 Amazonehaven 26
6.1.1 Koelkist 26
6.1.2 Krimpstroken in achterkraanbaan 27
6.1.3 Achterkraanbaan in HSB in het werk gestort 28
6.2 Onderbalk volledig voegloos uitgevoerd 29

6.3 Temperatuurbeheersing Naviduct 30
6.4 Zelfverdichtend staalvezelbeton 31
6.5 Kokerligger in vezelversterkt, zeer hogesterktebeton onder externe voorspanning. 31
6.6 BSI 32

1. Inleiding

1.1 Aanleiding van het onderzoek

Kademuren worden over het algemeen uitgevoerd in beton van normale sterktes (rond de B35/45). Het beton wordt in de bekisting gestort, waarin eerder het wapeningsnet gevlochten is. Na enkele dagen verharding heeft het beton genoeg sterkte ontwikkeld en kan er ontkist worden. Omdat er over het algemeen gebruik wordt gemaakt van "lage" sterkte beton, worden de constructies groot en dik uitgevoerd met standaard wapening.
Nu is er de laatste jaren veel onderzoek gedaan naar het uitvoeren van constructies in hogesterktebeton (HSB). De eerste bevindingen zijn dat de meeste constructies slanker en efficiënter kunnen worden ontworpen en uitgevoerd, wat een besparing kan opleveren met betrekking tot ingezet materiaal en materieel. Wel moet rekening gehouden worden met de hogere productiekosten en uitvoeringseisen voor hogesterktebeton. Aangezien de verwachting is dat er de komende jaren meer en meer gebruik wordt gemaakt van hogesterktebeton zullen de productiekosten waarschijnlijk dalen. Vooral de utiliteitsbouw maakt al veel gebruik van hogesterktebeton, waarbij er vooral gebruik wordt gemaakt van prefab onderdelen. Enkele bruggen in Nederland zijn ook al uitgevoerd in prefab betonnen onderdelen. Deze worden naar de bouwplaats gebracht en na elkaar geplaatst, waarna het geheel wordt voorgespannen en er één samenhangend geheel van gemaakt wordt.
Voor het uitvoeren van in het werk gestort hogesterktebeton gelden strengere eisen dan voor gewoon beton. Tijdens de analyse van de toepasbaarheid en uitvoerbaarheid moet hier zeker rekening mee gehouden worden.
Over de toepassing van hogesterktebeton in de havengebieden is nog weinig bekend. Er zijn enkele proefprojecten gedaan maar een echte volledige constructie in hogesterktebeton is nog niet uitgevoerd. Onderzoek naar het toepassen van hogesterktebeton in kademuren is een interessant en mogelijk economisch zeer aantrekkelijk alternatief voor de huidige "standaard" uitvoering van kademuren.

Aangezien een kademuur over het algemeen een aanzienlijke lengte heeft wordt het storten ervan meestal in secties van gelijke lengte uitgevoerd. De secties worden om en om gestort, zodat de onderlinge secties eerst kunnen uitharden voordat er een nieuwe sectie wordt aangestort, wat de scheurvorming door krimp- en temperatuursvervormingen vermindert. De verbinding tussen de secties (de voeg) wordt gevormd door een tandoplegging of met behulp van deuvels, zodat de belastingen afgedragen kunnen worden op de volgende secties. Het probleem van het storten in secties is echter dat er aan de kopse kanten van elke sectie een schot moet komen. Deze moet verhinderen dat het beton naar de volgende sectie loopt tijdens het storten. Het maken van deze schotten en de onderbreking van de langswapening levert een aanzienlijke bijdrage in de kosten van de uitvoering van de kademuur. De kopse kanten moeten meestal nog extra wapening krijgen, om de geconcentreerde krachten op de voegen aan te kunnen. Deze voegen zijn alleen in staat om dwars- en normaalkrachten over te brengen.
De beperkte krachtsafdrachtmogelijkheden en de hoeveelheid extra materiaal en materieel die bij de uitvoering nodig zijn maken van de voegconstructie een erg hinderlijk element in de uitvoering van kademuren. Er zijn al wel enkele alternatieve uitvoeringsmethoden in gebruik, maar deze zijn nooit toegepast op grote, kokervormige kademuurconstructies.

De uitdaging op het gebied van de kademuren in de grote Nederlandse havengebieden is nu natuurlijk het combineren van hogesterktebeton als constructiemateriaal met het uitvoeren van voegloze overgangconstructies. Hierdoor kan zowel de gehele constructie op een efficiëntere manier worden ontworpen en uitgevoerd, alsook het lastige element in de kademuren, de voeg.

Onderzoek naar de combinatie van het voegloos uitvoeren van kademuren met het uitvoeren van kademuren in hogesterktebeton zal het hoofdonderwerp zijn van mijn afstuderen. Eerst zal worden uitgezocht wat er precies allemaal al is gedaan met betrekking tot dit onderwerp, waarna een verder onderzoek zal plaatsvinden naar de praktische en economische mogelijkheden.

1.2 Doelstelling

De doelstelling van dit literatuurrapport is om een overzicht te geven van wat er al bekend is met betrekking tot het uitvoeren constructies in hogesterktebeton en met het uitvoeren van voegloze betonconstructies.

1.3 Structuurbeschrijving

In hoofdstuk 1 is een korte inleiding gegeven voor dit litteratuurrapport. In hoofdstuk 2 zal een algemene beschrijving van kademuren gegeven worden. Er zal ingegaan worden op de verschillende onderdelen van kademuren en op de uitvoeringsaspecten. Hoofdstuk 3 zal aangeven waar het afstudeeronderzoek zich op richt en wat de probleem- en doestellingen zijn. Hoofdstuk 4 gaat in op het onderdeel voegen. De problemen en oplossingen bij het uitvoeren van voegconstructies worden kort behandeld. In hoofdstuk 5 worden de kenmerkende eigenschappen van hogesterktebeton toegelicht. De opbouw van het betonmengsel zal worden bekeken, alsook de voor- en nadelen van hogesterktebeton bij de uitvoering. Enkele referentieprojecten worden in hoofdstuk 6 behandeld.

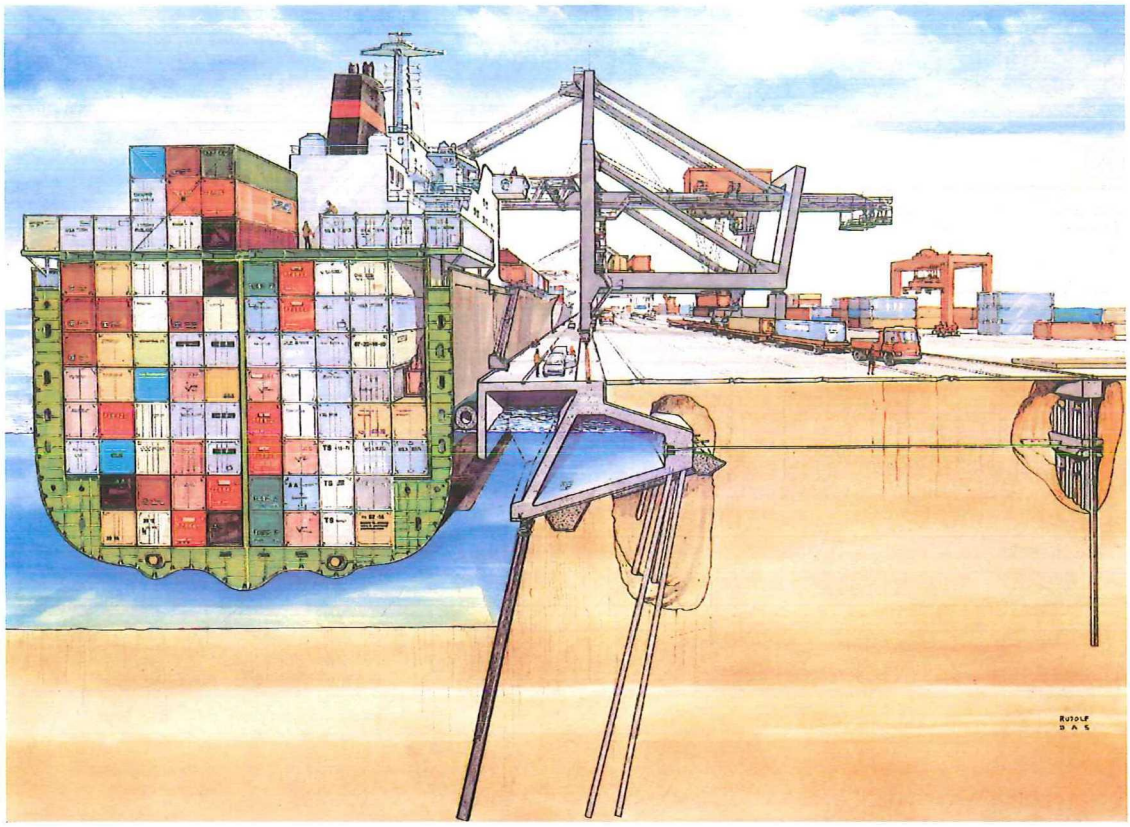
2. Beschrijving kademuren

2.1 Kademuren in het algemeen

Kademuren zijn een belangrijk element van de huidige havengebieden zoals in Rotterdam. Ze vormen de basis van de link tussen schepen en vasteland. Karakteristiek voor kademuren is de afmeermogelijkheid voor schepen dicht bij de wal. Dit bespaart ruimte ten opzichte van taluds. Op de kade kunnen de verschillende producten en goederen vlakbij het schip worden neergezet en hierdoor gemakkelijk door kranen in het schip geladen worden.
Kademuren moeten de volgende functies kunnen vervullen:

- Afmeermogelijkheid voor schepen
- Grondkerende functie voor het achterliggende terrein
- Dragende functie om de belastingen van goederen, kranen en opstallen te kunnen opnemen.

Eventueel waterkering voor achterliggende terreinen en gebieden



Figuur 2.1 Moderne kademuurconstructie.

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.

2.2 Materiaal en Uitvoering

2.2.1 Materiaalgebruik

Beton is een relatief goedkoop constructiemateriaal. Het bestaat voornamelijk uit grind en zand, cement en water. Daarnaast kunnen voor een goede verwerkbaarheid of voor bepaalde eisen hulpstoffen worden toegevoegd. In het basismengsel vormt cement de duurste factor. Omdat het bij kademuren vaak om grote hoeveelheden beton gaat zal men ernaar streven om het cementgehalte per kubieke meter beton zo laag mogelijk te houden. Bij massieve kademuren, waar sterkte vaak geen probleem is, kan het cement deels vervangen worden door goedkopere materialen als vliegas of kalksteenmeel. De lagere hydratatiewarmte van vliegas is een bijkomend voordeel.

De meest gangbare cementsoorten in Nederland zijn Hoogovencement en Portlandcement. Bij de toepassing van Portlandcement verloopt het verhardingsproces sneller en komt meer warmte vrij dan bij Hoogovencement. Als er geen zware eisen zijn aan de vroege sterkte van de constructie kan er dus beter gebruik gemaakt worden van Hoogovencement. Dit cement resulteert ook in een dichte cementsteen, wat aantrekkelijk is voor kademuren in een agressief milieu. Door de hoge dichtheid is het beton namelijk goed bestand tegen sulfaataantasting en chloride- indringing.

Het totale betonmengsel moet afgestemd zijn op het constructief ontwerp en de toe te passen wijze van storten. Het constructief ontwerp bepaalt of en waar voegen en overgangsconstructies nodig zijn. De mootlengten worden bepaald aan de hand van te verwachten temperatuur- en krimpvervormingen, bekistinglengten, stortcapaciteit en toegestane of gewenste bouwsnelheid. Deze bouwsnelheid wordt voornamelijk bepaald door de sterkteontwikkeling van het betonmengsel. Bij een snelle sterkteontwikkeling kan er snel ontkist worden en begonnen worden aan de volgende moot. De sterkteontwikkeling kan worden gevolgd door het meten van de temperatuur van het verhardende beton en uit de temperatuurkromme af te leiden rijpheid of de hydratatiegraad. De rijpheid is een maat voor de sterkte van het beton en wordt aangeduid met de dimensie graad- Celsius- uur. Aan de hand van een van tevoren op de betoncentrale bepaalde ijkgrafiek, die voor het desbetreffende mengsel de relatie geeft tussen de rijpheid of hydratatiegraad enerzijds en de sterkte anderzijds, kan de sterkte van het beton in het werk worden vastgesteld.

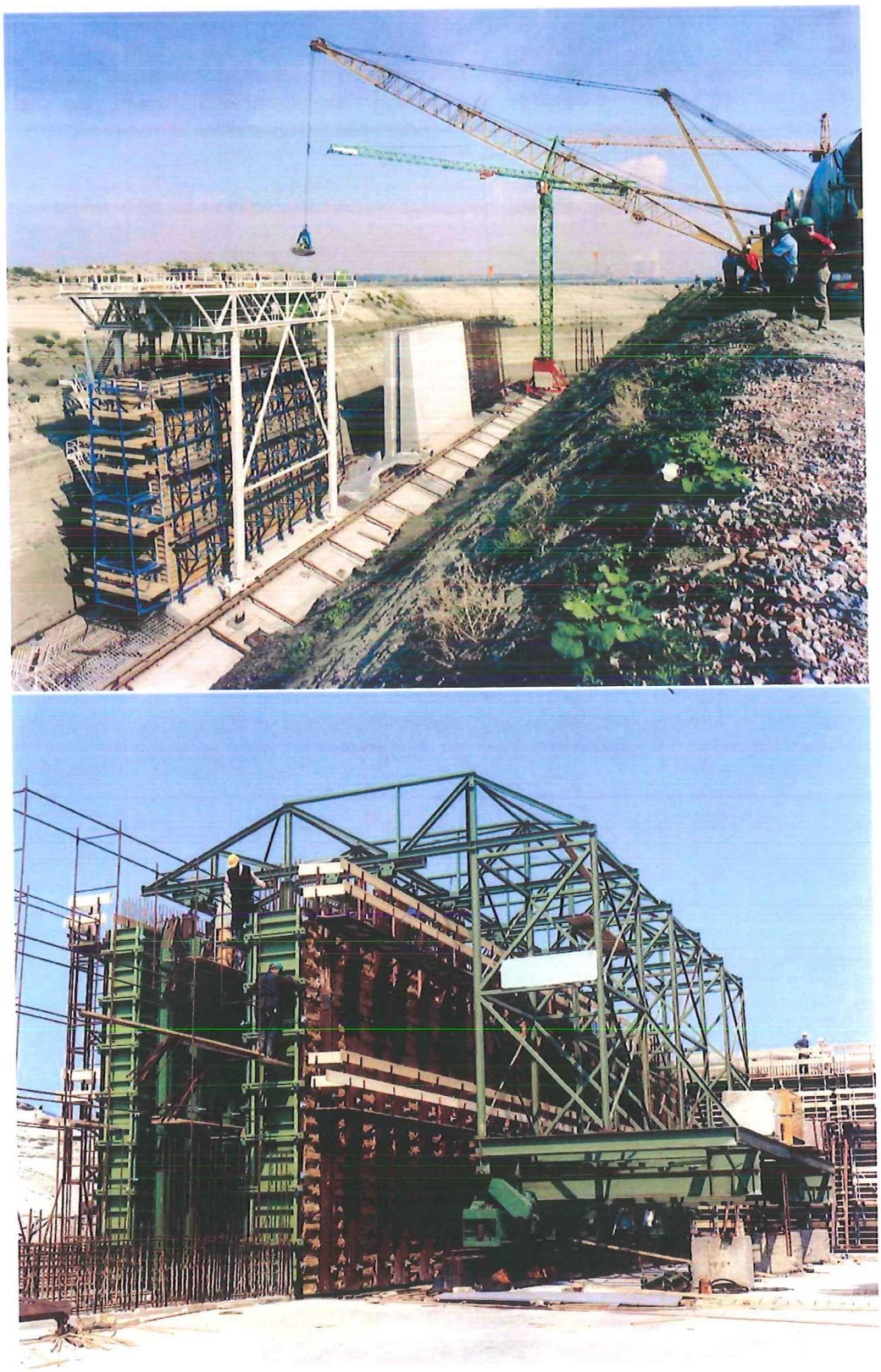
Staal wordt voornamelijk gebruikt daar waar beton niet of slecht toepasbaar is. Natuurlijk wordt de wapening van staal gemaakt, maar ook de onderbouw van kademuren zijn vaak van staal. De combiwand is de meest voorkomende stalen onderbouw van kademuren in Nederland. Deze bestaat uit stalen buisprofielen met tussenliggende damplanken. Door de grote corrosiegevoeligheid van staal en de hoge staalprijs is er de laatste jaren veel onderzoek gedaan naar de mogelijkheden van vervanging van staal door betere materialen. Zo zijn er onderzoeken gedaan naar de vervanging van betonstaal door staalvezels en naar de vervanging van stalen combiwanden door betonnen voorgespannen damplanken. Later zal er nog uitgebreid op deze onderwerpen worden ingegaan.

2.2.2 Bekistingen

Bij het bouwen van kademuren zal, bij grote lengten, een bekisting op maat worden gemaakt. Bij dit maatwerk kan met de specifieke uitvoeringsaspecten rekening gehouden worden. Omdat de bekisting vele malen zal worden hergebruikt, is er een zeer solide constructie vereist. De kist moet bij voorkeur zonder gebruik van hijsmaterieel en met inzet van weinig manuren verplaatst kunnen worden. Bij de bouw van kademuren wordt daarom vaak gebruik gemaakt van een verrijdbare systeemkist of van een glijbekisting.

Door de strakke planning voor het betonwerk is de tijd voor ontkisten en bekisten gering. Bekistingen worden daarom veelal uitgerust met hydrauliek om het bekisten en ontkisten snel te laten verlopen. Na het ontkisten zal de bekisting verplaatst moeten worden naar de volgende stortlocatie. Om bij het verplaatsen onafhankelijk te zijn van de inzet van kranen heeft de bekisting een eigen bewegingsmethode. Na het verplaatsen wordt de bekisting door middel van vijzels op hoogte gesteld. De vijzels blijven op hun plaats, daardoor is het onmogelijk dat de bekisting tijdens het storten en verharden van het beton beweegt.

