

Ontwerpstudie Ondergrondse Fruitopslag in de Merwehaven te Rotterdam

**Onderdeel van een studie naar het Bouwen van
Industriële Ondergrondse Ruimten**

Eindrapport

Februari 1997

**Marianne Knibbe
st.nr. 448389**

Voorwoord

Het document dat hier voor u ligt is een verslag van het afstudeerwerk dat ik gedaan heb ter afsluiting van mijn studie Civiele Techniek aan de TU Delft.

Het afstudeerwerk is voor het grootste deel uitgevoerd tijdens een stageperiode bij Ingenieursbureau Grabowsky&Poort bv in Den Haag.

De volgende personen hebben zitting in de afstudeercommissie:

- Prof. drs. ir. J.K. Vrijling Voorzitter
- Ir. K.G. Bezuyen Afstudeercoördinator vakgroep Waterbouwkunde TU Delft
- Ing. J.P. Straman Begeleider sectie Betonconstructies, vakgroep M&C TU Delft
- Ir. A.C. Lindhoud Begeleider Ingenieursbureau Grabowsky&Poort bv

Ik wil bovenstaande personen bedanken voor hun begeleiding en ondersteuning tijdens mijn afstudeerperiode. Verder bedank ik Ingenieursbureau Grabowsky&Poort bv voor het ter beschikking stellen van hun diensten en faciliteiten.

Als laatste wil ik mijn familie en vrienden bedanken voor hun behulpzaamheid en steun.

Delft, Februari 1997

Marianne Knibbe

Samenvatting

De ontwerpstudie 'Ondergrondse Fruitopslag in de Merwehaven te Rotterdam' maakt deel uit van een studie naar het 'Bouwen van Industriële Ondergrondse Ruimten (BIOR)' van de gelijknamige deelprojectgroep van het LWI, het Land Water en Milieu Informatietechnologie programma.

De deelprojectgroep BIOR is er op gericht een afwegingsmodel te ontwikkelen, als hulpmiddel bij het afwegen van het gebruik van de ondergrond voor industriële toepassingen.

Om dit model te kunnen toetsen worden een aantal praktijkcases uitgewerkt. Eén van die cases is het ontwerp van een ondergrondse fruitterminal in de Merwehaven te Rotterdam.

In deze ontwerpstudie wordt een ontwerp gemaakt van een ondergrondse opslagterminal voor fruit. Bij dit ontwerp worden de uitvoeringsmethode en de aanlegdiepte gevarieerd. Er worden derhalve drie dieptes beschouwd. De verschillende bouwmethoden worden gevonden door verschillende 'state-of-the-art' uitvoeringsmethoden voor horizontale en verticale bouwputbegrenzingsen met elkaar te combineren.

De Merwehaven in Rotterdam ligt aan de noordelijke oever van de Maas, in de buurt van het Marconiplein. Het gebied rond de Merwehaven is een van de herstructurerings-gebieden uit het 'Havenplan 2010' van het Gemeentelijk Havenbedrijf in Rotterdam. In dit gedeelte van de haven, met de naam 'Rotterdam Fruitport', vindt overslag, bewerking en distributie van fruit en groente plaats.

De Rotterdamse haven wil hier ruimte creëren voor toegevoegde waarde activiteiten, behorend bij de behandeling van vers fruit, zoals gekoelde opslag voor een langere periode, doorvoer, distributie, verpakken, veilen en laten rijpen van het aangevoerde fruit.

Een belangrijke randvoorwaarde voor het ontwerp wordt opgelegd door de aanwezigheid van de bestaande kademuur. Deze bestaat namelijk uit betonnen caissons die verhinderen dat een eventuele damwand of diepwand verankerd kan worden in de achterliggende grond.

Aan de hand van de benodigde opslagcapaciteit en de configuratie van pallets, wordt een lay-out voor de fruitterminal gegenereerd. Daarbij worden drie aanlegdieptes beschouwd, van twee, vier of zes pallets boven elkaar, met een opslagcapaciteit van respectievelijk 47%, 68% en 99% van de benodigde capaciteit.