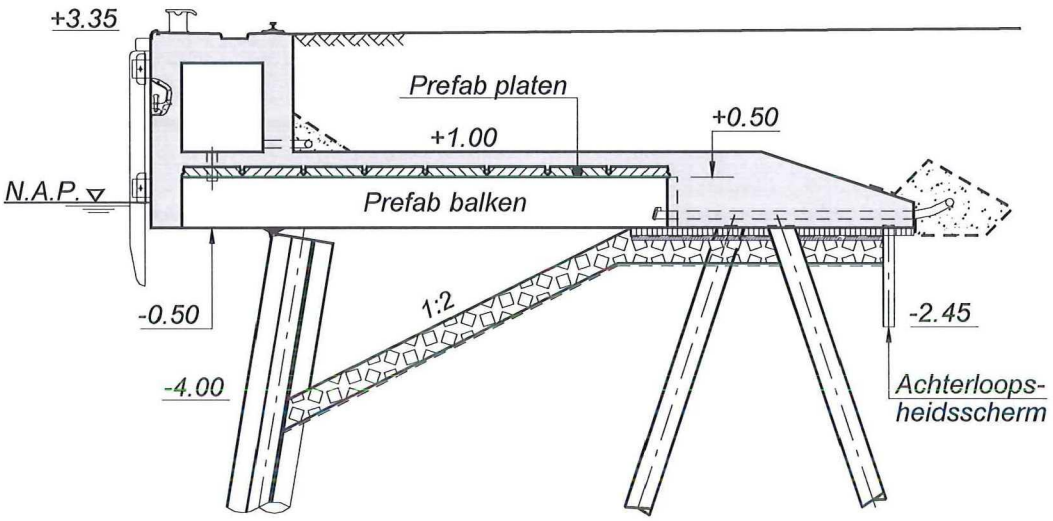
Door de bekisting krijgt de betonconstructie de juiste vorm. Dat vraagt om een voldoende sterkte en vormvaste bekisting, die tijdens het storten de speciedruk van het verse beton kan opnemen. Bij grote constructiehoogten kunnen deze krachten namelijk erg groot zijn. Bekistingen worden daarom voor het grootste deel uitgevoerd in staal. Om de bekisting te ondersteunen zijn (soms zeer imposante) hulpconstructies nodig.



Figuur 2.2 Verrijdbare bekistingen.

2.2.3 Prefab onderdelen

Wanneer er boven water wordt gebouwd kan er gebruik gemaakt worden van prefab onderdelen bij de constructie van kademuren. Wanneer er een ontlastvloer aanwezig is wordt deze dan uitgevoerd in prefab balken. Hierop worden prefab platen gelegd, waarna het geheel wordt ingestort en een stijve vloer vormt.



Figuur 2.3 Doorsnede kademuur met prefab onderdelen.

Bij de onderbouw worden de druk en/ of trekpalen vaak uitgevoerd in prefab voorgespannen betonpalen. Ook betonnen damwanden worden tegenwoordig al prefab voorgespannen geleverd, maar worden nog niet toegepast bij de aanleg van kademuren.

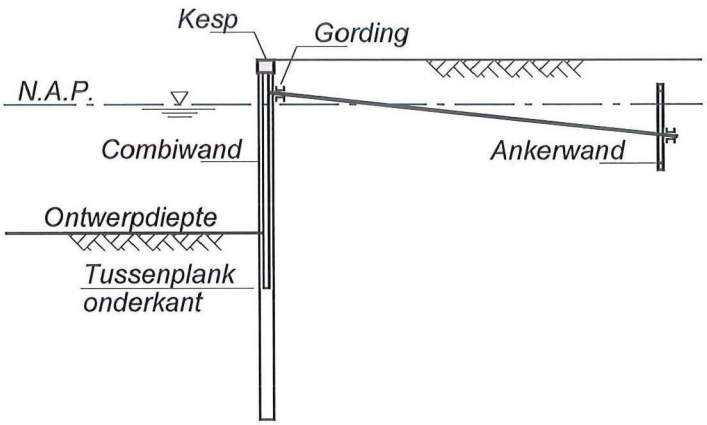
2.3 Opbouw Kademuren

2.3.1 Overzicht

Kademuren bestaan uit een boven- en onderbouw. De bovenbouw staat direct in verbinding met het materiaal en materieel en draagt via de onderbouw de belastingen af aan de ondergrond.
De bovenbouw is het zichtbare gedeelte van de kade en heeft de volgende functies:

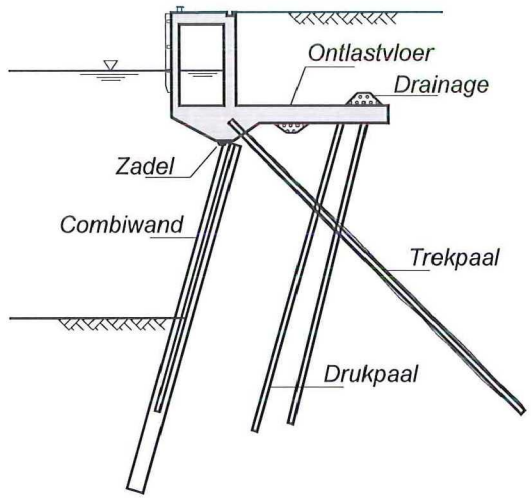
- Afdekking van de grondkering
- Spreiding van ongelijkmatige belastingen en verdeling van belastingen over verankeringselementen
- Kade oppervlak met randafwerking
- Ondersteuning voor de railconstructie en het verschaffen van ruimte voor overige voorzieningen voor services, putten en kranen
- Plaatsen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

De meest eenvoudige vorm van de bovenbouw van een kademuur is de betonnen kesp. Dit is een betonnen massieve rechthoekige doorsnede geplaatst op een damwand of combiwand. De kesp is niet-dragend en de combiwand heeft slechts een kerende functie.
De horizontale belastingen op de wand worden afgedragen op de ondergrond via een horizontale funderingsconstructie. Vaak bestaat deze uit een ankerwand met ankerstangen of uit ankers in de grond.



Figuur 2.4 Betonnen kesp.

In de grotere havengebieden waar enorme schepen aankomen en geladen en gelost worden door zeer zware kranen is er een sterkere constructie nodig die grote verticale belastingen kan afdragen op de ondergrond. Hier wordt vaak gebruik gemaakt van een kademuur met ontlastconstructie en dragende damwand. De ontlastconstructie bestaat vaak uit een ontlastvloer gefundeerd op paaljukken. De dragende combiwand is vaak een stuk zwaarder uitgevoerd in verband met de grote verticale kraanbelastingen.



Figuur 2.5 Zware kadeconstructie.

Door de grotere afmetingen van de bovenbouw wordt deze tegenwoordig vaak hol uitgevoerd. Dit heeft het bijkomende voordeel dat alleen de voorwand van de constructie geraakt wordt bij een aanvaring, zodat de schade beperkt blijft.
Wanneer in de volgende hoofdstukken kademuren worden genoemd, zal het gaan om dit tweede type. Deze wordt namelijk toegepast in de grotere havengebieden en is het uitgangspunt voor het ontwerp van nieuwe uitvoeringmethoden.
De kokerconstructie bestaat uit een (ontlast)vloer, wanden en een dek. De vloer, wand en het dek kunnen apart of in één keer worden gestort.

2.3.2 Vloer

Gewapende betonnen vloeren variëren in dikte van 400 tot 1800mm, soms in dikte verlopend. De breedten variëren van enkele meters tot 30 meter. Ze worden gestort op een werkvloer van ongewapend beton. De mootlengte varieert van 20 tot 40 meter. De plaats van de dilatatie dient, indien direct verbonden met de damwandconstructie, te corresponderen met een damwandslot. Bij een uitvoering in den droge wordt de werkvloer uit veiligheidsoverweging aan de voorkant van de damwand met stekken aan de constructieve vloer opgehangen. In een latere fase kunnen stukken van de werkvloer naar beneden komen en schade veroorzaken. In de werkvloer kunnen voorzieningen aangebracht worden om de zijbekisting van de vloer vast te zetten.

2.3.3 Wanden

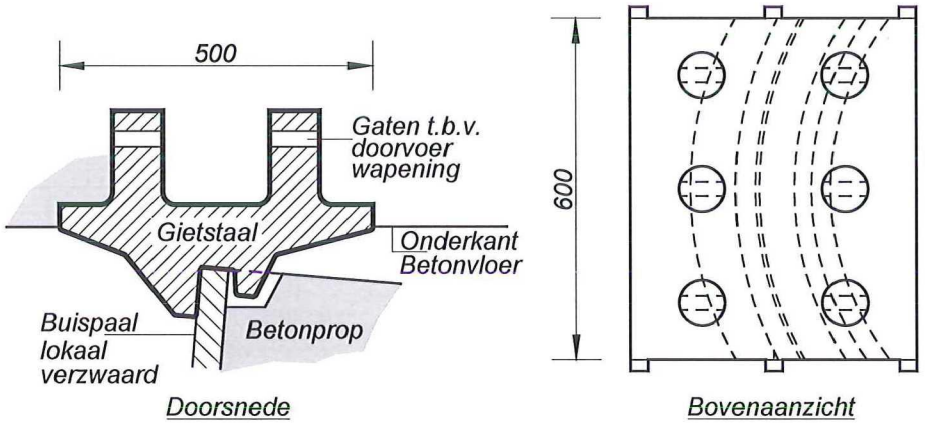
De wanden kunnen verticaal of schuin geplaatst worden. Schuin geplaatste wanden zijn uiteraard moeilijker uit te voeren en dus duurder. De dikte van de wanden varieert van 400 tot 1500mm. De hoogten varieerden van enkele meters tot 10 meter. De dilatatievoegen corresponderen met die van de vloer. Bij hogere wanden worden glij- of klimbekistingen ingezet. Bij dikkere wanden ontstaat een hoge warmteontwikkeling waardoor ontoelaatbare scheurvorming kan optreden. Er moeten tijdens het verharden maatregelen genomen worden om excessieve scheurvorming te voorkomen. Hier zal later nog uitgebreid op worden teruggekomen.
De bekisting is meestal van plaatmateriaal, bevestigd aan een liggerconstructie of een verrijdbare systeemkist. Bij kokervormen kan deze systeemkist bestaan uit een tunnelbekisting.

2.3.4 Dek

De dikte van het dek kan oplopen tot 800mm en de breedte van enkele meters tot 8 a 10 meter. Ook hier geldt een mootlengte van 20 tot 40 meter. In het dek zijn uitsparingen en/of verzwaringen opgenomen voor het monteren van de bolders, kraanrails, putten en afvoeren van hemelwater. Het aanbrengen van de wapening is ingewikkelder en arbeidsintensiever dan bij de vloer en wanden. De maatvoering met bijbehorende toleranties is essentieel voor de voorkant kade, het dek en de kraanrail.

2.3.5 Onderbouw

De onderbouw van de kademuren moet ervoor zorgen dat de krachten op de bovenbouw worden afgedragen naar de ondergrond. Ook zorgen ze ervoor dat de grond niet kan uitspoelen achter de kademuur. Door de aanzienlijke verticale en horizontale krachten op de onderbouw wordt er vaak gebruik gemaakt van een combiwand. Deze stalen constructie wordt gefundeerd op een draagkrachtige laag om de verticale belastingen deels te kunnen afdragen. Om een vermindering van momenten in de combiwand te realiseren wordt deze vaak onder een hoek geplaatst. De verbinding tussen de combiwand en de bovenbouw wordt vaak gerealiseerd door een gietijzeren zadel. Deze vormt een scharnieroplegging tussenbeide en is bevestigd op de wand van de buispaal. De excentrische oplegging leidt tot een reductie in het veldmoment van de damwand.



Figuur 2.6 Detail oplegconstructie met gietijzeren zadel.

De horizontale belastingen worden vaak afgedragen via paaljukken, bestaande uit trek- en drukpalen, al dan niet met een achterliggend ankerscherm. De drukelementen bestaan meestal uit prefab betonpalen. De trekelementen worden meestal uitgevoerd als MV- palen, stalen buispalen of als ankers. Als combinatie van trek- en drukpaal wordt vaak de prefab voorgespannen betonpaal gebruikt.

2.4 Voegconstructies

Voegen moeten worden toegepast om de vervormingen van krimp en temperatuurveranderingen niet uit de hand te laten lopen. Zouden gestorte delen namelijk te groot worden, dan zal er zoveel temperatuur- en krimpvervorming optreden dat door de gehele constructie ontoelaatbare scheurvorming ontstaat. In kademuren moeten dilatatievoegen om de 30 a 40 meter worden

toegepast, afhankelijk van de doorsnede en betonsoort. Dit is dan ook de gebruikelijke mootlengte in de hedendaagse uitvoering van kademuren. Om de scheurvorming te minimaliseren zouden kleinere mootlengtes gewenst zijn. Dit drijft echter de kosten van andere factoren zoals voegconstructies en stortprocessen omhoog.
Vooral de voegconstructies zijn een tijd- en geldrovend element van kadeconstructies. Doordat ze een groot deel van de krachten moeten overdragen op de volgende sectie moeten ze sterk zijn, netjes worden uitgevoerd en afgewerkt, en geen storend element zijn voor de latere werkzaamheden op de kade.

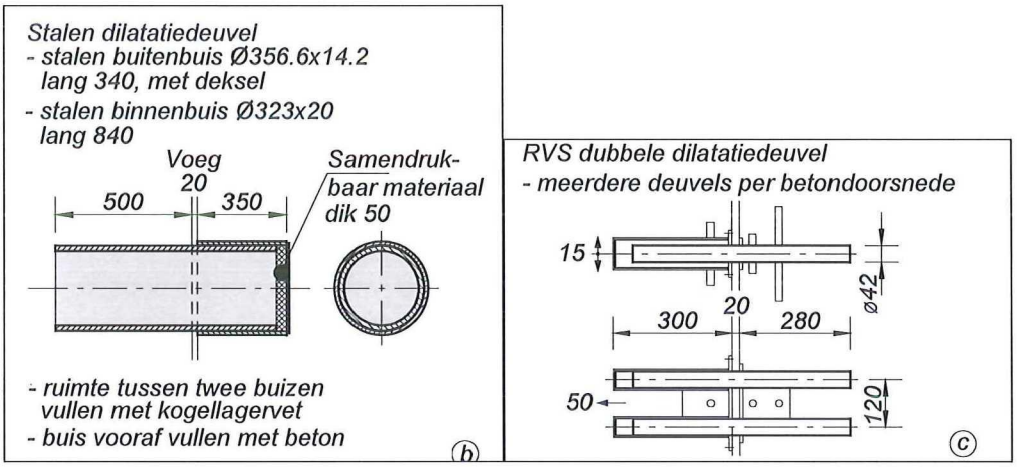
2.4.1 Tandconstructie

Dilatatievoegen worden meestal uitgevoerd als een betonnen tandconstructie aan weerskanten van de gestorte secties van de bovenbouw. Deze tandconstructie zorgt ervoor dat de normaal- en dwarskrachten op de volgende sectie worden overgedragen, en er dus een spreiding van de belastingen op de kade kan worden gerealiseerd. Door de lastige hoeken en de enorme krachten is het wapeningsnet voor deze tandopleggingen een zeer complexe en dus duur geheel.

Figuur 2.7 Traditionele tandconstructie.

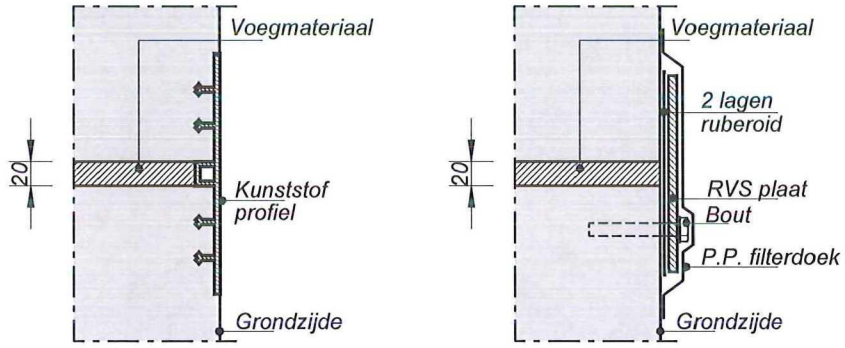
2.4.2 Deuvelconstructie

Door de geringe mate van flexibiliteit van de tandverbinding worden bij relatief grote verwachte verdraaiingen stalen deuvels toegepast. Deze worden in het beton gestort en vereisen nog meer wapening dan voor de tandconstructie nodig is.



Figuur 2.8 Stalen deuvels.

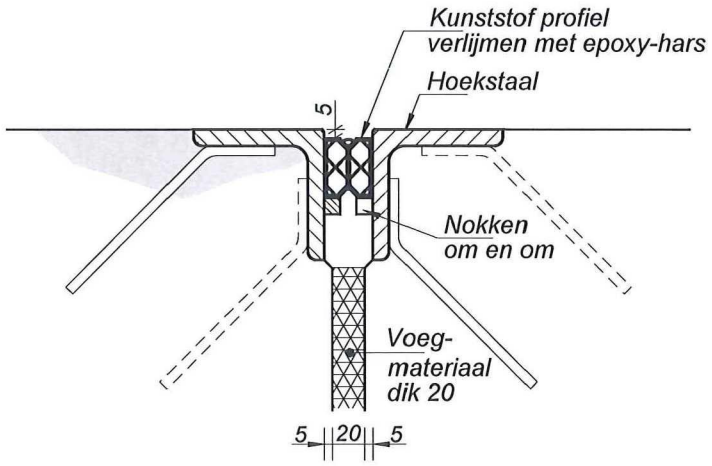
Aan de voegen aan de landzijde worden geen hoge eisen gesteld. De voeg moet gronddicht zijn en blijven, ook bij beperkte vervormingverschillen. Voegafdichtingen dienen flexibel genoeg te zijn om vervormingen toe te laten van 10 tot 15 mm in de voegrichting en tot 5 mm loodrecht hierop.



Figuur 2.9 Voegdichting grondzijde, stalen afdekplaat en rubber afdekprofiel.

Het type voegconstructie aan de waterzijde en in het kadedek wordt bepaald door de volgende factoren:

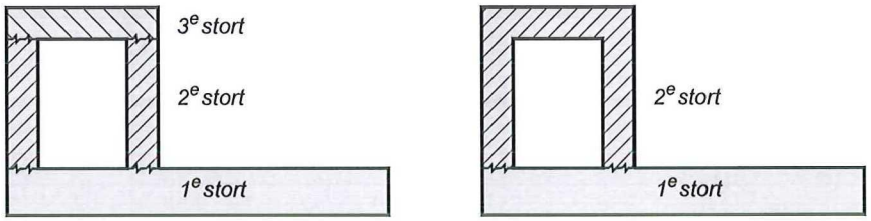
- Mechanische belasting door materiaal en materieel
- Eisen vloeistofdichtheid
- Omvang vervormingen bij de voegafstand van 30 a 40 meter inclusief verhardingskrimp van het beton, welke doorgaans niet groter is dan 20 mm.
- Vorm, hardheid en agressiviteit overslagmateriaal dat mogelijk op het dek ligt



Figuur 2.10 Voegconstructie kadedek.