Vervolgens wordt aan de hand van de gegevens over de specifieke situatie en de randvoorwaarden in de Merwehaven, gemotiveerd welke van de 'state-of-the-art' uitvoeringsmethoden toepasbaar zijn en welke op voorhand al afvallen.

Van de overgebleven uitvoeringsmethoden wordt de technische haalbaarheid voor de drie aanlegdieptes gecontroleerd.

Voor de horizontale bouwputbegrenzingsen bestaat deze controle uit een toetsing van het verticale evenwicht van de constructie in de bouwfase en in de eindfase. In de gevallen van de verticale bouwputbegrenzing wordt de stabiliteit van de grondkerende constructie gecontroleerd. Op deze wijze worden de grenzen van de aanlegdiepte voor elke uitvoeringsmethode in kaart gebracht.

In een multicriteria-matrix worden de overgebleven, toepasbare, uitvoeringsmethoden met elkaar vergeleken. Ook wordt van alle uitvoeringsmethoden een globale kostenberekening gemaakt. Helaas is voor de grootste aanlegdiepte slechts één uitvoeringsmethode overgebleven zodat voor deze diepte niet echt meer van een vergelijking sprake is.

Inhoudsopgave

Voorwoord	3
Samenvatting	5
1. Inleiding	10
1.1 Achtergrond van deze ontwerpstudie	10
1.1.1 Land Water en Milieu Informatietechnologie programma (LWI).....	10
1.1.2 Bouwen van Industriële Ondergrondse Ruimten (BIOR)	10
1.2 Samenvatting voorgaande fases van het deelproject BIOR.....	11
1.3 Plan van aanpak ontwerpstudie.....	13
2. 'State-of-the-art' uitvoeringsmethoden voor bouwen onder maaiveld	15
2.1 Inleiding	15
2.2 Verticale bouwputbegrenzingsen.....	15
2.2.1 Taluds	15
2.2.2 Damwanden.....	16
2.2.3 Combiwanden	17
2.2.4 Diepwanden	17
2.2.5 Schroefpalenwand	18
2.2.6 Wandmassief van chemische injectie.....	19
2.2.7 Wandmassief van jetgrouting	19
2.2.8 Berliner wand	19
2.3 Horizontale bouwputbegrenzingsen.....	20
2.3.1 Bemaling	20
2.3.2 Van nature aanwezige kleilaag.....	20
2.3.3 Onderwaterbeton	20
2.3.4 Chemische injectie	21
2.3.5 Jetgrouting	21
2.3.6 Vlies	21
2.4 Bijzondere oplossingen.....	22
2.4.1 Wanden-dak methode.....	22
2.4.2 Pneumatisch caisson	22
2.4.3 Drijvend afzinken van caissons	23
2.4.4 Bevriezen	23
2.5 Combinaties van bouwputbegrenzingsen	24
3. Inventarisatie van de huidige situatie in de Merwehaven te Rotterdam	25
3.1 Inleiding	25
3.2 Probleemstelling	25
3.3 Doelstelling	25
3.4 Situatieschets	26
3.4.1 Plattegrond en afmetingen van de haven.....	26
3.4.2 Bodemprofiel.....	27
3.4.3 Bestaande kadeconstructie	28
4. Globaal ontwerp van de fruitterminal.....	29
4.1 Lay-out van de ondergrondse fruitterminal	29
4.1.1 Palletconfiguratie.....	30