2.4.3 Stortvoegen

Stortvoegen ontstaan als men niet de gehele te storten constructie in één keer kan storten en geen voegconstructies kan toepassen. Dit komt vaak voor bij de grote en zeer grote kokervormige bovenbouwconstructies van kademuren. Het benodigde volume beton is dan te groot om in één keer de vloer, de wand en het dek te storten. Doordat sommige delen later worden gestort dan andere, zal er altijd een temperatuur- en krimpspanning in de constructie ontstaan op de plek van de stortvoeg. Bij stortvoegen dient daarom altijd extra langswapening te worden toegepast om deze trekspanningen te kunnen opnemen.
Door het verminderen van de stortcycli kunnen de stortvoegen tot een minimum worden beperkt.



Figuur 2.11 Stortvolgorde ontlastvloer, kokerwanden en dek.

Doordat hierdoor de te storten volumes groter worden moeten er maatregelen genomen worden met betrekking tot het oplopen van de hydratatiewarmte van het beton.

3. Afstudeeronderzoek

3.1 Inleiding

Waarom worden kademuren uitgevoerd zoals ze worden uitgevoerd? Waarom zijn ze van gewone sterkte beton en waarom niet van hogesterktebeton of zelfs van zeer hogesterktebeton? Waarom worden de voegconstructies op zo'n omslachtige manier uitgevoerd? Zijn ze eigenlijk nog wel nodig? Op veel van de vragen waarin het waarom voorkwam was het antwoord vaak: "We doen het zo omdat het zo toch goed gaat". Het blijkt dat de technische ontwikkeling op het gebied van constructies in havens nogal wordt vertraagd door de conservativiteit van deze sector. Nu is het natuurlijk niet de bedoeling om met dit rapport de gevestigde orde tegen de schenen te schoppen en te zeggen dat het allemaal oud en uit de tijd is wat er gedaan wordt, maar wellicht kan dit een start zijn voor wat nieuwe ideeën of misschien wel nieuwe uitgangspunten voor het ontwerp en de uitvoering van kademuren..

Zo is de toepassing van hogesterktebeton al een bewezen verbetering in menige bouwsector. Er wordt al jaren gebruik van gemaakt en met aanzienlijk positieve resultaten. De toepassingen in de havengebieden zijn echter nog zeer beperkt. Mede door onervarenheid met deze betonsterktes en door het ontbreken van duidelijke regelgeving is deze ontwikkeling nogal traag. Door de enorme potentie van dit materiaal is er echter toch behoefte om hier onderzoek naar te doen.

Ook bij de uitvoering van voegconstructies is er behoefte aan verbetering. De problemen die elke keer weer de nek opsteken bij deze voegen zijn een doorn in het oog van zowel de ontwerper als de uitvoerder. Vooral de strenge eisen aan de scheurvorming in havengebieden maken van de voegconstructie een zeer complex geheel. De eisen aan scheurvorming zijn zo hoog vanwege het agressieve milieu, de zeer hoge belastingen op de kademuur en de enorme kapitalen die er omgaan in de havengebieden, wat het falen van een kademuur door scheurvorming als onacceptabel maakt. Een voegloze constructie die toch ongevoelig is voor scheurvorming is dan ook de droom van menig constructeur en aannemer.

3.2 Probleemstelling

Er is te weinig kennis en ervaring met de toepassing van hogesterktebeton bij de uitvoering van kademuren. Ook de mogelijkheden van het voegloos uitvoeren van kademuren zijn te weinig onderzocht.

3.3 Doelstelling

Het doel van dit afstudeerwerk is het onderzoeken van de toepasbaarheid en haalbaarheid van het voegloos uitvoeren van kademuren in hogesterktebeton.

3.4 Afbakening van het onderzoeksgebied

Het onderzoek zal zich vooral richten op de uitvoeringstechnische en constructieve haalbaarheid. Er zal gebruik worden gemaakt van huidige technieken en materialen. Er zal dus geen materialen onderzoek gedaan worden naar nieuwe soorten hogesterktebeton, wapening of andere elementen in de kademuur.
Er zal zowel een functionele als een constructieve uitwerking gemaakt worden van het ontwerp van een kademuurconstructie. De bodemopbouw en randvoorwaarden zullen gebaseerd worden op een doorsnede van een al bestaande kade in de Rotterdamse haven. Er zal bij de bovenbouw gekeken worden wat de mogelijkheden zijn als deze zou worden uitgevoerd in hogesterktebeton, al dan niet prefab uitgevoerd. Voor de onderbouw geldt dat deze de bovenbouw zal moeten kunnen ondersteunen en dat er een goede aansluiting tussen beide zal gemaakt kunnen worden.

Er zal hierbij gelet worden op het feit dat er de komende jaren waarschijnlijk een verschuiving zal optreden naar het veelvuldig toepassen van, al dan niet prefab, hogesterktebeton in vele sectoren. Hierdoor zal waarschijnlijk de prijs/ kwaliteit verhouding van HSB stukken verbeteren.
De gevonden alternatieven zullen dus misschien vandaag de dag nog niet technisch of economisch haalbaar zijn, maar dat wil dus niet zeggen dat ze dat nooit zullen worden.

In de volgende hoofdstukken zal wat verder worden ingegaan op de verschillende onderwerpen van het afstudeeronderzoek. Er zal gekeken worden naar wat er al bekend is op het gebied van voegloos uitvoeren van kademuren en op het gebied van hogesterktebeton. Hierna zullen enkele projecten worden aangehaald welke geheel of gedeeltelijk al gebruik maken van deze nieuwe technieken.

4. Voegloos uitvoeren

4.1 Alternatief voor de dilatatievoeg

Door de grote hoeveelheid tijd en moeite die het kost om voegen te maken is er de laatste jaren veel onderzoek gedaan naar alternatieven. Eén alternatief voor de dilatatievoeg wordt al toegepast in de uitvoering en dat is de krimpstrook. Bij het gebruik van een krimpstrook bij de uitvoering van een constructie spreken we dan ook van voegloos uitgevoerde constructies. Bij kademuren bestaat de krimpstrook uit een ruimte van 1.5 a 2 meter die opengelaten wordt tussen twee stortsecties.

Figuur 4.1 Krimpstrook in betonnen gording.

Aan weerszijden van de krimpstrook wordt een scherm van haringgraatstaal gebruikt om ervoor te zorgen dat wanneer de aanliggende secties gestort worden, het beton niet de krimpstrook invloeit. Haringgraatstaal is niet meer dan een soort kippengaas dat als functie heeft het tegenhouden van het beton tijdens het storten en het door laten lopen van de wapeningskorf. Het grote voordeel van het door kunnen laten gaan van de wapening is dat er geen ingewikkelde en zeer kostbare kopstukken gemaakt hoeven te worden. Het haringgraatstaal wordt door de staalvlechters in het wapenigsnet ingevlochten, en vormt geen verdere hindering voor de wapening. Wanneer er in de kademuur sprake zal zijn van zeer grote dwarskrachten, kan ervoor gekozen worden om de scheiding tussen de krimpstrook en aanliggende secties uit te voeren als een tandconstructie. Hierbij wordt het haringgraatstaal in een tandvorm ingevlochten in het wapeningsnet, zodat een verlopende verbinding ontstaat tijdens het storten van het beton. Ook hier hoeft er voor de wapening geen aparte kopconstructie gemaakt te worden en kan de langswapening gewoon doorlopen in de aanliggende gedeeltes.

Figuur 4.2 Detail krimpstrook.

Nadat het haringgraatstaal en de wapeningskorf geplaatst zijn kan de bekisting van de secties gemonteerd worden en kan er begonnen worden met het storten van het beton. Nadat de secties naast de krimpstrook gestort zijn laat men ze ongeveer twee weken uitharden, zodat de secties hun krimp- en temperatuursvervormingen al grotendeels kwijt zijn. Doordat de secties niet vast met elkaar

verbonden zijn gedurende deze tijd, zullen er op de kopse kanten dus ook geen trekspanningen in de constructie optreden.
Na deze droogperiode wordt de tussenliggende krimpstrook gestort. Doordat deze strook aanzienlijk korter is dan de normale sectielengte van 30 a 40 meter, zullen de vervormingen in deze strook door krimp en temperatuurverschillen ook aanzienlijk minder zijn dan voor de aangrenzende secties. Om de trekspanningen die toch zullen ontstaan tijdens het verhardingsproces op te vangen, wordt de krimpstrook vaak voorzien van extra wapening. Doordat deze wapening de extra trekspanningen opneemt zal de scheurvorming in de krimpstrook niet veel verschillen van de andere secties.

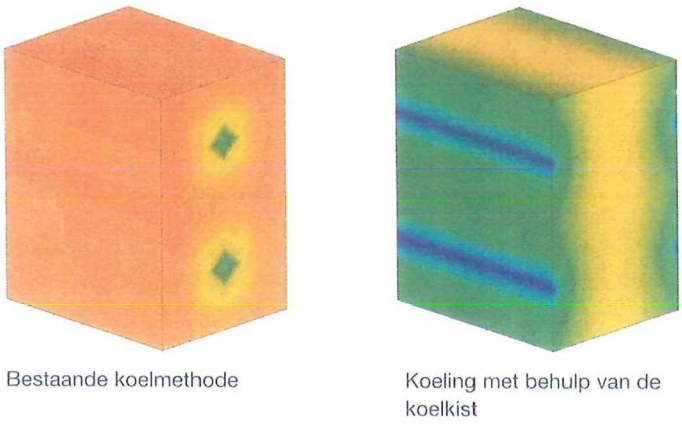
Een andere mogelijkheid is het weglaten van één kant van de krimpstrook en de tweede moot direct aan de eerste moot te storten. In dit geval is er dus eigenlijk helemaal geen voeg of dilatatie aanwezig en wordt de constructie steeds aangestort aan één kant. De wapening kan gewoon doorlopen en de enige begrenzing tussen de delen wordt gevormd door een scherm van haringgraatstaal welke het beton tegenhoudt tijdens het storten.
Het grote probleem bij het uitvoeren van zulke constructies zijn natuurlijk de temperatuur- en krimpvervormingen. Deze zullen door het ontbreken van een voeg direct op de aanliggende moot worden overgebracht. Hierdoor kan er een accumulatie van vervormingen optreden in de constructie wat natuurlijk een zeer onwenselijke situatie teweegbrengt.
Door het ontbreken van voegconstructies of krimpstroken kan er echter wel een enorme winst behaald worden in de snelheid van het stortproces. Vooral bij grote lengtes en veel stortcycli is dit een zeer aantrekkelijk alternatief. Op dit onderwerp zal uitgebreid worden ingegaan tijdens het afstudeeronderzoek. Er zijn al wel enkele constructies op deze manier uitgevoerd, maar voegloos uitgevoerde bovenbouwconstructies zijn nog niet gerealiseerd. De al wel gerealiseerde voegloze constructies werden allemaal uitgevoerd in beton van normale sterktes. Door de hoge bouwsnelheid van deze uitvoeringsmethode is het natuurlijk extra aantrekkelijk om dit te combineren met de snelle verharding van HSB. De toename van de bouwsnelheid door de combinatie van deze twee zou wel eens een enorme verbetering kunnen opleveren bij de uitvoering van kademuren.

4.2 Beperking nadelen stortvoeg

Stortvoegen zijn altijd een onderdeel van de kademuur waar geconcentreerde trekspanningen in de constructie optreden. Door deze spanningen is het risico van scheurvorming in deze gebieden vrij groot.
Voor de stortvoeg is nog niet echt een alternatief ontwikkeld. Men kan er alleen maar voor zorgen de nadelen tot een minimum te beperken. Dit gebeurt door toepassing van extra wapening in de doorsnede en door koeling of verwarming van het beton om de temperatuursontwikkeling beter te kunnen controleren. Men probeert ook de stortcycli van de constructie zo snel mogelijk na elkaar te laten plaatsvinden, zodat het tijdsverschil tussen de gestorte delen minder wordt en dus de temperatuur- en krimpverschillen tussen beide delen ook minder worden. Hiervoor wordt er gebruik gemaakt van beton dat een grote stijfheid bezit en bijvoorbeeld een bekisting voor vloer en wand in één als men met een L- muur te maken heeft. Zodra de vloer een beetje verhard is kan de wand er gelijk aangestort worden, omdat de bekisting al aanwezig is en het beton al voldoende sterkte bezit. Hierdoor wordt het mogelijk om met een relatief korte tussentijd de verschillende delen aan elkaar te storten.

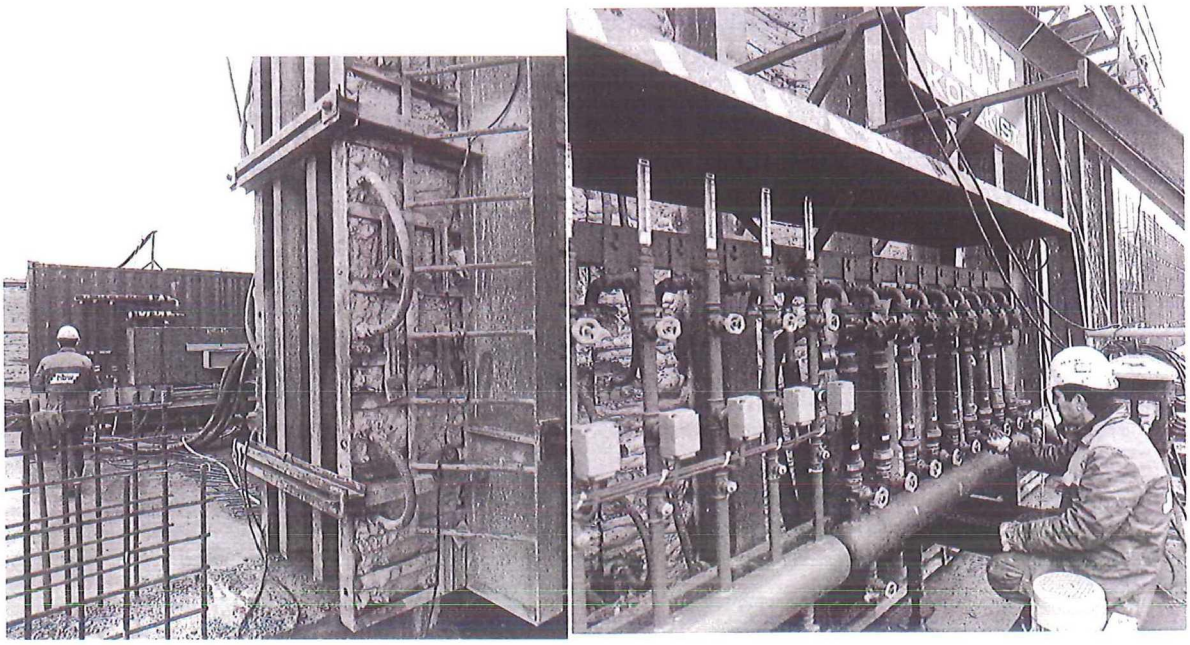
Figuur 4.3 L-muur met rolbekisting. Stortcycli van muur en vloer vlak na elkaar.

Bij het koelen van beton gaat het er om de temperatuur- en krimpverschillen in het beton enigszins te beperken en zo de scheurvorming tegen te gaan. Dit werd normaal gezien bewerkstelligd door in het beton buizen in te storten waardoor koud water werd gepompt. Hierdoor kon het verhardende beton zijn warmte kwijt aan het water zodat de verschillen in temperatuur in het beton aanzienlijk minder werden. Vooral bij massieve constructies is deze manier van koelen zeer geschikt.
Tegenwoordig wordt het gebruik van koelkisten steeds vaker toegepast. Vooral bij lange repeterende stukken van dunwandige constructies, zoals grote moderne kademuren, is het gebruik van een koelkist zeer aantrekkelijk.



Figuur 4.4 Verschil tussen koelbuizen en koelkist bij dunwandige constructies

De koelkist bestaat uit een bekisting met stalen of plastic buizen waar water doorheen wordt gepompt. De betonconstructie geeft via de stalen bekistingwanden zijn warmte af aan het water. Door deze manier van koelen is het niet nodig om extra buizen in te storten in de constructie en wordt er dus tijd en materiaal gespaard.



Figuur 4.5 Details koelkist. Verbindingsslangen en verdeelstation

Tegenwoordig is het mogelijk om met programmatuur te voorspellen wat de temperatuurontwikkelingen in de betonconstructie zijn tijdens het verhardingsproces. Een veel gebruikt programma is het eindige elementen softwarepakket FeC_3S. Dit programma wordt al enkele jaren gebruikt bij het ontwerpen van koelelementen voor betonconstructies.
Soms is het niet gewenst om te koelen maar juist om te verwarmen. Vooral bij stortvoegen kan het handig zijn om het al gestorte gedeelte te verwarmen. Hierdoor wordt het volume groter zodat dit oude deel later kan meebewegen met het nieuwe te storten deel.

Al deze maatregelen worden al wel toegepast in de bouw, maar zijn nog niet gebruikelijk bij het uitvoeren van kademuren. Er zijn wel enkele projecten uitgevoerd in de Rotterdamse haven met betrekking tot korte stortcycli en het koelen van de constructie, maar deze hebben alleen betrekking op constructies uitgevoerd in beton van normale sterktes. De betoneigenschappen en temperatuursontwikkelingen in HSB zijn natuurlijk heel anders dan beton van normale sterkte. In het volgende hoofdstuk zal er worden ingegaan op deze en andere eigenschappen. Er zal ook worden ingegaan op de ontwikkelingen ten aanzien van nieuwe technieken en rekenmethoden.

5. Hogesterktebeton

Beton met hoge sterkte werd voor het eerst op grote schaal toegepast voor de bouw van offshore platforms in de Noorse fjorden en vervolgen ook voor de hoogbouw in de Amerikaanse "downtowns". Door de hoge duurzaamheid en snelle sterkteontwikkeling van het beton was dit het ideale materiaal om beter en efficiënter te kunnen bouwen en zijn de laatste decennia de toepassingen van hogesterktebeton enorm toegenomen in bijna alle sectoren van de bouw.

5.1 Eigenschappen

5.1.1 Verschillen in beton

Het onderscheid tussen beton met normale sterkte en beton met hoge sterkte ontwikkelde zich in de loop der jaren. Tegenwoordig ligt de grens waarbij we zeggen dat we te maken hebben met hogesterktebeton (HSB) bij een karakteristieke kubusdruksterkte van ongeveer 50N/mm^2. Indien er sprake is van een druksterkte die ver boven de 105N/mm^2 ligt dan spreken we van zeer hoge sterkte beton (ZHSB).

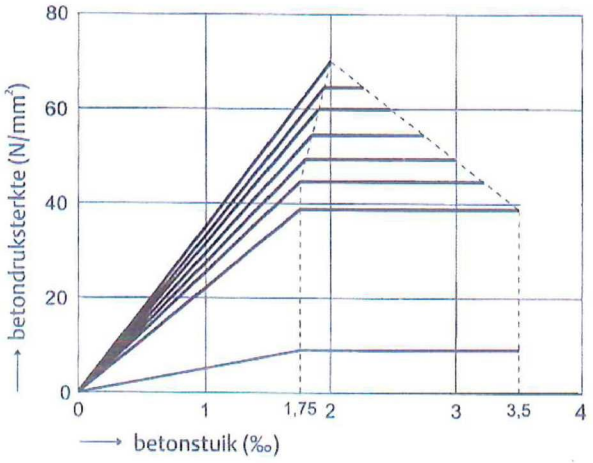
Om beton met hoge sterkte te verkrijgen moet in eerste instantie cement met een hoge kwaliteit worden gebruikt. Door vervolgens een lage water- cementfactor (wcf) toe te passen wordt er een beton met een hoge kubusdruksterkte verkregen. In wezen zou een lage wcf dus voldoende zijn om beton met een hoge sterkte te vervaardigen. Het nadeel van een lage wcf is echter dat het betonmengsel zeer droog en stijf wordt en daardoor niet of nauwelijks meer te verwerken en verdichten. Slecht verdicht beton bevat veel holle ruimte, wat weer een nadelige invloed heeft op de sterkte en duurzaamheid. Er zal dus altijd een combinatie gevonden moeten worden waarbij een lage wcf gecombineerd wordt met een goede verwerkbaarheid. Om dit te realiseren is het gebruik van toeslagmaterialen in het betonmengsel van cruciaal belang. Omdat de laatste jaren steeds meer ontwikkeling op het gebied van toeslagmaterialen heeft plaatsgevonden, zal in de volgende paragraaf hier verder op worden ingegaan. Het volstaat hier om te melden dat deze materialen de kwalitatieve eigenschappen van het betonmengsel met een lage tot zeer lage wcf aanzienlijk verbeteren. De samenstelling van beton met hoge sterkte kan door het toepassen van de verschillende toeslagmaterialen aardig complex worden. Doordat dit het toepassen van in het werk gestort beton bemoeilijkt, zal hier een duidelijk onderscheid worden gemaakt. Men gaat er vandaag de dag van uit dat beton met een kwaliteit tot rond de B100 nog in het werk te storten is. Er zullen dan wel extra maatregelen getroffen moeten worden met betrekking tot de nauwkeurigheid van de kwaliteit van het betonmengsel. Betonsterktes ver boven de B100, dus zeer hoge sterktebeton (ZHSB), kunnen nu alleen nog worden gemaakt in de betonfabriek zelf. Dit ZHSB wordt gebruikt voor prefab elementen met sterkteklassen van het beton tot ongeveer B200.
De tweedeling tussen wat nog in het werk gestort kan worden en wat alleen prefab te maken is, is afhankelijk van uitvoeringstechnische en materiaal factoren. De verwachting is dat de grens voor wat in het werk gestort kan worden de komende jaren verder verschuift richting de steeds hogere sterktes door de betere regulering van de betonkwaliteit en betere uitvoeringsmethoden.

5.1.2 Krimp en kruip

Over het algemeen vertoont HSB minder krimp- en kruipvervorming dan normale beton. Door de dichte oppervlaktestructuur en het lage watergehalte treedt nauwelijks vochtverlies op.
Krimp en kruipvervormingen spelen een belangrijke rol bij het ontstaan van scheuren in het beton. Scheuren in de constructie hebben een negatief effect op de duurzaamheid en sterkte van de constructie. Vooral in maritieme milieus worden hier dan ook strenge eisen aan gesteld, aangezien de agressieve elementen in deze milieus een grote invloed op de constructie kunnen hebben. Het beperken van scheurvorming door krimp- en kruipvervormingen in de constructie is dus van wezenlijk belang in het ontwerp van kademuren, zeker wanneer deze in hogesterktebeton worden uitgevoerd, aangezien deze constructies vaak dunnere wanden hebben en een hoger wapeningspercentage.

5.1.3 Brosheid en ductiliteit

Het spanning- vervormingdiagram van beton heeft een stijgende tak, waarvan de helling wordt bepaald door de elasticiteitsmodulus.

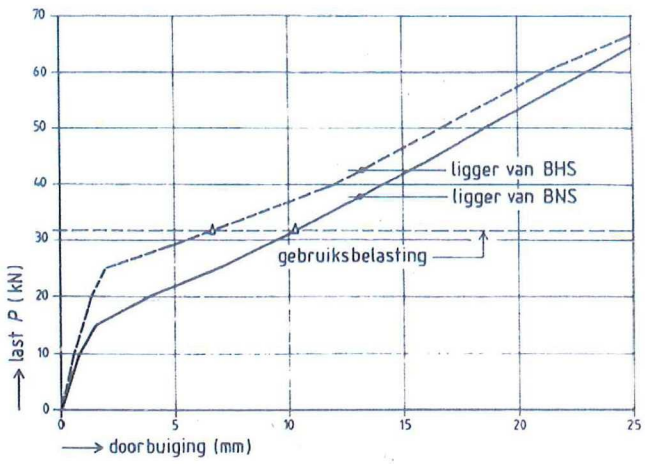


Figuur 5.1 σ-ε diagram van verschillende betonsterktes

Na het bereiken van de druksterkte of de piekspanning neemt de spanning af als functie van de vervorming, het zogenaamde strain- softening gedrag. Dit gedrag karakteriseert de taaiheid van het materiaal of de opneembare vervormingenergie. Naarmate de maximale druksterkte toeneemt wordt de dalende tak steiler. Voor HSB wordt een zeer steile dalende tak verkregen, die zelfs voor sommige zones een positieve helling vertoont. Indien bij HSB geen bijzondere maatregelen worden genomen bij het uitvoeren van een drukproef, wordt een zeer explosieve breuk verkregen, waarbij het breukvlak dwars door het granulaat loopt. Om die reden wordt aan HSB veelal een bros karakter toegeschreven. Onder ductiliteit van een constructie wordt verstaan het vermogen om plastisch te vervormen. Een hoge ductiliteit is onder meer vereist voor constructies die onderhevig zijn aan schokbelastingen, wat bij kademuren zeker een belangrijk element is. Denk hierbij aan container- en kraanbewegingen en eventuele aanvaringen Hoewel aan HSB een bros karakter wordt toegeschreven hebben constructies in HSB toch een hoge ductiliteit. Dit wordt veroorzaakt door het hoge wapeningspercentage in dit soort constructies.

5.1.4 Gebruiksgedrag

In onderstaande figuur is het last- doorbuigingsdiagram gegeven van twee identieke balken van gewapend beton met een overspanning van 5 meter, onderworpen aan een vierpuntsbuigproef. De ene balk is uitgevoerd in normaal beton (f'cil = 35N/mm^2) en de andere in HSB (f'cil = 83N/mm^2). Bij de gebruiksbelasting vertoont de balk in HSB een duidelijk kleinere doorbuiging. Dit gunstige effect is hoofdzakelijk te danken aan een toename van het scheurmoment, tengevolge van de grotere treksterkte van HSB. Het scheurmoment bepaalt de overgang van de ongescheurde fase (eerste vrij steile tak in de figuur) naar de gescheurde fase (tweede minder steile deel van de figuur). Het verschil tussen de twee soorten beton is duidelijk te zien.



Figuur 5.2 Last-doorbuigingsdiagram

Belangrijk voor het vervorminggedrag van betonconstructies is de elasticiteitsmodulus "E". Deze bepaalt niet alleen de axiale verkorting maar ook de uitbuiging van constructies. Aangezien deze factor toeneemt met de betondruksterkte, zal een constructie in HSB minder uitwijkingen geven dan een constructie in normaal beton.

5.1.5 Duurzaamheid

Onder meer ten gevolge van de hoge plasticiteit van de betonspecie kan bij HSB een goede verdichting worden bereikt. Samen met de lage wcf en het hoge cementgehalte wordt hiermee een hoge duurzaamheid verkregen. Belangrijk zijn ook poriënverdichtende additieven, zodat de permeabiliteit en diffusiemogelijkheid voor koolzuurgas en chloriden aanzienlijk afnemen.

5.2 Opbouw van het betonmengsel

5.2.1 Cement

Cement is natuurlijk het basisbestanddeel van het betonmengsel. Door de hoge eisen aan de druksterkte is het gehalte van cement in HSB aanzienlijk. Cementgehaltes van 400 tot 600 kg/m^3 zijn niet ongebruikelijk. Voor toepassingen in HSB wordt vaak voor Portlandcement klasse C gekozen. Dit door de explosief snelle sterkteontwikkeling van het mengsel. Het nadeel van een explosieve sterkteontwikkeling is echter dat dit gepaard gaat met een eveneens explosieve temperatuursontwikkeling. Vooral bij de grotere constructies, zoals kademuren, kan dit de nodige problemen opleveren. Er zijn echter ook cementsoorten die een veel lagere sterkteontwikkeling hebben dan Portlandcement en dus ook minder last hebben van explosieve warmteontwikkeling in het betonmengsel. Bij het ontwikkelen van een geschikt betonmengsel dient hier zorgvuldig mee omgegaan te worden, aangezien de effecten van de verschillende soorten cement nogal kunnen verschillen.

5.2.2 Toeslagmaterialen

De toeslagmaterialen in het betonmengsel vormen samen het korrelskelet. Dit zijn de massieve delen van het betonmengsel, waartussen de cement de verbindingen vormt tijdens het verhardingsproces. Het ideale toeslagmateriaal voor HSB heeft een hoge korreldruksterkte, een hoge elasticiteitsmodulus en een oppervlaktestructuur die een optimale hechting aan de cementsteen oplevert. De korrelopbouw moet een minimale waterbehoefte combineren met een zo groot mogelijke verwerkbaarheid van de specie. Te prefereren is een kleine korrelgrootte. Het totale oppervlak van de toeslagmaterialen is hierbij groter waardoor de gemiddelde hechtspanning tussen mortel en toeslagmateriaal beperkt blijft en verstorende spanningsconcentraties in mindere mate zullen optreden. De maximale korrelgrootte mag echter ook weer niet te klein zijn om de waterbehoefte niet nadelig te beïnvloeden. Een maximale korrelgrootte tussen 10 en 20 mm blijkt een redelijk optimale situatie te geven bij gebruik in HSB. De korrelopbouw dient met grote zorg te worden samengesteld, aangezien deze van grote invloed is op de uiteindelijke sterkte en mechanische eigenschappen van het betonmengsel.

5.2.3 Superplastificeerder

Door de verlaging van de wcf in HSB neemt de verwerkbaarheid van het betonmengsel af. Om dit nadeel te compenseren worden er zogenaamde "sterk-waterreducerende" hulpstoffen toegevoegd aan het betonmengsel. Deze hulpstoffen worden ook wel superplactificeerders genoemd, aangezien de plasticiteit van het betonmengsel beter wordt na toevoeging van deze stoffen.
Het betreft hier producten die worden geadsorbeerd aan het oppervlak van de cementkorrels. Deze worden hierdoor negatief geladen en gaan elkaar afstoten. Dit veroorzaakt een betere fysische dispersie van de cementkorrels, waardoor het smerend effect van de cement wordt verbeterd.

5.2.4 Bindingsvertrager

Bindingsvertragers worden toegepast om de hydratatiewarmte te spreiden in de tijd en hierdoor de thermische spanningen te beperken.

5.2.5 Additieven

Aangezien HSB wordt vervaardigd met een zeer lage wcf en een hoge dosering hulpstoffen (om de gewenste consistentie te kunnen bereiken) is het lastig om een stabiel mengsel te verkrijgen. Om toch te zorgen voor een stabiele specie wordt er veel gebruik gemaakt van vliegas (siliciumpoeder) en Silicafume (zeer fijn siliciumpoeder). Naast een verbeterde stabiliteit leveren deze stoffen ook een

bijdrage aan de dichtheid, aangezien het een aanvulling levert in het allerfijnste gedeelte van de korrelopbouw.

5.2.6 Vezels

De laatste jaren wordt er veel onderzoek gedaan naar de toepassing van vezelversterkt beton. Door het toedienen van vezels aan het betonmengsel is het mogelijk om een aanzienlijke winst te behalen op verschillende eigenschappen van het mengsel. Over het algemeen worden er staalvezels aan het betonmengsel toegevoegd, maar de laatste jaren worden er ook andere materialen gebruikt voor deze techniek. Zo worden er glasvezels, kunststofvezels en zelfs organische vezels toegepast om de eigenschappen van het betonmengsel te verbeteren. De belangrijkste voordelen van met staalvezel versterkte betonmengsels ten opzichte van standaard gewapend beton is de hogere slijtvastheid, de grotere buigzaamheid, een kleinere benodigde wapeningshoeveelheid en een grotere weerstand tegen scheurvorming. Doordat de vezels in het beton een extra verbinding vormen tussen de verschillende elementen, kan de treksterkte van het beton aanzienlijk verbeteren. Door deze versterking kan in sommige gevallen de volledige wapening worden vervangen door staalvezels, wat natuurlijk een enorme vooruitgang is ten aanzien van de uitvoering van betonnen constructies.

5.3 Uitvoering

5.3.1 In het werk gestort

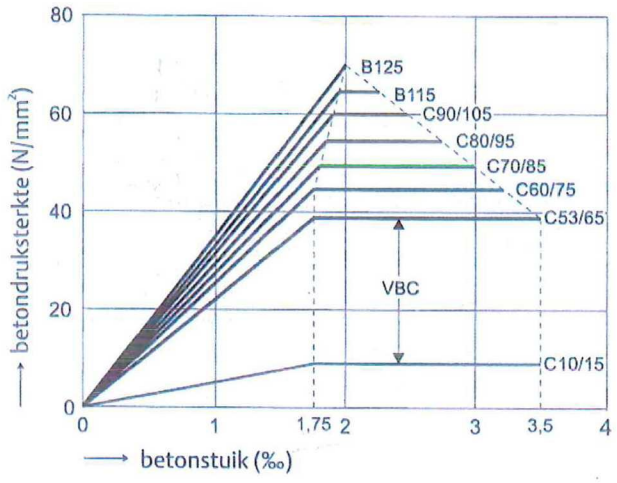
Wanneer sprake is van in het werk gestorte beton bij kademuren, dan gaat het bijna altijd over beton in de sterkteklasse B15 tot B35. Alleen een deel van een achterkraanbaan is wel eens als proefproject uitgevoerd in HSB. Door de enorme mogelijkheden van HSB voor kademuren (hoge duurzaamheid, lage permeabiliteit, efficiënt materiaalgebruik en snelle sterkteontwikkeling) is het natuurlijk een uitdaging om te kijken of de volledige bovenbouwconstructie uit te voeren is met behulp van HSB. Door de grotere nauwkeurigheid waarmee het mengsel vervaardigd dient te worden en de kortere tijdsspan waarin het gestort dient te worden, zijn er voor HSB veel zwaardere eisen met betrekking tot de uitvoering.
Zoals eerder vermeld gaan we er vanuit dat er bij in het werk storten van beton gebruik gemaakt kan worden van betonklassen tot ongeveer B100.
Voor het in het werk storten van hogere sterkteklassen zou een enorme toename van geconditioneerde omgevingen nodig zijn, wat tegenwoordig nog niet realiseerbaar is.
Bij HSB is het mogelijk om, door toepassing van hulpstoffen en additieven, een zeer vloeibare specie te leveren. De vloeibare specie maakt het mogelijk om onder bepaalde omstandigheden te storten zonder mechanisch te hoeven verdichten. Dit levert natuurlijk de nodige voordelen op met betrekking tot geluidshinder, arbeid en wapeningsdichtheid.

5.3.2 Prefab elementen

Het toepassen van prefab elementen wordt al deels toegepast in kademuren. De (ontlast)vloer wordt dan uit prefab elementen opgebouwd, waarna deze worden ingestort om een vast geheel te vormen. Deze constructiemethode is snel en effectief, alleen is de constructie door de losse elementen wel gevoeliger voor schade bij aanvaring. Door nu de gehele constructie uit te voeren in prefab elementen zou dit nadeel wel eens kunnen worden geëlimineerd. Er wordt hier dan van uit gegaan dat er moten worden aangevoerd met een logische breedte, welke naast elkaar geplaatst kunnen worden. Om de elementen in lengterichting met elkaar te verbinden zou er gebruik gemaakt kunnen worden van voorspanning.
Prefab elementen kunnen worden geleverd in betonsterkte klassen tot ongeveer B200. Doordat de elementen in de betonfabriek geproduceerd worden kan er zeer nauwkeurig gewerkt worden, zowel aan de samenstelling van het betonmengsel als aan de dimensies van de prefab onderdelen.
Door de directe aanwezigheid van open water bij kademuren is het goed mogelijk om grote elementen te maken en deze aan te voeren via schepen. Door grote elementen toe te passen worden de kosten waarschijnlijk veel lager dan bij toepassing van veel kleine elementen.
Doordat de elementen al in een vroeg stadium worden gemaakt, ver voor het tijdstip waarop ze worden geplaatst, is de grootste vervorming onder invloed van temperatuur en krimp al opgetreden. Wel moet er rekening gehouden worden met het feit dat wanneer er voorgespannen wordt, de elementen hierdoor wel enige vervormingen zullen ondergaan. Aangezien de combiwand een star geheel is in de lengterichting moet er goed gekeken worden naar de verbinding tussen onder- en bovenbouw.
Van deze uitvoeringsmethode van kademuren zijn nog geen praktijkvoorbeelden te vinden en er zal dus gekeken moeten worden naar bouwsectoren waar dit principe al wel wordt toegepast, zoals bij de bruggenbouw.

5.4 Rekenregels

Door de sterke toename van het gebruik van HSB in de verschillende bouwsectoren is de vraag naar regelgeving over de toepassingen hiervan uiteraard gestegen. In 1994 is de CUR-Aanbeveling 37 verschenen waarin werd voorzien in de regelgeving die noodzakelijk was om betonconstructies te ontwerpen en uit te voeren in HSB tot een sterkteklasse B105. Die regelgeving is 10 jaar later bijgewerkt door het verschijnen van de CUR-Aanbeveling 97. Deze aanbeveling is opgesteld door de CUR-Voorschriften-Commissie VC73 "Hogesterktebeton". CUR-Aanbeveling 97 geldt voor HSB, al dan niet zelfverdichtend.
De druksterktes worden nu aangeduid conform de NEN-EN 206-1.
Zo wordt bijvoorbeeld de druksterkte B105 aangeduid met C90/105, waarin C90 de karakteristieke cilinderdruksterkte en 105 de karakteristieke kubusdruksterkte voorstelt. De σ-ε-diagrammen per sterkteklasse zijn weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 5.3 σ-ε diagram van HSB

De commissie is van mening dat van beton met een hogere sterkteklasse dan C90/105 onvoldoende gegevens beschikbaar zijn om hiervoor rekenregels in deze CUR 97 op te nemen.