7.5 Afzinkelementen: Schetsontwerp 18.....	67
7.6 Bestaande kadeconstructie: Schetsontwerpen 1 en 2	68
7.6.1 Horizontaal evenwicht van de kade in de bouwfase	68
7.7 Damwanden of combiwanden: Schetsontwerpen 4 t/m 12	69
7.8 Diepwanden en schroefpalenwanden: Schetsontwerpen 13 t/m 17	71
8. Multicriteria-analyse en kostenvergelijking van de technisch haalbare uitvoeringsmethoden.....	73
8.1 Multicriteria-analyse.....	74
8.1.1 Waardering per criterium.....	74
8.1.2 Bepaling van de weegfactoren	76
8.1.3 Totaalscores van de drie dieptevarianten.....	76
8.1.4 Conclusie	76
8.2 Hoeveelheden en kosten	77
8.3 Keuze van de variant om verder uit te werken.....	78
9. Constructieve uitwerking van de gekozen variant.....	79
9.1 Inleiding	79
9.2 Beschrijving constructie	79
9.3 Beschrijving van de belastingen	80
9.3.1 Permanente belastingen	80
9.3.2 Veranderlijke belastingen	80
9.4 Keuze constructief systeem.....	80
9.4.1 Kolommen.....	81
9.4.2 Vloer op niveau -2.....	81
9.4.3 Vloeren op niveaus 0 en -1	81
9.5 Gewichtsberekening	84
9.5.1 Fundering.....	84
9.5.2 Diepwand	85
9.6 Constructief ontwerp van de vloeren voor niveau 0 en niveau -1	86
9.6.2 Berekening van de vloer op niveau -1	94
9.7 Berekening van de kolommen	95
9.8 Berekening van de vloer op niveau -2.....	96
10. Evaluatie	97
10.1 Conclusies met betrekking tot het ontwerp van de constructie	97
10.1.1 Verticale bouwkuipbegrenzing.....	97
10.1.2 Waterstand.....	98
10.2 Conclusies met betrekking tot het afwegingsmodel van BIOR.....	98
10.2.1 Randvoorwaarden.....	98
10.2.2 Kosten.....	98
10.2.3 Aansluiting op bovengrondse infrastructuur	99
10.2.4 Aanzet tot technische innovaties	99
11. Geraadpleegde literatuur.....	100

1.2 Samenvatting voorgaande fases van het deelproject BIOR

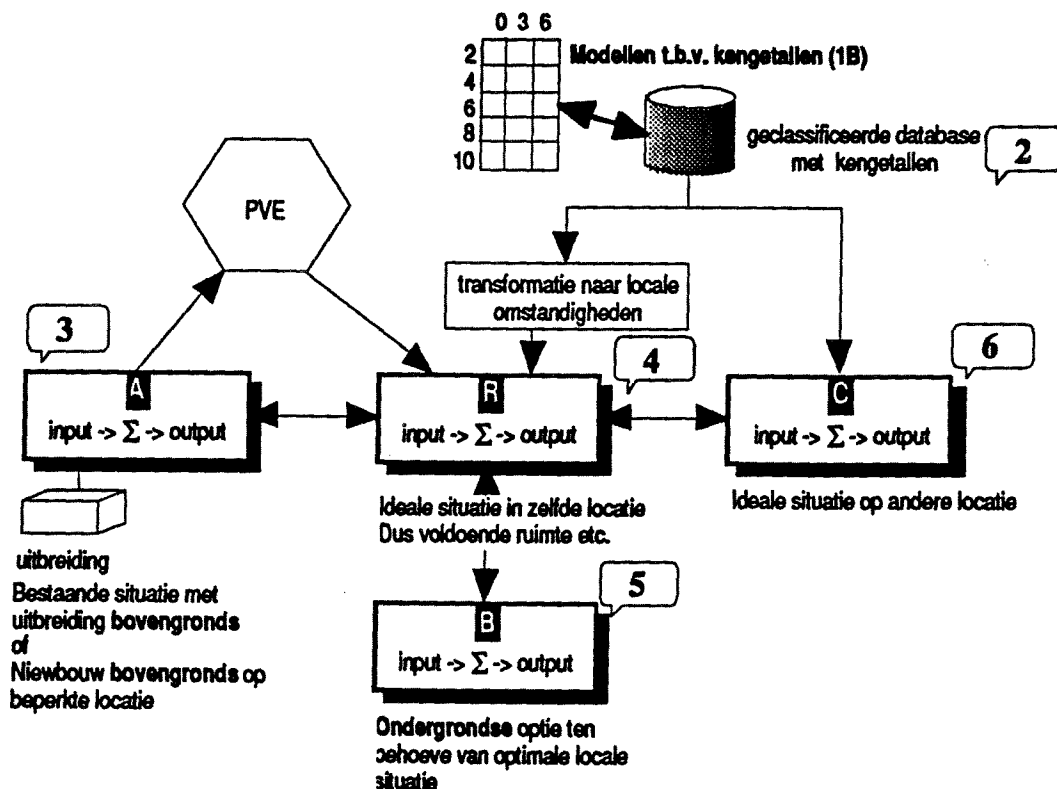
In fase 1A van het deelproject 'Bouwen van Industriële Ondergrondse Ruimten' is het probleem geanalyseerd en is een concept afwegingsmodel tot stand gekomen.