5.4.1 Elasticiteitsmodulus

Een bi-lineair diagram voor HSB is ook volgens de Eurocode toegestaan. De daar gehanteerde waarden voor ε'_{bu} wijken slechts in geringe mate af. De elasticiteitsmodulus moet worden bepaald uit:

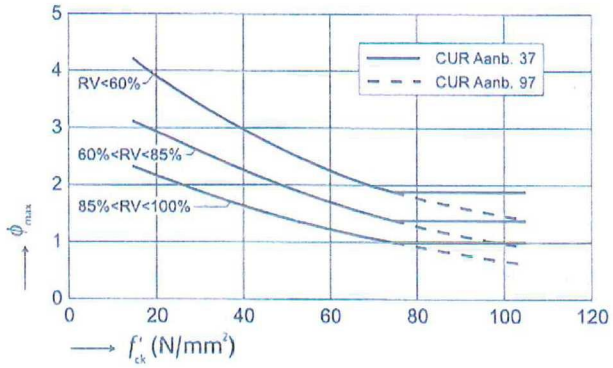
$E'_b = (35900 + 40 f'_{ck})$ in N/mm^2

Dit geldt voor beton samengesteld met grind, met ten hoogste 20% vervangende toeslagmaterialen volgens art.5.1.1.1 van NEN 6720 (VBC 1995). De gebruikte steensoort als toeslagmateriaal oefent een significante invloed uit op de elasticiteitsmodulus. Om vervormingen van grote constructies beter te kunnen bepalen, is ervoor gekozen de E-modulus afhankelijk te maken van de soort toeslagmateriaal.
Indien gebroken graniet, basalt of harde dichte kalksteen als basistoeslagmateriaal is toegepast, moet de rekenwaarde van de E-modulus van beton C60/75 of hoger met de bovenstaande formule worden berekend en vermenigvuldigd met 1,2. Indien echter gebroken harde zandsteen als toeslagmateriaal is toegepast, moet de uitdrukking worden vermenigvuldigd met 0,7.

5.4.2 Tijdsafhankelijke vervorming

Voor de berekening van krimp en kruip wordt voor HSB dezelfde formulering gehanteerd als in de VBC 1995.

Voor de kruip zijn alleen de waarden van κ_b en ϕ_{max} zijn aangepast voor C60/75 (κ_b =0.6) en werden constant gehouden voor hogere sterkteklassen. Deze formulering bleek in de praktijk tot een aanzienlijke overschatting van de kruipvervorming te leiden. Omdat nu meer proefresultaten beschikbaar zijn, kunnen de kruipfactor ϕ_{max} en de factor κ_b nu beide als functie van de betonsterkte worden gegeven. Beide factoren blijken nu op meer natuurlijke wijze te dalen.



Figuur 5.4 Kruipfactor als functie van de betonsterkteklasse

Met deze kruipformulering van HSB kan in een traditionele situatie (belasten na 28 dagen) de kruipontwikkeling van een constructie voldoende nauwkeurig worden bepaald.

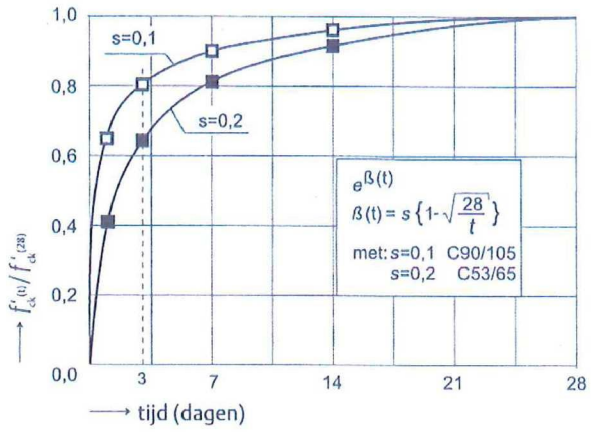
Voor de krimp zijn de waarden van κ_b en ϕ_{max} hetzelfde aangepast als voor de kruip is gedaan.

Deze formulering beschrijft echter alleen de uitdrogingskrimp. Bij het toepassen van een lage wcf en/of het gebruik van fijne toeslagmaterialen ontstaat ook autogene krimp, ook wel verhardingskrimp genoemd. Deze krimp is de uitwendig waarneembare vervorming van de constructie onder invloed van chemische krimp, zwelling en autogene krimp (zelfuitdroging). Verhindering van verhardingskrimp resulteert in spanningen en mogelijk in scheuren. Dit laatste hangt af van de verhinderinggraad. Aangenomen wordt dat de totale krimpverkorting de som is van de uitdrogingskrimp en de verhardingskrimp:

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

De uitdrogingkrimp wordt berekend zoals ook al is vastgelegd in CUR-Aanbeveling 37. Toegevoegd wordt de berekening voor de verhardingskrimp.

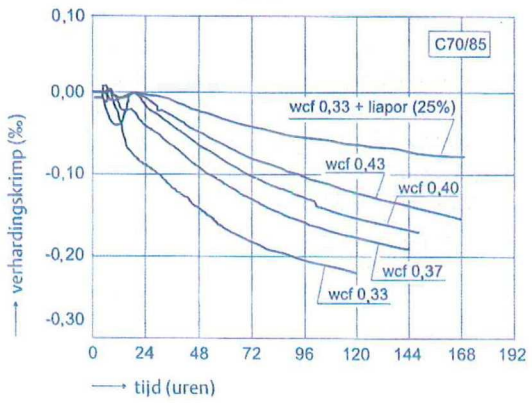
Het zonder meer superponeren van verhardingskrimp en uitdrogingskrimp blijkt niet altijd tot betrouwbare resultaten te leiden. De formules voor uitdrogingskrimp die zijn geëxtrapoleerd van lagere sterkteklassen blijken voor een deel ook autogene krimp te bevatten. Op basis van onderzoek blijkt een redelijke aanname om de optredende verhardingskrimp, die zich ontwikkeld gedurende de eerste 28 dagen, te superponeren bij de uitdrogingskrimp zonder dat een overschatting van de totale krimp (verharding en uitdroging) optreedt.



Figuur 5.5 Sterkte- en verhardingskrimp als functie van de tijd

De druksterkteontwikkeling is vrijwel gelijk aan die in de Eurocode. De factor s is echter voor HSB lager gekozen (0.1 in plaats van 0.2), omdat de verhardingskrimp sneller verloopt dan de sterkte-ontwikkeling. Na drie dagen is al circa 80% van de verhardingskrimp bij C90/105 opgetreden. Deze krimp is dan gelijk aan $0{,}23*10^{-3}$. Bij verhinderde vervorming zal zeker scheurvorming ontstaan. Met de factor s wordt de snelheid van verharden ingesteld. Deze factor hangt af van de soort en de sterkteklasse van cement. Zo is voor C53/65 de s gelijk aan 0.20 voor CEMI/B42,5N en s=0.35 voor CEMIII/B42,5N. Door de keuze van de cementsoort (CEMIII ipv CEMI) wordt de verhardingskrimp vertraagd. Om de snelheid van de verhardingskrimp verder te reduceren kan er gebruik gemaakt worden van Liapor(F10). Dit is een waterverzadigd toeslagmateriaal dat ervoor zorgt dat de krimp minder snel verloopt. Een deel van dit voordeel verliest men later weer omdat de uitdrogingskrimp later groter is dan van een mengsel zonder waterverzadigd toeslagmateriaal. De krimp treedt echter langzamer op en de resulterende spanningen blijven lager als gevolg van relaxatie.

6 | Verhardingskrimp (autogene krimp) als functie van de water-cementfactor



Figuur 5.6 Verhardingskrimp (autogene krimp) als functie van de wcf

5.4.3 Wapening

Maximum wapening

Om ervoor te zorgen dat in alle gevallen het betonstaal de vloeispanning zal bereiken voordat het beton bezwijkt, wordt een grens gesteld aan de hoogte van de betondrukzone (indirect aan een maximum wapeningspercentage). Het relatief brosse karakter van HSB vindt men terug in het σ-ε-diagram door een kleinere betonstuik $\varepsilon_{bu}^{'}$ en dus een kortere of geen "vloei"-tak. Deze betonstuik neemt af naarmate de betonsterkte toeneemt.

Minimum wapening

De zeer strenge eis met betrekking tot de minimum wapening zoals was vermeld in CUR-37 is vervallen. In de nieuwe CUR-97 wordt dezelfde eis gesteld aan HSB als in de VBC 1995:

$$M_u \geq M_r \leq 1{,}25 M_d$$

Dit is een behoorlijke verlaging ten opzichte van de hoeveelheid minimum wapening bepaald in CUR-37. Daar gelde namelijk:

$$M_u \geq M_r \leq (2-\eta_s)1{,}5 M_d \text{ waarin } \eta_s = \frac{(105 - f_{ck}^{'})}{40}$$

Voor $f_{ck}^{'}$=65N/mm^2 leverde dit op M_r=1,5 M_d en voor $f_{ck}^{'}$=105N/mm^2 zelfs M_r=3 M_d.

Dit in vergelijking met de maximale M_r=1,25 M_d nu, is dat een behoorlijke verlaging van het wapeningspercentage.

Dwarskrachtwapening

Indien geen dwarskrachtwapening is toegepast mag de waarde van τ_1 worden bepaald met de formules uit de VBC 1995, waarin voor f_b de waarde behorende bij sterkteklasse C53/65 moet worden toegepast voor alle betonsterkten hoger dan C53/65. Het τ_1-aandeel is dus constant voor HSB. De dwarskrachtsterkte kan door het toepassen van dwarskrachtwapening verder worden verhoogd.

Op grond van experimentele gegevens moet de waarde van τ_1, bij dwarskracht en normaaltrekkracht, met 0.5 maal de normaaltrekspanning worden verlaagd.

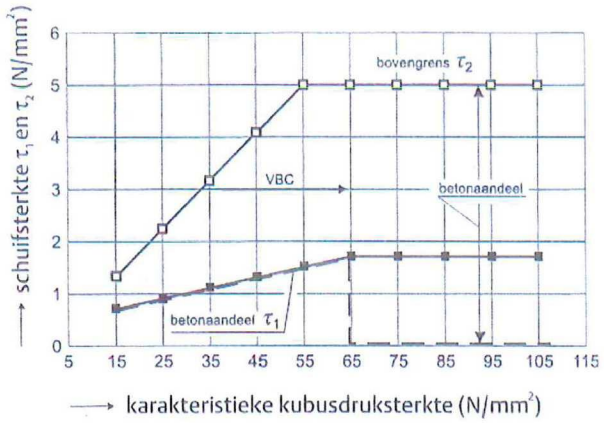
Ponswapening

Op basis van een beperkt aantal proeven verricht aan de ponssterkte van platen in HSB, constateert men dat de ponssterkte van platen zonder ponswapening voor betonsterkten hoger dan C60/75 niet of nauwelijks meer toeneemt. Veiligheidshalve is voor de waarde van τ_1 dan ook de waarde van C53/65 aangehouden:

$$\tau_1 = 1{,}72\kappa_d \sqrt[3]{\omega_0} \geq 1{,}72 N/mm^2$$

Indien τ_d groter is dan τ_1 wordt τ_1 vooralsnog op nul gesteld. Dus de volledige ponskracht moet dan door ponswapening worden opgenomen. Als bovengrenswaarde geldt de VBC-waarde voor C53/65:

$$\tau_u = \tau_s < 5N/mm^2$$



Figuur 5.7 Ponscapaciteit voor HSB

6. Referentieprojecten

6.1 Amazonehaven

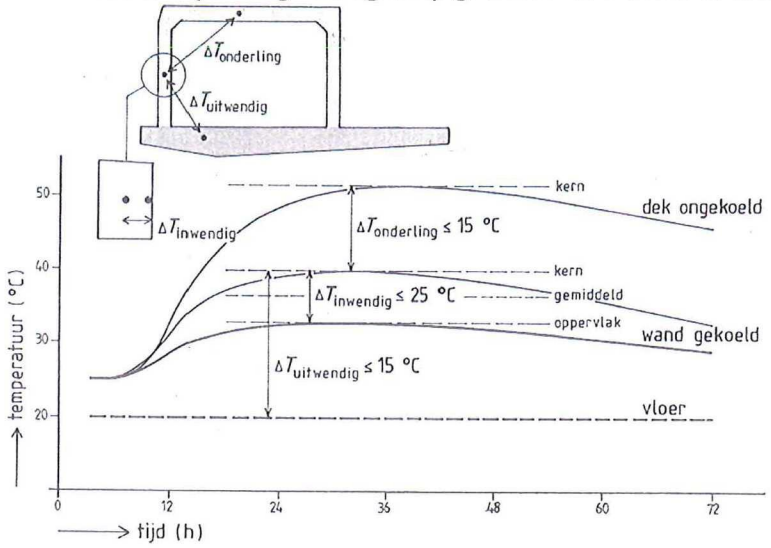
6.1.1 Koelkist

Bij de bouw van de meer dan een kilometer lange kademuur in de Amazonehaven is gebruik gemaakt van een koelkist. Deze werd toegepast op het tweede deel van de uitvoering van de kademuur, fase 1B en 2A genaamd. Dit deel van de kademuur is in den droge gebouwd. De onderbouw van de kademuur bestaat uit een stalen combiwand met MV palen en prefab betonpalen. De bovenbouw is uitgevoerd als een kokerconstructie. Door het dunwandige kokerprofiel en repeterende stortcycli is er hier gebruik gemaakt van een stalen tunnelbekisting. Elke week werd er een mootlengte van 20 meter gestort, waarna de koelkist werd verplaatst naar de volgende moot.

Figuur 6.1 Koelkist bij de uitvoering

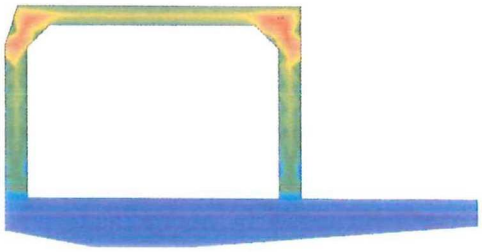
Het toepassen van een koelsysteem was noodzakelijk om zowel in de winter als in de zomer te voldoen aan de volgende criteria.

- Het verschil tussen de gemiddelde temperatuur van het verharde beton en de gemiddelde temperatuur van het verhardende beton mag niet groter zijn dan 15^0C ($\Delta T_{uitwendig}$).
- Het temperatuurverschil tussen de kern van het verhardende beton en het oppervlak mag niet groter zijn dan 25^0C ($\Delta T_{inwendig}$).
- Het temperatuurverschil tussen twee onderdelen van een zelfde stort mag niet meer bedragen dan 15^0C ($\Delta T_{onderling}$).
- De trekspanningen mogen op geen enkel moment de toelaatbare treksterkte overschrijden



Figuur 6.2 Temperatuurcriteria

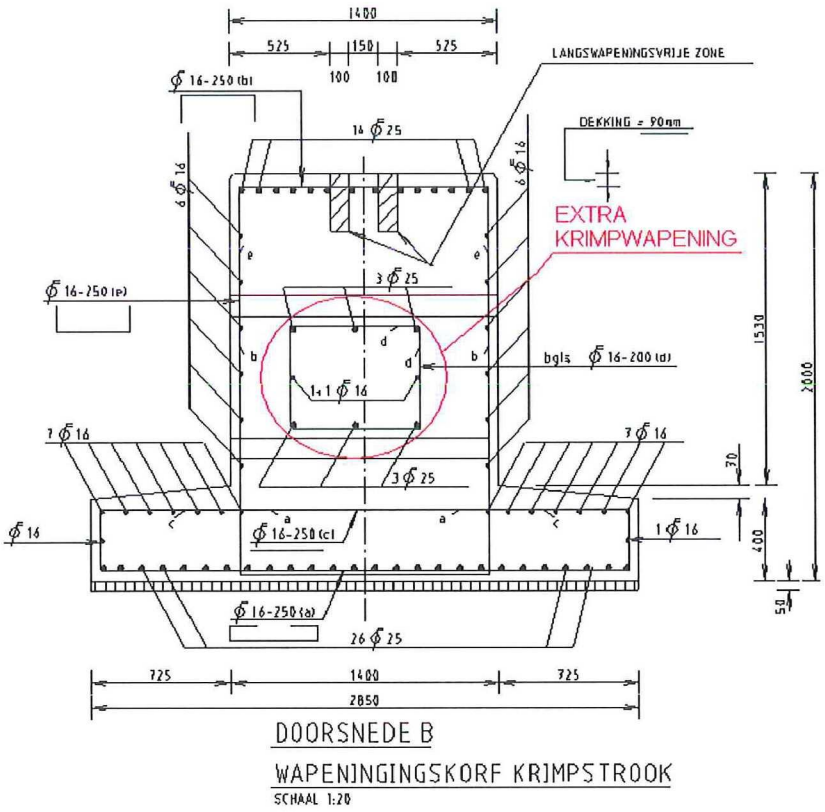
Deze criteria waren in het bestek opgenomen om de scheurvorming tegen te gaan.
Door het toepassen van een koelkist in plaatst van de gebruikelijke koelbuizen is er gezorgd voor een betere beheersing van het verhardingsproces en een vereenvoudigde uitvoering.
Bij het ontwerpen van het koelsysteem is er gebruik gemaakt van het computerprogramma FeC_3S. Dit eindige elementen programma simuleert de verharding van beton op basis van een opgegeven betonmengsel, constructieafmetingen en omgevingsparameters en berekent de spanningen ten gevolge van verharding. Tevens kan met dit programma een koeling gedimensioneerd worden, die ervoor zorgt dat de trekspanningen lager zijn dan de trekspanningen van beton. Scheurvorming wordt hiermee voorkomen.



Figuur 6.3 Temperatuursontwikkeling in de constructie, berekend me FeC_3S

6.1.2 Krimpstroken in achterkraanbaan

Achterkraanbanen worden tegenwoordig vaak voegloos uitgevoerd door gebruik te maken van krimpstroken. Zo is ook de achterkraanbaan in de Amazonehaven uitgevoerd. Het voordeel van deze manier van uitvoeren is dat er geen extra werk verricht hoeft te worden met betrekking tot het maken van voegconstructies en dat de constructie toch goed de krimp- en temperatuurvervormingen kwijt kan. Het is de tussenoplossing tussen uitvoeren met voegen en het volledig voegloos uitvoeren en wordt daarom hier meegenomen als voorbeeld. In de doorsnede van de krimpstrook zijn in het midden extra langswapeningsstaven en beugels geplaatst. Dit om de spanningen ten gevolge van verschillen in temperatuur en krimp op te kunnen nemen zonder te veel scheurvorming te laten optreden.



Figuur 6.4 Extra krimpwapening in achterkraanbaan tpv. krimpstrook

6.1.3 Achterkraanbaan in HSB in het werk gestort

Als proef is in 1994 een deel van de achterkraanbaan aan de Amazonehaven uitgevoerd in HSB. De proef is uitgevoerd door de Hollandsche Beton en Waterbouw BV, in samenwerking met Gemeentewerken Rotterdam. Het overige deel van de achterkraanbaan werd uitgevoerd in B35.
De belangrijkste doelstelling van dit praktijkonderzoek was het opdoen van kennis en ervaring met het verwerken van HSB. Toetsen van kwaliteitsprocedures en het verzamelen van kentallen ten aanzien van kosten en het verwerken op de bouwplaats was onderdeel van het onderzoek.
Ontwerp, werkvoorbereiding en risicoanalyse van werken met HSB vielen buiten het kader van dit onderzoek.
De praktijkproef bestond uit een representatieve constructie waarin de karakteristieke voor- en nadelen van HSB ten opzichte van normaal beton en de betoneigenschappen konden worden beoordeeld. De ontwikkeling van thermische en mechanische eigenschappen werden bepaald in een laboratoriumonderzoek en werden gebruikt in een analyse van temperatuur- en spanningsontwikkeling van de proefstort. Eigenschappen van HSB zoals sterkte, duurzaamheid en verwerking werden in een geschiktheidsonderzoek vooraf en tijdens de proef aangetoond.

Eisen en voorwaarden van het beton:

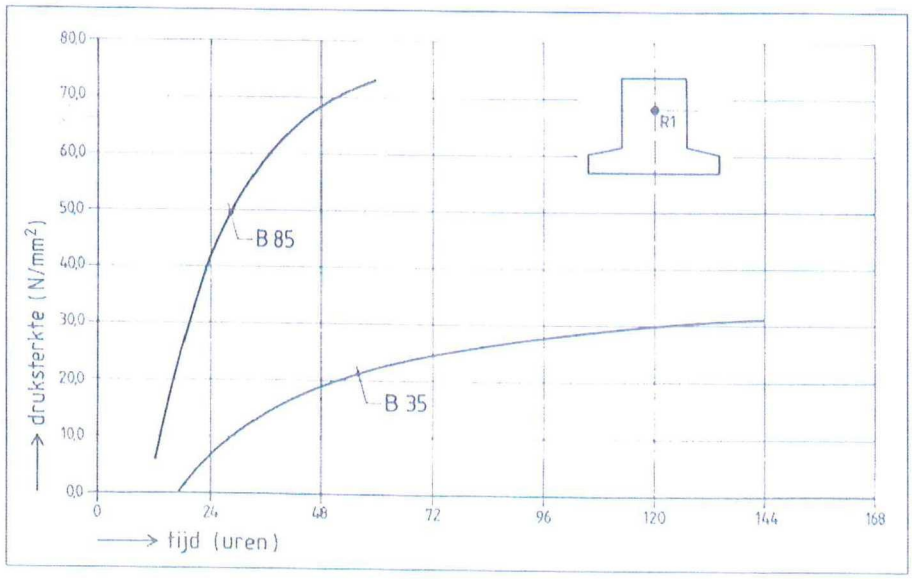
- Druksterkte: B85
- Sterkteontwikkeling: ontkisten na 16 uur bij 14 N/mm^2
- Duurzaamheid: 100 jaar in een maritieme omgeving(klasse 4), wcf < 0,50
- Verwerkbaarheid: maximale vloeimaat bij maximale homogeniteit
- Oppervlaktekwaliteit: verbetering ten opzichte van bestaand

Doelen bij het verwerken van het beton:

- Stortsnelheid: minder dan 75% van de normale stortsnelheid
- Verdichting: geen mechanische verdichting
- Afwerken beton: beperkingen vaststellen bij mechanisch schuren van oppervlakken

Na het afronden van de proef zijn de volgende conclusies getrokken:

- De duurzaamheid werd ruimschoots afgedekt door de wcf
- De verwerkbaarheid werd verzorgd door toepassen van hulpstoffen en was uitstekend.
- De definitieve betonsamenstelling koste veel tijd en moeite en het proces van mengen dient verbeterd te worden
- Uit de temperatuur- en spanningsberekening kwam naar voren dat de spanningen onder de treksterkte van het beton blijven. Bij HSB blijkt wat meer veiligheid te zitten dan bij normaal beton vanwege de aanzienlijk hogere treksterkte van HSB
- De kwaliteitscontroles van HSB zijn uitgebreider dan voor die van normaal beton ten gevolge van de complexiteit van het betonmengsel
- De temperatuurontwikkeling in HSB in aanzienlijk hoger dan in normaal beton en kan bij juiste invoer van materiaalgrootheden worden gesimuleerd met het eindige-elementenprogramma FeC_3S
- De kosten voor het toepassen van HSB in het werk gestort werden verhoogd door de duurdere materialen en hulpstoffen die werden gebruikt
- De kosten werden verlaagd doordat het betonmengsel uitstekend te verwerken was, de inzet van personeel minimaal was en dat het storttempo bij voldoende aanlevering van beton vele malen hoger lag dan bij normaal beton
- Nabehandeling van het beton dient zeer nauwkeurig te gebeuren. 100% Nat houden,afdekken met folie of behandeling met een dubbele laag curing compound is nodig om uitdroging te voorkomen
- De sterkteontwikkeling was aanzienlijk groter dan normale sterkte beton zodat aan de gestelde ontkistingstijd ruimschoots werd voldaan



Figuur 6.5 Sterkteontwikkeling B35 en B85

Het bleek anno 1994 duurder te zijn om te construeren in HSB dan in normaal beton. Dit werd voornamelijk veroorzaakt door de onervarenheid met betrekking tot het samenstellen van het betonmengsel en door de omslachtige kwaliteitscontroles. Voor een fictief werk van 7000m^3 werd 325 gulden per kubieke meter voor HSB gerekend, en slechts 160 gulden per kubieke meter voor normaal beton.
Tegenwoordig is er veel meer ervaring met het mengen van HSB en het uitvoeren van kwaliteitscontroles. Ook moet er op gelet worden dat de inzet van arbeid duurder is geworden en dat de veiligheidseisen zijn toegenomen. De verwachting is dat het kostenverschil dan ook aanzienlijk lager is dan het in 1994 was.

6.2 Onderbalk volledig voegloos uitgevoerd

Op het uiterste puntje van Maasvlakte-1 wordt er gebouwd aan één van de grootste en modernste containerterminals van Europa: de Euromax Terminal. De bouwtrein rolt momenteel door het kale landschap met een snelheid van 37,5 meter per week en laat daar dagelijks 600 kubieke meter beton achter. Door de enorme tijdsdruk die achter het hele project zit is een snelle uitvoeringsmethode cruciaal. De kademuur bestaat uit een innovatieve diepwand waarop een betonnen balk wordt gestort. De bovenbouw komt samen met de ontlastvloer boven op deze balk te liggen. Deze balk wordt hier volledig voegloos uitgevoerd wat een aanzienlijke bouwsnelheid teweegbrengt. Allereerst wordt de bovenkant van de diepwand eraf gehaald, waarna de wapeningskorf voor de balk over de uitstekende stekken van de diepwand komt. Hierna wordt er een glijbekisting langs de wapening geplaatst en wordt de kopse kant afgeschermd met haringgraatstaal. Nadat de stort is voltooid begint het proces weer van voren af aan bij de volgende sectie.

Figuur 6.6 Volledig voegloos uitgevoerde betonnen balk

6.3 Temperatuurbeheersing Naviduct

Bij dit project kwamen ongeveer alle aspecten van temperatuurbeheersing wel aan de orde, afgezien van de toen nog vrij nieuwe toepassing van een koelkist. Door de verschillende toegepaste koelsystemen en de combinatie van verschillende koel- en verwarmingselementen is dit project gekozen als voorbeeld.

Het betonwerk bestaat uit het maken van een onderdoorgang voor het wegverkeer en het maken van twee sluiskolken boven de onderdoorgang, inclusief de sluishoofden.
De totale hoeveelheid te storten beton bedroeg 20.000m^3. Bij het verharden hiervan zou de nodige hydratatiewarmte vrijkomen met de bijbehorende temperatuurstijging en scheurvorming. Door de zeer strenge eisen met betrekking tot de waterindringing en duurzaamheid moest de scheurvorming tot een absoluut minimum worden beperkt.
Het bestek van het Naviduct voorzag in koeling van wanden die 750mm of dikker waren en vermelde hierbij de eis dat de optredende trekspanningen onder de limiet van 50% van de op dat moment aanwezige treksterkte moesten blijven. Koeling was echter niet de enige vorm van temperatuurbeheersing die er werd toegepast.

Voor de vloer van de onderdoorgang werd het principe van isoleren van het beton aangevoerd. De vloer is een groot massief blok van 40x30m^2 met een dikte van 2 meter, op staal gefundeerd. Tijdens het uitzetten en krimpen gedurende de verharding wordt het blok niet gehinderd in de vervorming. De spanningen in deze constructie worden grotendeels veroorzaakt door de gradiënt tussen de kern en de buitenzijde van de vloer. Door het oppervlak te isoleren kan deze gradiënt worden verminderd en daardoor kunnen ook de trekspanningen worden gereduceerd. Deze isolatie moet echter wel lang genoeg blijven liggen om de temperatuurschok bij het verwijderen te vermijden, waardoor alsnog scheuren kunnen ontstaan. Bij de vloer was de keuze voor een isolatie die drie maanden moest blijven liggen of voor een isolatie die na een week kon worden verwijderd, waarna direct werd aangevuld met grond. Er werd voor het laatste gekozen.

In de wanden van de onderdoorgang werden tijdens het vlechtwerk over de volledige lengte stalen koelleidingen aangebracht. Voorafgaand aan het storten werden thermokoppels van de rijpheidscomputer ingebracht. Ongeveer 36 a 40 uur na het storten bereikte de wand de maximale temperatuur. Hierna begon deze te dalen en werd vervolgens gestopt met koelen na een vooraf aangegeven temperatuurdaling. Zowel langer als korter koelen dan noodzakelijk leidt tot een verhoogde kans op scheurvorming.

Het dek van de onderdoorgang meet 30x40 m^2 bij een dikte van 1.25 meter. Het dek is vast verbonden met de ondergelegen wanden. Tijdens de verharding van het beton zet het dek uit als gevolg van de ontstane warmte en gaat het trekken aan de wanden. Hierdoor ontstaan grote trekspanningen in de relatief jonge wanden, waardoor trekscheuren kunnen ontstaan. Bij het weer afkoelen krimpt het dek en wordt het tegengehouden door de wanden. Dit veroorzaakt grote trekspanningen in het jonge beton van het dek. Om deze spanningen te beperken was in het bestek koeling voorzien in het dek, waarvoor echter zeer veel koelleidingen noodzakelijk waren. Een andere mogelijkheid was het verwarmen van de onderliggende wanden, die dan het uitzetten en het krimpen van het dek volgen. Hiervoor werden de leidingen gebruikt die eerder nodig waren om de wanden te koelen. Het bleek voldoende om te verwarmen tot ongeveer 40 graden, wat een vermogen van ongeveer 400kW vereiste als verwarming. Door middel van thermokoppels in de wand en het dek konden temperatuurverschillen worden gevolgd en kon de verwarming worden bijgesteld.

Voor een van de wanden van de sluiskolk was een dubbele rij koelleidingen noodzakelijk vanwege de grote hoeveelheid beton. Door een slimme herberekening bleek dat er ook kon worden volstaan met een enkele rij koelleidingen en een verlaagde specietemperatuur. Bij het toepassen van een verlaagde specietemperatuur moet altijd zorgvuldig worden gecontroleerd of dit kan worden geleverd door de betoncentrale.

6.4 Zelfverdichtend staalvezelbeton

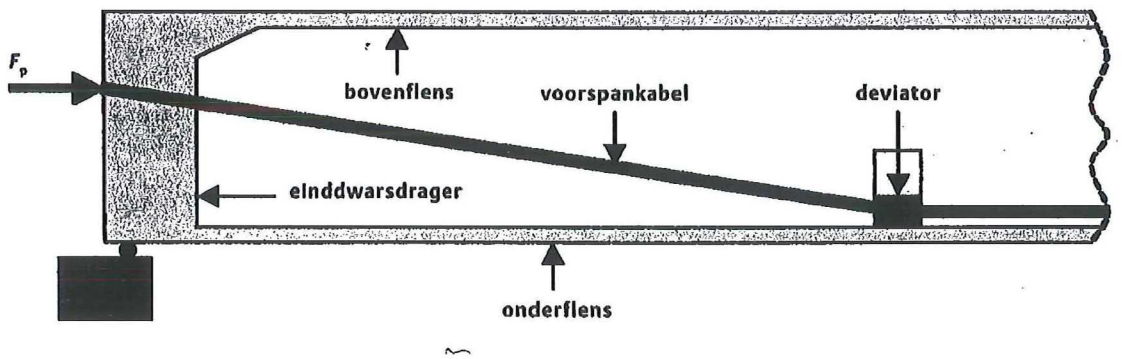
Het toevoegen van staalvezels aan beton maakt het mogelijk betonstaal gedeeltelijk of zelfs geheel te vervangen. Dit kan een economisch aantrekkelijke optie zijn omdat het uitvoeringsproces aanzienlijk vereenvoudigd wordt wanneer er minder wapening hoeft worden toegepast. Veel elementen in Nederland worden al vervaardigd uit zelfverdichtend beton. Het toevoegen van staalvezels combineert de voordelen van zelfverdichtend beton met die van staalvezelbeton.
Er zijn proeven gedaan met tunnelsegmenten, uitgevoerd in zelfverdichtend staalvezelbeton. De mengsels hiervoor zijn aan de TU Delft ontwikkeld en getest. Tunnelsegmenten zijn dunwandige hoogwaardige betonconstructies met hoge belastingen, zodat de link met huidige kademuren snel gemaakt is.
Tijdens het onderzoek viel vooral op dat de oriëntatie van de vezels in het mengsel zeer belangrijk is voor de samenhang en sterkte.
Op grond van het onderzoek werden de volgende conclusies getrokken:

- Zelfverdichtend beton kan met relatief hoge vezelgehaltes worden geproduceerd. De homogeniteit van de vezelverdeling is het belangrijkste ontwerpcriterium voor zelfverdichtend vezelbeton.
- De oriëntatie van de vezels is niet per definitie homogeen in elke richting. Het vezeltype, de manier van storten en de invloed van bekistingvlakken spelen een maatgevende rol.
- Door de wijze van produceren is het mogelijk de vezeloriëntatie en dus de vezeleffectiviteit te sturen.

6.5 Kokerligger in vezelversterkt, zeer hogesterktebeton onder externe voorspanning.

Bij dit onderzoek is er gekeken of het economisch aantrekkelijk is om een brug met een grote overspanning uit te voeren in prefab voorgespannen elementen van zeer hogesterktebeton (ZHSB). Er werd voor dit onderzoek uitgegaan van een stalen brug en gekeken of het goedkoper was om hogesterktebeton toe te passen. Deze vergelijking is natuurlijk niet relevant, maar wel het uitvoeringproces van de betonnen prefab brug en de voor- en nadelen van het gekozen systeem.
Er werd namelijk gebruik gemaakt van een kokerligger die extern was voorgespannen in de lengterichting van de prefab kokerelementen. De boven- en onderflens werden voorzien van dwarsvoorspanning. Bij externe voorspanning liggen de voorspankabels buiten de betondoorsnede en niet in de lijven van de kokerligger. De dikte van een lijf wordt hierdoor niet meer bepaald door het benodigde aantal voorspankabels. Slecht op enkele punten zijn de voorspankabels verbonden met de betondoorsnede. Dergelijke punten worden aangeduid met deviator. Voor een goede bescherming van het staal worden de omhullingbuizen geïnjecteerd met injectiemortel. Naast een mogelijke reductie op de hoeveelheid benodigde beton biedt uitwendig voorspannen meer voordelen:

- Betonstorten is makkelijker, doordat in de lijven geen voorspankabels nodig zijn.
- Doordat de voorspankabels buiten de betondoorsnede liggen is er de mogelijkheid om de kabels te injecteren, te repareren of bij onvoorziene omstandigheden na te spannen of te vervangen.
- De wrijving van de kabels in de omhullingbuizen (voornamelijk het Wobble -effect) is lager.



Figuur 6.7 Dwarsdoorsnede kokerligger met externe voorspanning

Er werd bij dit project ervoor gekozen om de brug uit te voeren in beton met sterkteklasse B180. Het betonmengsel bevatte 3% staalvezels om de taaiheid van het materiaal te vergroten. Een groot probleem bij ZHSB vormt het vaststellen van betrouwbare eigenschappen op het gebied van vermoeiing. Bij slanke betonconstructies kan vermoeiing maatgevend zijn en daarom is een toetsing op dit bezwijkmechanisme vereist. Naast de vermoeiingseigenschappen is ook de waarde van de gemiddelde buigtreksterkte met enige voorzichtigheid vastgesteld. Vooral de richting van de staalvezels in het beton en de wijze van storten zijn cruciaal voor de grootte van de buigtreksterkte. Het is dus mogelijk om staalvezelversterkt ZHSB toe te passen in slanke constructies met behulp van externe voorspanning. Doordat externe voorspanning een nog niet gebruikelijke maar wel potentieel aantrekkelijke manier van voorspannen is, werd ervoor gekozen om dit onderwerp mee te nemen als praktijkvoorbeeld.