In fase 1B heeft een inventarisatie en selectie van technologische innovaties plaats gevonden. Door Ingenieursbureau Grabowsky&Poort is ingegaan op de techniek van het ondergronds bouwen. In dit rapport [3] is eerst een inventarisatie gedaan naar verschillende uitvoeringsmethoden en hun specifieke eigenschappen, zoals waterdichtheid, verstoring van de grondwaterstroming, het al dan niet optreden van zettingen in de omgeving, hinder voor omwonenden, verstoring van infrastructuur en dergelijken. Door aan deze eigenschappen gewichten toe te kennen worden de uitvoeringsmethoden in verschillende standaard situaties tegen elkaar afgewogen. Hiermee wordt in een multicriteria-analyse als het ware de kwaliteit van de uitvoeringsmethode in een standaard situatie beschouwd. Ook zijn in dat rapport de totale bouwkosten van de verschillende bouwmethoden in verschillende standaardgevallen in beschouwing genomen.

In fase 1C is ingegaan op de economische aspecten die een rol spelen bij de integrale afweging tussen bovengrondse en ondergrondse industriële ruimten. Hiertoe zijn de verschillende aspecten die een rol kunnen spelen in deze afweging bestudeerd en op verschillende manieren geclassificeerd en, indien mogelijk, gekwantificeerd.

In fase 2 moet het definitieve afwegingsmodel tot stand komen. Dit model en het programma om deze afwegingsaspecten in kaart te brengen is ontwikkeld door Dhr. Dekker van TNO-Bouw in Rijswijk [5].

De opzet voor het afwegingsmodel is als volgt (zie ook Figuur 1):



Figuur 1: Aanzet tot conceptueel afwegingsmodel BIOR (overgenomen uit [5])

1.3 Plan van aanpak ontwerpstudie

Het doel van deze ontwerpstudie is het maken van een ontwerp voor ondergrondse opslag van fruit in de Merwehaven te Rotterdam. In deze paragraaf wordt kort aangegeven welke aanpak daarvoor is gevolgd.

Eén en ander wordt gedaan in het kader van het BIOR-project. Er wordt gebruik gemaakt van resultaten uit de eerdere fases van dit project en van het ontwerp-afwegingsmodel dat opgesteld is door Ingenieursbureau Grabowsky&Poort.

Het is de bedoeling de bruikbaarheid van dit model te toetsen in een praktijkgeval, in dit geval de ondergrondse fruitterminal in de Merwehaven.

In de inleiding in hoofdstuk 1 wordt de achtergrond van deze ontwerpstudie uiteengezet.

In het stroomdiagram in Figuur 2 staat de inpassing van deze case-studie in het kader van het BIOR-project.

In de voorstudie wordt in hoofdstuk 2 eerst een algemene beschrijving gegeven van de tegenwoordige 'state-of-the-art' van methoden om de begrenzingen van een bouwkuip te realiseren. Met deze begrenzingen kunnen een aantal combinaties worden gemaakt die leiden tot een aantal verschillende uitvoeringsmethoden voor een bouwkuip.

In hoofdstuk 3 wordt de huidige situatie in de Merwehaven en de daaruit voortvloeiende lokatiegebonden randvoorwaarden in kaart gebracht. Belangrijk daarbij zijn de randvoorwaarden die gesteld worden door de bestaande kadeconstructie.

In hoofdstuk 4 wordt aan de hand van de benodigde opslagcapaciteit en de configuratie van pallets, een lay-out voor de fruitterminal gegenereerd. Daarbij worden drie aanlegdieptes beschouwd, van twee, vier of zes pallets boven elkaar.

De volgende fase is dat aan de hand van deze gegevens wordt gekeken welke uitvoeringsmethoden afvallen en welke een mogelijke oplossing zijn voor de situatie in de Merwehaven. In hoofdstuk 5 wordt gemotiveerd welke uitvoeringsmethoden afvallen. In hoofdstuk 6 staan de overgebleven uitvoeringsmethoden nog eens samengevat.