6.6 BSI

Twee verkeersviaducten in Bourg-les-Valence in Zuid-Frankrijk zijn uitgevoerd in vezelversterkt zelfverdichtend zeer hogesterktebeton zonder enige wapening (behalve voorspanning in langsrichting). De gebruikte betonmix voor deze opdracht gaat onder de naam BSI, een extreem beton qua duurzaamheid, sterkte en stijfheid.
BSI staat voor Béton Spéciale Industriel en is ontwikkeld door het Franse bedrijf Quillery, welke deel uitmaakt van de Eiffage Groep.
De samenstelling van $1m^3$ BSI zoals dat tot op heden is toegepast is als volgt:

Product	Gewicht(Kg)
Cement	1100
Silica fume	165
Granulaat (0-6mm)	1050
Staalvezels 3%, 20mm lang, 0.3mm diameter, treksterkte min. 1200N/mm^2	235
Superplastificeerder	40
Water	200

Het beton is zelfverdichtend en heeft de volgende eigenschappen:

28-daagse kubusdruksterkte	175-210 N/mm^2
Treksterkte ongescheurde beton	8 N/mm^2
E-modulus	64 kNmm^2
Soortelijke massa	2800 kg/m^3

Het constructieve gedrag van BSI is uitgebreid onderzocht door de Franse Rijkswaterstaat en Eiffage Constructions. Hierbij is ondermeer een ongewapende balk, alleen voorzien van voorspanstrengen, aan uitvoerige tests onderworpen. Uit deze tests bleek dat de balk uitstekend bestand was tegen splijttrekspanningen, veroorzaakt door de voorspanstrengen. Uit de balk zijn ook diverse proefstukken gezaagd om te testen met een driepuntsbuigproef. Uit deze proeven is gebleken dat het materiaal een enorme taaiheid bezit. Dit in combinatie met de hoge duurzaamheid en een minimaal materiaalgebruik maken van dit materiaal een uitstekend middel om te worden gebruikt bij het prefabriceren van elementen uit ZHSB

Bijlage 2. Temperatuurverdeling ontlastvloer

In de onderstaande tabel wordt de temperatuurverdeling van de ontlastvloer in de tijd weergegeven. Deze behoort bij de temperatuurberekeningen van hoofdstuk 10.

Temperatuurverdeling ontlastvloer. Getallen zijn in graden Celcius									
Lengte(m)	t=0uur	t=1,5uur	t=3uur	t=4,5uur	t=7,5uur	t=15uur	t=22,5uur	t=30uur	t=37,5uur
0,0	20	20	20	20	20	20	20	20	20
0,5	10	18,2	18,7	19,0	19,3	19,7	19,9	20,0	20,0
1,0	10	16,5	17,5	18,0	18,6	19,4	19,8	19,9	20,0
1,5	10	14,8	16,3	17,0	17,9	19,1	19,6	19,8	19,9
2,0	10	13,6	15,2	16,1	17,3	18,9	19,5	19,8	19,9
2,5	10	12,4	14,2	15,2	16,7	18,6	19,4	19,8	19,9
3,0	10	11,7	13,4	14,5	16,1	18,4	19,3	19,7	19,9
3,5	10	11,0	12,6	13,8	15,6	18,2	19,2	19,7	19,9
4,0	10	10,6	12,1	13,3	15,3	18,0	19,2	19,6	19,9
4,5	10	10,3	11,6	12,9	14,9	17,9	19,1	19,6	19,8
5,0	10	10,2	11,3	12,6	14,7	17,8	19,1	19,6	19,8
5,5	10	10,1	11,1	12,4	14,6	17,7	19,0	19,6	19,8
6,0	10	10,1	11,1	12,4	14,6	17,7	19,0	19,6	19,8
6,5	10	10,1	11,1	12,4	14,6	17,7	19,0	19,6	19,8
7,0	10	10,2	11,3	12,6	14,7	17,8	19,1	19,6	19,8
7,5	10	10,3	11,6	12,9	14,9	17,9	19,1	19,6	19,8
8,0	10	10,6	12,1	13,3	15,3	18,0	19,2	19,6	19,9
8,5	10	11,0	12,6	13,8	15,6	18,2	19,2	19,7	19,9
9,0	10	11,7	13,4	14,5	16,1	18,4	19,3	19,7	19,9
9,5	10	12,4	14,2	15,2	16,7	18,6	19,4	19,8	19,9
10,0	10	13,6	15,2	16,1	17,3	18,9	19,5	19,8	19,9
10,5	10	14,8	16,3	17,0	17,9	19,1	19,6	19,8	19,9
11,0	10	16,5	17,5	18,0	18,6	19,4	19,8	19,9	20,0
11,5	10	18,2	18,7	19,0	19,3	19,7	19,9	20,0	20,0
12,0	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Bijlage 3. Horizontale beddingsconstante

In hoofdstuk 11 wordt de grond gemodelleerd in M-sheet met behulp van de horizontale beddingsconstante. Dit gebeurt met behulp van de rekenmethode van Menard. Deze wordt hieronder kort toegelicht.

MSheet uses equation (31) to determine the modulus of subgrade reaction according to Ménárd [Lit 8].

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{3Em}[1.3R_o.(2.65\frac{R}{R_o})^{\alpha} + \alpha.R] \quad (R \geq R_o)$$

$$\frac{1}{k_h} = \frac{2R}{Em}.\frac{4.(2.65)^{\alpha} + 3\alpha}{18} \quad (R < R_o) \qquad (31)$$

with:

Em= pressiometric modulus.

R_o= 0.3 meter.

R = half width of the pile.

α = rheological coefficient.

k_h= modulus of horizontal subgrade reaction

The rheological coefficient α depends on the kind of the soil and the soil conditions. In the next table some general values are presented.

	peat	clay	loam	sand	gravel
over consolidated	-	1	2/3	1/2	1/3
normally consolidated	1	2/3	1/2	1/3	1/4
decomposed, weathered	-	1/2	1/2	1/3	1/4

MSheet uses the values of normally consolidated soil. The following correlation between Em and q_c (cone resistance) can be used:

Peat	Em = (3-4)q_c
Clay	Em = (2-3)q_c
Loam	Em = (1-2)q_c
Sand	Em = (0,7-1)q_c
Gravel	Em = (0,5-0,7)q_c

						R,R0	
Materiaal	R0	R	qc(MPa)	Em	a	1/Kh	Kh
Veen	0,3	0,225	2	7	1	0,048571	20,59
Klei	0,3	0,225	5	12,5	0,67	0,01939	51,57
Leem	0,3	0,225	5	7,5	0,5	0,026705	37,45
Zand	0,3	0,225	20	16	0,33	0,010168	98,35
Gravel	0,3	0,225	30	18	0,25	0,00813	123,00

Bijlage 4. Tegenkrachten fundering

In onderstaande tabellen zijn de tegenkrachten weergegeven die de funderingselementen uitoefenen op de bovenbouw als reactie op de lengtevervorming van de bovenbouw.
De eerste tabel geeft de berekening weer zonder glijoplegging, de tweede is met glijoplegging.

Berekeningen zonder glijoplegging

stramien (m)	uitzetting (mm)	Tegenkracht betonpaal (kN)	Tegenkracht buispaal (kN)	Tegenkracht MV-paal (kN)	Tegenkracht totaal (kN)	Krimp tgv tegenkracht (mm)	Absolute uitzetting (mm)
0,00	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2,66	0,74468	26,55129	9,66163		62,76420	0,01565	0,72903
5,32	1,47371	32,04881	15,87251	13,09412	93,06425	0,02321	1,45050
7,98	2,19518	37,33861	21,92017		96,59740	0,02409	2,17109
10,64	2,91577	42,47476	27,86365	18,53672	131,34988	0,03276	2,88302
13,30	3,62770	47,40707	33,64198		128,45612	0,03203	3,59567
15,96	4,34035	52,20538	39,33421	22,70085	166,44582	0,04151	4,29884
18,62	5,04352	56,80591	44,86187		158,47369	0,03952	5,00400
21,28	5,74868	61,28810	50,31775	26,19457	199,08852	0,04965	5,69903
23,94	6,44371	65,57946	55,61083		186,76975	0,04658	6,39714
26,60	7,14182	69,76566	60,84415	29,25617	229,63164	0,05726	7,08455
29,26	7,82923	73,76838	65,91711		213,45386	0,05323	7,77600
31,92	8,52069	77,67726	70,94069	32,00892	258,30413	0,06441	8,45627
34,58	9,20095	81,41020	75,80672		238,62712	0,05951	9,14144
37,24	9,88612	85,05918	80,63250	34,52658	285,27743	0,07114	9,81498
39,90	10,55966	88,53977	85,30376		262,38331	0,06543	10,49423
42,56	11,23891	91,94508	89,94286	36,85753	310,69055	0,07748	11,16143
45,22	11,90611	95,18953	94,43063		284,80969	0,07102	11,83509
47,88	12,57977	98,36636	98,89346	39,03557	334,66176	0,08346	12,49631
50,54	13,24099	101,38978	103,20820		305,98776	0,07631	13,16469
53,20	13,90937	104,35240	107,50450	41,08545	357,29475	0,08910	13,82027
55,86	14,56495	107,16889	111,65600		325,99379	0,08130	14,48365
58,52	15,22833	109,93070	115,79492	43,02594	378,68227	0,09443	15,13390
61,18	15,87858	112,55354	119,79232		344,89940	0,08601	15,79257
63,84	16,53725	115,12716	123,78244	44,87169	398,90847	0,09948	16,43777
66,50	17,18245	117,56880	127,63433		362,77192	0,09047	17,09199
69,16	17,83667	119,96616	131,48376	46,63441	418,05050	0,10425	17,73242
71,82	18,47710	122,23835	135,19819		379,67489	0,09468	18,38241
74,48	19,12710	124,47075	138,91458	48,32360	436,17967	0,10877	19,01832
77,14	19,76300	126,58459	142,49914		395,66833	0,09867	19,66433
79,80	20,40901	128,66273	146,08971	49,94714	453,36231	0,11306	20,29596
82,46	21,04064	130,62876	149,55160		410,80912	0,10245	20,93819
85,12	21,68287	132,56282	153,02319	51,51161	469,66045	0,11712	21,56575
87,78	22,31043	134,39104	156,36917		425,15125	0,10602	22,20441
90,44	22,94909	136,19073	159,72829	53,02262	485,13236	0,12098	22,82811
93,10	23,57279	137,89064	162,96480		438,74609	0,10941	23,46338
95,76	24,20806	139,56522	166,21763	54,48493	499,83301	0,12465	24,08341
98,42	24,82809	141,14592	169,35078		451,64262	0,11263	24,71546
101,08	25,46014	142,70427	172,50319	55,90270	513,81443	0,12813	25,33201
103,74	26,07669	144,17443	175,53879		463,88766	0,11568	25,96101
106,40	26,70569	145,62506	178,59640	57,27950	527,12602	0,13145	26,57423
109,06	27,31892	146,99301	181,54000		475,52601	0,11859	27,20033
111,72	27,94501	148,34408	184,50818	58,61849	539,81484	0,13462	27,81039
114,38	28,55508	149,61781	187,36505		486,60067	0,12135	28,43373

117,04	29,17841	150,87722	190,24894	59,92246	551,92584	0,13764	29,04077
119,70	29,78545	152,06441	193,02416		497,15298	0,12398	29,66147
122,36	30,40616	153,23976	195,82869	61,19386	563,50206	0,14052	30,26563
125,02	31,01031	154,34782	198,52710		507,22275	0,12649	30,88382
127,68	31,62850	155,44646	201,25701	62,43488	574,58481	0,14329	31,48522
130,34	32,22990	156,48256	203,88327		516,84840	0,12889	32,10101
133,00	32,84569	157,51160	206,54311	63,64750	585,21381	0,14594	32,69975
135,66	33,44443	158,48268	209,10169		526,06705	0,13119	33,31324
138,32	34,05792	159,44904	211,69586	64,83346	595,42739	0,14849	33,90944
140,98	34,65412	160,36180	214,19107		534,91467	0,13340	34,52072
143,64	35,26540	161,27219	216,72381	65,99435	605,26253	0,15094	35,11446
146,30	35,85915	162,13316	219,15980		543,42613	0,13552	35,72363
148,96	36,46831	162,99411	221,63521	67,13161	614,75505	0,15331	36,31500
151,62	37,05968	163,80964	224,01600		551,63528	0,13756	36,92212
154,28	37,66680	164,62753	226,43805	68,24654	623,93964	0,15560	37,51120
156,94	38,25588	165,40377	228,76751		559,57506	0,13954	38,11634
159,60	38,86102	166,18481	231,14004	69,34031	632,84998	0,15782	38,70320
162,26	39,44788	166,92780	233,42193		567,27753	0,14147	39,30642
164,92	40,05110	167,67806	235,74868	70,41400	641,51881	0,15998	39,89112
167,58	40,63580	168,39366	237,98664		574,77397	0,14334	40,49246
170,24	41,23715	169,11909	240,27122	71,46860	649,97800	0,16209	41,07506
172,90	41,81974	169,81304	242,46878		582,09486	0,14516	41,67458
175,56	42,41926	170,51945	244,71472	72,50499	658,25860	0,16415	42,25510
178,22	42,99978	171,19735	246,87530		589,26999	0,14695	42,85283
180,88	43,59751	171,89042	249,08603	73,52399	666,39087	0,16618	43,43133
183,54	44,17601	172,55776	251,21296		596,32848	0,14871	44,02730
186,20	44,77198	173,24309	253,39182	74,52635	674,40435	0,16818	44,60380
188,86	45,34848	173,90523	255,48833		603,29879	0,15045	45,19803
191,52	45,94272	174,58828	257,63857	75,51277	682,32789	0,17016	45,77256
194,18	46,51724	175,25047	259,70781		610,20875	0,15217	46,36507
196,84	47,10975	175,93660	261,83259	76,48388	690,18966	0,17212	46,93763
199,50	47,68231	176,60399	263,87764		617,08561	0,15389	47,52843
202,16	48,27311	177,29845	265,98006	77,44024	698,01720	0,17407	48,09904
204,82	48,84372	177,97607	268,00388		623,95601	0,15560	48,68812
207,48	49,43280	178,68402	270,08694	78,38241	705,83740	0,17602	49,25678
210,14	50,00146	179,37679	272,09245		630,84603	0,15732	49,84414
212,80	50,58882	180,10329	274,15909	79,31086	713,67654	0,17797	50,41085
215,46	51,15553	180,81603	276,14910		637,78116	0,15905	50,99648
218,12	51,74116	181,56602	278,20219	80,22605	721,56029	0,17994	51,56122
220,78	52,30590	182,30344	280,17945		644,78633	0,16079	52,14511
223,44	52,88979	183,08177	282,22177	81,12839	729,51370	0,18192	52,70787
226,10	53,45255	183,84846	284,18896		651,88588	0,16257	53,28998
228,76	54,03466	184,65986	286,22323	82,01827	737,56122	0,18393	53,85073
231,42	54,59541	185,46032	288,18294		659,10357	0,16436	54,43105
234,08	55,17573	186,30942	290,21180	82,89603	745,72668	0,18597	54,98976
236,74	55,73444	187,14802	292,16655		666,46259	0,16620	55,56824
239,40	56,31292	188,03934	294,19257	83,76199	754,03325	0,18804	56,12489
242,06	56,86957	188,92033	296,14480		673,98547	0,16808	56,70149
244,72	57,44617	189,85827	298,17049	84,61646	762,50348	0,19015	57,25602
247,38	58,00070	190,78579	300,12257		681,69416	0,17000	57,83070
250,04	58,57538	191,77462	302,15034	85,45970	771,15927	0,19231	58,38308
		13183,59164	17447,34519	2769,33903	46583,86751	11,61692	58,38308
		x2 rijen					
		26367,18329	17447,34519	2769,33903	46583,86751		
		26,36718	17,44735	2,76934	46,58387	MN	

Berekeningen met glijoplegging

stramien (m)	uitzetting (mm)	Tegenkracht betonpaal (kN)	Tegenkracht buispaal (kN)	Tegenkracht MV-paal (kN)	Tegenkracht totaal (kN)	Krimp tgv tegenkracht (mm)	Absolute uitzetting (mm)
0,00	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2,66	0,74468	26,55129	9,66163	0,00000	62,76420	0,01565	0,72903
5,32	1,47371	32,04881	15,87251	0,00000	79,97013	0,01994	1,45377
7,98	2,19845	37,36222	21,94732	0,00000	96,67176	0,02411	2,17434
10,64	2,91902	42,49757	27,89022	0,00000	112,88535	0,02815	2,89087
13,30	3,63555	47,46069	33,70519	0,00000	128,62657	0,03208	3,60347
15,96	4,34816	50,00000	39,39608	0,00000	139,39608	0,03476	4,31339
18,62	5,05807	50,00000	44,97536	0,00000	144,97536	0,03615	5,02192
21,28	5,76660	50,00000	50,45527	0,00000	150,45527	0,03752	5,72908
23,94	6,47376	50,00000	55,83780	0,00000	155,83780	0,03886	6,43490
26,60	7,17958	50,00000	61,12489	0,00000	161,12489	0,04018	7,13940
29,26	7,88408	50,00000	66,31846	0,00000	166,31846	0,04148	7,84261
31,92	8,58729	50,00000	71,42042	0,00000	171,42042	0,04275	8,54454
34,58	9,28922	50,00000	76,43262	0,00000	176,43262	0,04400	9,24522
37,24	9,98990	50,00000	81,35690	0,00000	181,35690	0,04523	9,94468
39,90	10,68936	50,00000	86,19506	0,00000	186,19506	0,04643	10,64292
42,56	11,38760	50,00000	90,94889	0,00000	190,94889	0,04762	11,33999
45,22	12,08467	50,00000	95,62015	0,00000	195,62015	0,04878	12,03588
47,88	12,78056	50,00000	100,21056	0,00000	200,21056	0,04993	12,73064
50,54	13,47532	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	13,42544
53,20	14,17012	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	14,12025
55,86	14,86493	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	14,81505
58,52	15,55973	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	15,50986
61,18	16,25454	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	16,20466
63,84	16,94935	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	16,89947
66,50	17,64415	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	17,59428
69,16	18,33896	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	18,28908
71,82	19,03376	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	18,98389
74,48	19,72857	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	19,67869
77,14	20,42337	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	20,37350
79,80	21,11818	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	21,06830
82,46	21,81298	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	21,76311
85,12	22,50779	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	22,45791
87,78	23,20260	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	23,15272
90,44	23,89740	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	23,84753
93,10	24,59221	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	24,54233
95,76	25,28701	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	25,23714
98,42	25,98182	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	25,93194
101,08	26,67662	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	26,62675
103,74	27,37143	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	27,32155
106,40	28,06623	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	28,01636
109,06	28,76104	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	28,71116
111,72	29,45585	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	29,40597
114,38	30,15065	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	30,10078
117,04	30,84546	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	30,79558
119,70	31,54026	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	31,49039
122,36	32,23507	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	32,18519
125,02	32,92987	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	32,88000
127,68	33,62468	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	33,57480
130,34	34,31948	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	34,26961
133,00	35,01429	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	34,96441
135,66	35,70909	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	35,65922
138,32	36,40390	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	36,35403
140,98	37,09871	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	37,04883

143,64	37,79351	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	37,74364
146,30	38,48832	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	38,43844
148,96	39,18312	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	39,13325
151,62	39,87793	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	39,82805
154,28	40,57273	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	40,52286
156,94	41,26754	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	41,21766
159,60	41,96234	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	41,91247
162,26	42,65715	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	42,60727
164,92	43,35196	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	43,30208
167,58	44,04676	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	43,99689
170,24	44,74157	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	44,69169
172,90	45,43637	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	45,38650
175,56	46,13118	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	46,08130
178,22	46,82598	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	46,77611
180,88	47,52079	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	47,47091
183,54	48,21559	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	48,16572
186,20	48,91040	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	48,86052
188,86	49,60521	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	49,55533
191,52	50,30001	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	50,25014
194,18	50,99482	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	50,94494
196,84	51,68962	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	51,63975
199,50	52,38443	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	52,33455
202,16	53,07923	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	53,02936
204,82	53,77404	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	53,72416
207,48	54,46884	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	54,41897
210,14	55,16365	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	55,11377
212,80	55,85846	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	55,80858
215,46	56,55326	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	56,50339
218,12	57,24807	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	57,19819
220,78	57,94287	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	57,89300
223,44	58,63768	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	58,58780
226,10	59,33248	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	59,28261
228,76	60,02729	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	59,97741
231,42	60,72209	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	60,67222
234,08	61,41690	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	61,36702
236,74	62,11171	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	62,06183
239,40	62,80651	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	62,75664
242,06	63,50132	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	63,45144
244,72	64,19612	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	64,14625
247,38	64,89093	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	64,84105
250,04	65,58573	50,00000	100,00000	0,00000	200,00000	0,04988	65,53586
		4635,92058	8629,36932	0,00000	17901,21047	4,46414	
		x2 rijen					
		9271,84115	8629,36932	0,00000	17901,21047		
		9,27184	8,62937	0,00000	17,90121	MN	

Bijlage 5. Toetsing betondoorsnede

In onderstaande tabellen zijn de berekeningen weergegeven van de wapening- en betondoorsneden.