Van elk van deze mogelijke uitvoeringsmethoden wordt voor elke dieptevariant een schetsontwerp gemaakt en wordt in hoofdstuk 7 de technische haalbaarheid getoetst. Vervolgens worden de verschillende uitvoeringsmethoden in hoofdstuk 8 geëvalueerd in een multicriteria-analyse en worden globaal de kosten berekend. Hieruit kan dan de beste en de goedkoopste oplossing voor elke diepte worden gekozen.

Van de technisch haalbare oplossingen wordt er één uitgekozen om verder te detailleren. Deze uitwerking staat in hoofdstuk 9. Hiervoor worden eerst de belastingen bepaald. Aan de hand van het gekozen constructief systeem en de gegeven belastingen worden de definitieve afmetingen vastgesteld en wordt de benodigde wapening en eventuele voorspanning bepaald. Indien er knelpunten naar voren komen bij het detailleren van de constructie, zal geprobeerd worden daar oplossingen voor te vinden.

In hoofdstuk 10 wordt de ontwerpstudie in relatie tot het afwegingsmodel geëvalueerd en wordt getracht een aanzet te geven tot technische innovaties om tot nog grotere diepten te komen.

2. 'State-of-the-art' uitvoeringsmethoden voor bouwen onder maaiveld

2.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt geïnterpreteerd welke uitvoeringsmethoden in aanmerking komen voor de bouw van ondergrondse constructies in het algemeen.

De traditionele manier van ondergronds bouwen in een open bouwput is als volgt: de grond wordt ontgraven, de constructie wordt in het ontstane gat gebouwd, en vervolgens wordt de grond weer aangevuld tot aan het maaiveld niveau. Aangezien de grondwaterstand in Nederland vaak vlak onder het maaiveld ligt, betekent 'onder het maaiveld bouwen' al gauw 'in het natte bouwen'. Om droog te kunnen bouwen dient op een of andere manier de grondwaterstand in de bouwkuip verlaagd te worden. Om niet alleen de grond, maar ook het water te keren, dient de bouwkuip in verticale en in horizontale zin begrensd te worden, zodat een soort polder ontstaat waarbinnen de grondwaterstand geregeld kan worden zonder dat dit de grondwaterstand buiten de 'polder' beïnvloedt.

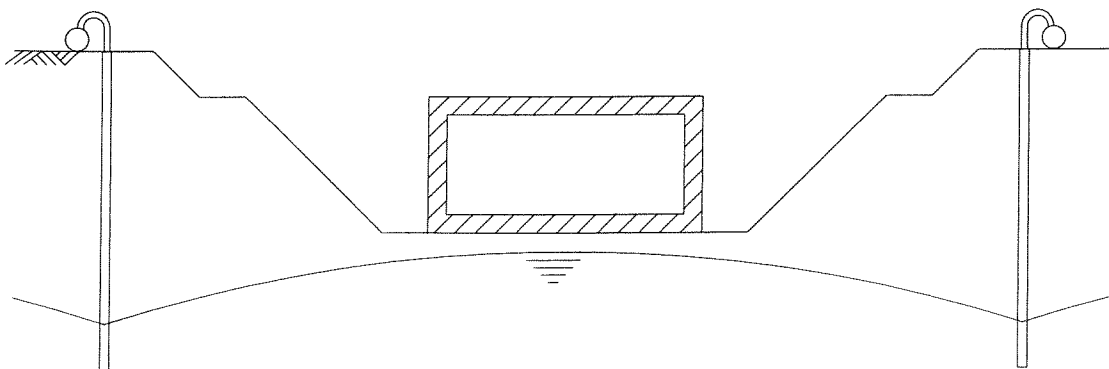
De verschillende methodieken om ondergronds te bouwen kunnen worden aangegeven door de verschillende mogelijkheden om deze verticale en horizontale begrenzingen te realiseren, te beschrijven. Er wordt ook aandacht besteed aan een aantal bijzondere uitvoeringsmethoden, zoals de wanden-dak methode, het pneumatisch caisson, de afzinkmethode en het bevroren van het aanwezige water in de grond.