Controle wapening boven betonpaal-onderwapening

Fpons	1650	kN		
h	0,5	m		
B	105			
Md	440	kNm/m		
Vd	784	kNm/m		
b	1	m	Staaf boven d	
d	0,44	m	10	mm
fb	2,55	N/mm^2		
f'b	60	N/mm^2		
Mrep	320	kNm/m		
fs	435	N/mm^2		
Cmin	30	mm		
C	50	mm		
Dkorrel	15	mm		

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	20	150	2094,3951	
	16	200	1005,3096	
	D gem.		18,3	
	hoh totaal		85,71	mm
		Totaal	3099,7048	mm^2/m
		Genoeg wapening		

4/3D korrel	20,00
D staaf	20
Minimaal	25

$\sqrt[3]{\omega_0}$ = 0,81541607

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$
38	7,25	3,930753	0,54217289	2385,561	1,666666667	1,290994449

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	571,7189	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,559716	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	243,4763	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	17,1	Voldoet niet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	97,3	Voldoet
Minimum staafafstand	25	Voldoet
Staafafstand	67,71	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	1,78181818	
$\tau_1 - \tau_d$	-0,7618182	Dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300) 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s	0,889652
Nieuw	16	200	1005,31		
Aanwezig	16	200	1005,31	Voldoende dwarskrachtwapening	

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N / mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,236	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,06	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	1,14226036	

Geen gevaar voor pons

Controle wapening boven betonpaal-bovenwapening

Fpons	1650	kN		
h	0,5	m		
B	105			
Md	204	kNm/m		
Vd	784	kNm/m		
b	1	m	Staaf boven d	
d	0,44	m	10	mm
fb	2,55	N/mm^2		
f'b	60	N/mm^2		
Mrep	120	kNm/m		
fs	435	N/mm^2		
Cmin	30	mm		
C	50	mm		
Dkorrel	15	mm		

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	20	150	2094,3951	
	D gem.		20	
	hoh totaal		150	mm
		Totaal	2094,3951	mm^2/m
		Genoeg wapening		

4/3D korrel	20,00
D staaf	20
Minimaal	25

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$ | k | $k \cdot \omega_0$ | ω_0 | $\sqrt[3]{\omega_0}$ | $A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$ | $k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$ | $k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$

				0,64054214				
18	7,25		1,905378	0,26281075	1156,367	1,666666667	1,290994449	

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	369,4817	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,324779	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	141,279	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	29,5	Voldoet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	289,1	Voldoet
Minimum staafafstand	25	Voldoet
Staafafstand	140	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	1,78181818	
$\tau_1 - \tau_d$	-0,7618182	Dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300) 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s	
Nieuw	16	200	1005,31	0,889652	
Aanwezig	16	200	1005,31		Voldoende dwarskrachtwapening

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N / mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,236	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,04	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	1,14226036	

Geen gevaar voor pons

Controle wapening boven buispaal

Fpons	4178	kN
h	0,75	m
B	105	
Md	1937	kNm/m
Vd	947	kNm/m
b	1	m
d	0,6875	m
fb	2,55	N/mm^2
f'b	60	N/mm^2
Mrep	1448	kNm/m
fs	435	N/mm^2
Cmin	30	mm
C	50	mm
Dkorrel	15	mm

Staaf boven d: 12,5 mm

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	25	150	3272,4923	
	32	150	5361,6515	
	D gem.		28,5	
	hoh totaal		75	mm
		Totaal	8634,1438	mm^2/m
		Genoeg wapening		

4/3D korrel	20,00
D staaf	32
Minimaal	25

$\sqrt[3]{\omega_0}$ = 0,9931745

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$
68	7,25	7,102556	0,97966296	6735,183	1,666666667	1,290994449

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	2483,13	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,583135	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	253,6637	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	16,4	Voldoet niet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	86,6	Voldoet
Minimum staafafstand	32	Voldoet
Staafafstand	46,5	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	1,37745455	
$\tau_1 - \tau_d$	-0,35745455	Dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300) 261,80

Wapening D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s	
12	150	753,98	0,397679	Voldoende dwarskrachtwapening

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N/mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,0875	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,20	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	1,49663297	

Geen gevaar voor pons

Controle dekwapening landzijdige hoek

Fpons	0	kN
h	0,5	m
B	105	
Md	200	kNm/m
Vd	0	kNm/m
b	1	m
d	0,386	m
fb	2,55	N/mm^2
f'b	60	N/mm^2
Mrep	151	kNm/m
fs	435	N/mm^2
Cmin	30	mm
C	50	mm
Dkorrel	15	mm

Staaf boven d: 10 mm

Keeldoorsnede tpv kraangoot

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	20	150	2094,3951	
	D gem.		20	
	hoh totaal		150	mm
		Totaal	2094,3951	mm^2/m
		Genoeg wapening		

4/3D korrel	20,00
D staaf	20
Minimaal	25

$\sqrt[3]{\omega_0}$ = 0,68965993

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$
22	7,25	2,378171	0,32802352	1266,171	1,666666667	1,290994449

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	330,8235	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,456437	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	198,55	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	21,0	Voldoet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	157,3	Voldoet
Minimum staafafstand	25	Voldoet
Staafafstand	140	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	0	
$\tau_1 - \tau_d$	1,02	Geen dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300): 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s
				0,102494

Voldoende dwarskrachtwapening

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N/mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,2684	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,04	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	0	

Geen gevaar voor pons

Controle dekwapening veldwapening

Fpons	0	kN		
h	0,5	m		
B	105			
Md	338	kNm/m		
Vd	0	kNm/m		
b	1	m	Staaf boven d	
d	0,44	m	10	mm
fb	2,55	N/mm^2		
f'b	60	N/mm^2		
Mrep	161	kNm/m		
fs	435	N/mm^2		
Cmin	30	mm		
C	50	mm		
Dkorrel	15	mm		

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	16	150	1340,4129	
	16	300	670,20643	
	D gem.		16	
	hoh totaal		100	mm
		Totaal	2010,6193	mm^2/m
		Genoeg wapening		

4/3D korrel	20,00
D staaf	16
Minimaal	25

$\sqrt[3]{\omega_0}$ = 0,74899074

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$
29	7,25	3,046263	0,42017416	1848,766	1,666666667	1,290994449

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	367,5907	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,437987	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	190,5244	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	21,9	Voldoet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	171,0	Voldoet
Minimum staafafstand	25	Voldoet
Staafafstand	84	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	0	
$\tau_1 - \tau_d$	1,02	Geen dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300) 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s	
				0,102494	Voldoende dwarskrachtwapening

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N/mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,236	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,04	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	0	

Geen gevaar voor pons

Controle dekwapening waterzijdige hoek

Fpons	0	kN
h	0,5	m
B	105	
Md	190	kNm/m
Vd	290	kNm/m
b	1	m
d	0,44	m
fb	2,55	N/mm^2
f'b	60	N/mm^2
Mrep	160	kNm/m
fs	435	N/mm^2
Cmin	30	mm
C	50	mm
Dkorrel	15	mm

Staaf boven d: 10 mm

$\sqrt[3]{\omega_0}$	0,62705811							
$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$		
16	7,25	1,787563	0,24656042	1084,866	1,666666667	1,290994449		

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	20	150	2094,3951	
	D gem.		20	
	hoh totaal		150	mm
		Totaal	2094,3951	mm^2/m
		Genoeg wapening		

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	366,8058	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,436198	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	189,7462	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	22,0	Voldoet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	172,4	Voldoet
Minimum staafafstand	25	Voldoet
Staafafstand	140	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	0,65909091	
$\tau_1 - \tau_d$	0,36090909	Geen dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300) 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s	
				0,102494	

Voldoende dwarskrachtwapening

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N/mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,236	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,04	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	0	

Geen gevaar voor pons

4/3D korrel	20,00
D staaf	20
Minimaal	25

Controle wapening onder de achterwand

Fpons	0	kN
h	0,6	m
B	105	
Md	2046	kNm/m
Vd	493	kNm/m
b	1	m
d	0,52	m
fb	2,55	N/mm^2
f'b	60	N/mm^2
Mrep	1557	kNm/m
fs	435	N/mm^2
Cmin	35	mm
C	50	mm
Dkorrel	15	mm

Staaf boven d: 30 mm

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	25	150	3272,4923	
	32	150	5361,6515	
3de laag	32	200	4021,2386	
	D gem.		28,5	
	hoh totaal		75	mm
		Totaal	12655,382	mm^2/m
		Genoeg wapening		

4/3D korrel	20,00
D staaf	32
Minimaal	25

$\sqrt[3]{\omega_0}$ = 1,23294396

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$
126	7,25	13,58839	1,87426074	9746,156	1,428571429	1,195228609

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	2656,731	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,586059	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	254,9355	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	14,0	Voldoet niet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	79,0	Voldoet
Minimum staafafstand	32	Voldoet
Staafafstand	46,5	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,25760284	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	0,94807692	
$\tau_1 - \tau_d$	0,30952591	Geen dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300): 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s	
				0,102494	Voldoende dwarskrachtwapening

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N/mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,188	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,99	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	0	

Geen gevaar voor pons

Controle stekwapening achterwand (Buitenkant)

Fpons	0	kN
h	0,5	m
B	105	
Md	488	kNm/m
Vd	0	kNm/m
b	1	m
d	0,435	m
fb	2,55	N/mm^2
f'b	60	N/mm^2
Mrep	344	kNm/m
fs	435	N/mm^2
Cmin	48	mm
C	50	mm
Dkorrel	15	mm

Staaf boven d: 15 mm

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	20	150	2094,3951	
	16	150	1340,4129	
	D gem.		18	
	hoh totaal		75	mm
		Totaal	3434,808	mm^2/m
		Genoeg wapening		

4/3D korrel	20,00
D staaf	20
Minimaal	50

$\sqrt[3]{\omega_0}$ = 0,84992329

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$
43	7,25	4,451201	0,61395875	2670,721	1,041666667	1,020620726

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	627,6157	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,548106	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	238,4261	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	10,9	Voldoet niet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	81,4	Voldoet
Minimum staafafstand	50	Voldoet
Staafafstand	57	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	0	
$\tau_1 - \tau_d$	1,02	Geen dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300): 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s	
				0,102494	Voldoende dwarskrachtwapening

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N/mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,239	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,15	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_c F_d}{pd}$	0	

Geen gevaar voor pons

Controle wandwapening achterwand-buitenkant-onderkant

Fpons	0	kN
h	0,5	m
B	105	
Md	496	kNm/m
Vd	0	kNm/m
b	1	m
d	0,435	m
fb	2,55	N/mm^2
f'b	60	N/mm^2
Mrep	349	kNm/m
fs	435	N/mm^2
Cmin	30	mm
C	50	mm
Dkorrel	15	mm

Staaf boven d: 15 mm

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	20	150	2094,3951	
	16	150	1340,4129	
	D gem.		18	
	hoh totaal		75	mm
		Totaal	3434,808	mm^2/m
		Genoeg wapening		

4/3D korrel	20,00
D staaf	20
Minimaal	50

$\sqrt[3]{\omega_0}$ = 0,8544956

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$
44	7,25	4,523426	0,6239208	2714,055	1,666666667	1,290994449

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	627,7192	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,555981	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	241,8518	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	17,2	Voldoet niet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	99,1	Voldoet
Minimum staafafstand	50	Voldoet
Staafafstand	57	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	0	
$\tau_1 - \tau_d$	1,02	Geen dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300) 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s
				0,102494

Voldoende dwarskrachtwapening

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N / mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,239	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,16	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	0	

Geen gevaar voor pons

Controle stekwapening voorwand (Binnenkant)

Fpons	0	kN	
h	0,5	m	
B	105		
Md	325	kNm/m	
Vd	0	kNm/m	
b	1	m	Staaf boven d
d	0,435	m	15 mm
fb	2,55	N/mm^2	
f'b	60	N/mm^2	
Mrep	242	kNm/m	
fs	435	N/mm^2	
Cmin	48	mm	
C	50	mm	
Dkorrel	15	mm	

	$\sqrt[3]{\omega_0}$	0,74510413					
$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$	
29	7,25	2,999086	0,41366703	1799,452	1,041666667	1,020620726	

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	25	150	3272,4923	
	D gem.		25	
	hoh totaal		150	mm
		Totaal	3272,4923	mm^2/m
		Genoeg wapening		

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	591,0468	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,409443	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	178,1077	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	14,6	Voldoet niet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	153,8	Voldoet
Minimum staafafstand	50	Voldoet
Staafafstand	137,5	

Dwarskracht $\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	0	
$\tau_1 - \tau_d$	1,02	Geen dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300) 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s	
				0,102494	Voldoende dwarskrachtwapening

Pons $\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N/mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,239	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,04	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	0	

Geen gevaar voor pons

4/3D korrel	20,00
D staaf	25
Minimaal	50

Controle wandwapening voorwand-buitenkant

Fpons	0	kN	
h	0,5	m	
B	105		
Md	390	kNm/m	
Vd	0	kNm/m	
b	1	m	Staaf boven d
d	0,44	m	10 mm
fb	2,55	N/mm^2	
f'b	60	N/mm^2	
Mrep	280	kNm/m	
fs	435	N/mm^2	
Cmin	30	mm	
C	50	mm	
Dkorrel	15	mm	

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	16	150	1340,4129	
	16	150	1340,4129	
	D gem.		16	
	hoh totaal		75	mm
		Totaal	2680,8257	mm^2/m
		Genoeg wapening		

4/3D korrel	20,00
D staaf	16
Minimaal	50

$\sqrt[3]{\omega_0}$ = 0,78413018

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$
34	7,25	3,495445	0,48213039	2121,374	1,666666667	1,290994449

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	492,8514	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,568123	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	247,1333	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	16,9	Voldoet
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	93,4	Voldoet
Minimum staafafstand	50	Voldoet
Staafafstand	59	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	0	
$\tau_1 - \tau_d$	1,02	Geen dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300) 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s	
				0,102494	

Voldoende dwarskrachtwapening

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N/mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,236	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,04	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	0	

Geen gevaar voor pons

Controle wandwapening tbv stoot fenders (binnenkant)

Fpons	0	kN
h	0,5	m
B	105	
Md	450	kNm/m
Vd	118	kNm/m
b	1	m
d	0,435	m
fb	2,55	N/mm^2
f'b	60	N/mm^2
Mrep	300	kNm/m
fs	435	N/mm^2
Cmin	30	mm
C	50	mm
Dkorrel	15	mm

Staaf boven d: 15 mm

	D(mm)	hoh (mm)	A(mm^2)	
Anieuw	25	150	3272,4923	
	D gem.		25	
	hoh totaal		150	mm
		Totaal	3272,4923	mm^2/m
		Genoeg wapening		

4/3D korrel	20,00
D staaf	25
Minimaal	50

$\sqrt[3]{\omega_0}$ = 0,82758359

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2}$	k	$k \cdot \omega_0$	ω_0	$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4$	$k_c = \frac{c}{c_{min}} \le 2$	$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \le \sqrt{2}$
40	7,25	4,109355	0,56680753	2465,613	1,666666667	1,290994449

Wmax	5,8242	Voldoet
Mu	597,2639	kNm/m
$\frac{M_{rep}}{M_u}$	0,502291	
$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s$	218,4964	N/mm^2
$\phi_{km} \le \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}$	19,1	
	Geen scheurwijdte eis bij stoot	
$s \le 100\left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1{,}3\right)$	127,6	
Minimum staafafstand	50	Voldoet
Staafafstand	137,5	

Dwarskracht

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_1 = 0{,}4 f_b \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}4 f_b$	1,02	N/mm^2
$\tau_2 = 0{,}2 f'_b$	12	N/mm^2
$\tau_d = \frac{V_d}{b * d}$	0,27126437	
$\tau_1 - \tau_d$	0,74873563	Geen dwarskrachtwapening nodig

Supportwapening(rond 10 - 300) 261,80

Wapening	D(mm)	hoh(mm)	A(mm^2)	τ_s	
				0,102494	

Voldoende dwarskrachtwapening

Pons

$\tau_d \le \tau_u = \tau_1 + \tau_s \le \tau_2$

$\tau_2 = 0{,}15 f'_b \le 5{,}0 N/mm^2$	5	N/mm2
$k_d = 1{,}5 - 0{,}6d \ge 1{,}0$	1,239	
$\tau_1 = 0{,}8 \cdot f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \ge 0{,}8 f_b$	2,09	N/mm2
$\tau_d = \frac{a_e F_d}{pd}$	0	

Geen gevaar voor pons