2.2 Verticale bouwputbegrenzingen

2.2.1 Taluds

De meest eenvoudige en 'klassieke' methode voor het maken van een bouwput, is het graafprofiel onder een helling te laten lopen. Vanwege de inwendige stabiliteit van de grond is de helling van het talud ongeveer 1:3. Dit betekent dus dat voor elke meter diepte de bouwput 6 meter breder wordt.

Het grote ruimtebeslag is, vooral in druk bebouwde gebieden, een groot nadeel van deze methode. In gebieden waar het ruimtebeslag een belangrijke rol speelt, zal gebruik gemaakt moeten worden van een bouwkuip met verticale wanden, die uiteraard minder ruimte beslaat.

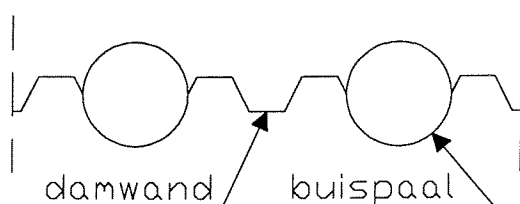


Figuur 3: De 'klassieke' bouwput met taluds en bemaling

2.2.3 Combiwanden

Combiwanden worden toegepast als een damwandscherm zo zwaar belast wordt dat de profielen niet meer voldoen. Een combiwand bestaat uit stalen buispalen met daartussen twee of drie damwandplanken. De buispalen worden diep in de grond geheid en kunnen zo de hoge belasting dragen. De damwanden ertussen worden minder diep geheid en vormen de grondkering en, mits met de onderzijde tot in een afsluitende laag, de waterkering. Ook een combiwand kan gestempeld of verankerd worden met groutankers.

Een voordeel van combiwanden boven damwanden is dat een bovenbelasting op de wand door het stijve profiel beter opgenomen kan worden. Een damwand is slapper en knikt gemakkelijker uit. Verder gelden voor combiwanden dezelfde voor- en nadelen als voor een damwandconstructie (zie § 2.2.2).



Figuur 5: Combiwand

2.2.4 Diepwanden

Diepwanden zijn in de grond gevormde gewapend betonnen wanden. In de grond wordt met een speciale graafmachine tot de gewenste diepte een sleuf gegraven met de breedte van de diepwand. Tijdens het graven is de sleuf gevuld met een bentoniet suspensie. Bentoniet is een natuurlijk kleipoeder. Het volumegewicht van de bentoniet suspensie ligt in de orde van 10,2-12,5 kN/m³. De bentoniet suspensie zorgt voor de stabilisatie van de grond en vormt bovendien een waterdichte laag op de gatwand (cake) wat de stabiliteit ook nog ten goede komt.

De diepwand kan natuurlijk niet in één keer gestort worden. Daarom wordt de diepwand opgedeeld in verschillende panelen. Als een paneel van de diepwand uitgegraven is worden voegmallen geplaatst. Dit zijn vaak stalen buizen met een buitendiameter gelijk aan de wandbreedte. Als de diepwandpaneel uitgehard is, wordt de voegmal verwijderd en kan de volgende paneel tegen de vorige gestort worden. Zo ontstaat een ronde voeg.

Na het plaatsen van de voegmal worden de wapeningskorven ingehangen. Als afstandshouders worden betonnen blokjes aan de buitenzijde van de wapeningskorf gebruikt. Stekken voor de aansluiting aan vloeren kunnen in het net worden gemonteerd. De uit te buigen stekeinden worden in het voorvlak gelegd om na het ontgraven te worden uitgebogen.

Vervolgens wordt het gat van onder af gevuld met beton. Het is belangrijk dat het beton zo vloeibaar mogelijk is zodat het goed om de wapening heen stroomt en alle ruimte gevuld wordt en er geen bentonietinsluitingen optreden.

Het storten wordt begonnen door eerst een prop of een opblaasbare bal in de stortkoker te plaatsen om de scheiding tussen het bentonietmengsel en het beton te vormen. Als alle panelen van de diepwand gereed zijn kan de bouwkuip ontgraven worden.

2.2.6 Wandmassief van chemische injectie

Een wandmassief door middel van injectie van chemicaliën wordt alleen toegepast in bijzondere gevallen. Meestal in een situatie waarbij de kelder direct tegen een bestaand gebouw aan wordt gebouwd. Onder het gebouw wordt met behulp van lange injectielansen een wandmassief aangebracht, waardoor de toestroming van water wordt geblokkeerd. Indien het gebouw op staal is gefundeerd, heeft het wandmassief ook een dragende functie. Deze methode is alleen toepasbaar bij grofkorrelige grondsoorten en is niet toepasbaar bij grondwaterstromingen.

Zie ook § 2.3.4 over chemische injectie ten behoeve van een horizontale afsluiting.

2.2.7 Wandmassief van jetgrouting

Een wandmassief door middel van jetgrouting bestaat uit groutkolommen die gemaakt zijn door met een roterende boorbuis, grout onder hoge druk met de bestaande grond te vermengen.

Deze wandconstructie is toe te passen als water- en grondkering en funderingsversterking van belendende percelen. De methode is toepasbaar voor nagenoeg elke grondgesteldheid, zowel voor een tijdelijke, als voor een definitieve constructie.

2.2.8 Berliner wand

Een Berliner wand bestaat uit verticale stalen (H- of I-) profielen waartussen houten balken of planken worden geplaatst.

Deze wand is niet geschikt als waterkering en kan dus alleen boven het grondwaterniveau worden toegepast. Er is maar een geringe kerende hoogte te realiseren.

Hoewel deze methode enkele uitvoeringsrisico's kent, vooral met betrekking tot slibinsluitingen en de afdichting en aanhechting aan wanden en/of palen, wordt ze vaak toegepast, ook omdat het uitvoeringsproces tegenwoordig beter beheersbaar is.

2.3.4 Chemische injectie

Een andere manier om een slecht doorlatende laag te creëren is het injecteren van de grond met chemicaliën die in de grond een harde, waterafsluitende laag vormen. Hiervoor worden gels gebaseerd op waterglas gebruikt. Met behulp van lange injectielansen worden de chemicaliën in de grond gespoten. De laag moet zo diep liggen dat er geen gevaar voor opbarsten optreedt (zie § 2.3.2 over de kleilaag).

De uitvoering is mogelijk met licht en compact materieel. Deze methode is alleen toepasbaar bij grofkorrelige grondsoorten.

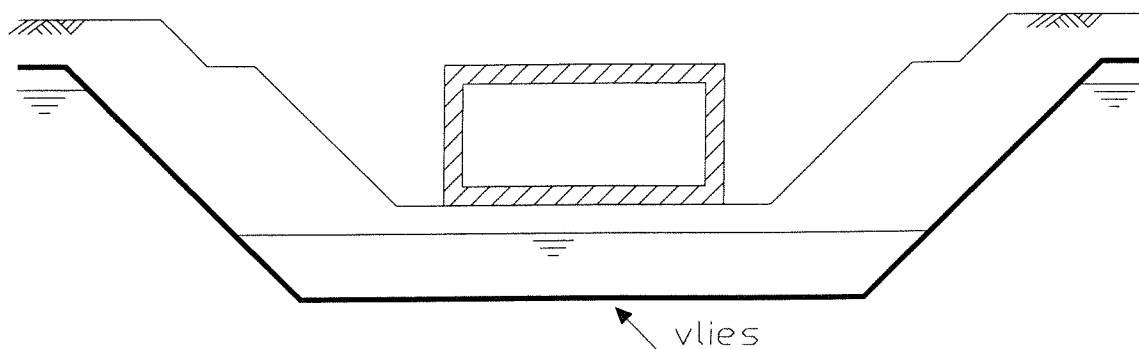
2.3.5 Jetgrouting

In plaats van chemicaliën kan ook een groutmengsel worden toegepast om een waterdichte laag te maken. Met jetgrouting kan deze laag op grote diepte aangebracht worden.

De methode is toepasbaar voor nagenoeg elke grondgesteldheid en ook bij grondwaterstroming. De uitvoeringsrisico's zijn echter redelijk groot.

2.3.6 Vlies

Voor verdiepte wegen en tunnelafritten wordt vaak van een vliesconstructie als kunstmatige bodemaafsluiting gebruik gemaakt. Allereerst wordt de bouwkuip dan ontgraven tot op de diepte waar het vlies moet komen. Vervolgens wordt het vlies van p.v.c. of polyetheen afgezonken op de bodem en afgedekt met een laag zand waarop de constructie wordt aangebracht. Boven het vlies wordt een drainagesysteem aangebracht dat er voor zorgt dat de waterstand daar op ruim 1 m onder de oppervlakte blijft. Uiteraard geldt ook hier dat de gronddekking op het vlies zwaar genoeg moet zijn om de opwaartse waterdruk tegen de onderzijde van het vlies te weerstaan.

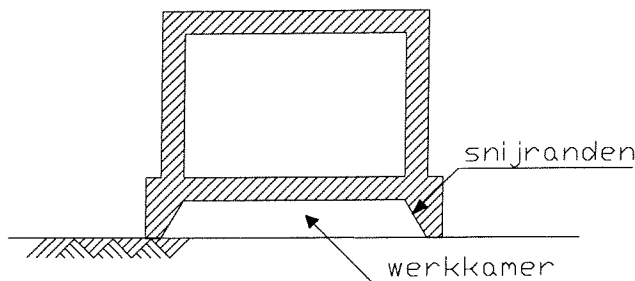


Figuur 7: Bouwkuip met behulp van vliesconstructie

bouwmethode geldt dat in het kader van de 'Caissonwet' restricties worden gesteld aan de verblijfstijd in de werkkamer.

De wrijving van de grond tegen de randen van het caisson kan beperkt worden door het gebruik van snijranden aan de onderzijde die iets breder zijn dan het caisson en door een bentonietspoeling toe te voegen tussen het caisson en de grond.

Als het caisson eenmaal op diepte is, wordt de werkkamer gevuld met beton om een goede fundering te krijgen.



Figuur 9: Pneumatisch caisson

2.4.3 Drijvend afzinken van caissons

Bij afzinken wordt vaak alleen aan tunnels gedacht, maar het is ook mogelijk met deze methode een kelderconstructie te realiseren. De kelder wordt elders gebouwd en deze 'doos' wordt varend verplaatst naar de definitieve locatie. Aldaar is een sleuf gebaggerd en kan de constructie afgezonken worden. Vanwege de logistieke eisen die aan het bouwproces gesteld worden en de omvang van de elementen, is deze methode in andere gevallen dan een 'conventionele' afzinktunnel beperkt toepasbaar.

2.4.4 Bevroren

Bevroren grond bezit een grote sterkte en is volledig waterdicht en is dus toe te passen als water- en grondkerende constructie. Het kunstmatig bevroren van het aanwezige water in de grond kan op twee manieren worden gedaan, namelijk door gebruik te maken van een vloeistof of gas dat als koudedrager fungeert door de grond te leiden, of door vloeibare stikstof door een buizensysteem in de grond te leiden en te laten verdampen waardoor de koude overgedragen wordt aan de grond. Deze laatste methode is alleen economisch voor kleinere werken en in gevallen waarbij binnen enkele dagen resultaat moet worden geboekt. De vriesmethode kan alleen toegepast worden als tijdelijke 'constructie' omdat het in stand houden van het vrieslichaam aanzienlijke kosten met zich mee brengt.

Om de lage temperatuur over te brengen van de koudedrager op de grond, wordt een systeem van parallel geplaatste buizen aangelegd waardoor de vloeistof wordt getransporteerd. In de meeste gevallen worden deze buizen vanaf het maaiveld verticaal in de grond geplaatst op onderlinge afstand van 0,50 - 1,20 m, maar er zijn ook toepassingen, zoals bijvoorbeeld tunnelwerken, waarbij de buizen horizontaal worden aangebracht.

In de meeste gevallen wordt een betonnen wand tegen de grondwand gestort.

Deze methode is milieuvriendelijk en kan onafhankelijk van de grondsoort worden toegepast, maar is niet toepasbaar bij grondwaterstroming.

3. Inventarisatie van de huidige situatie in de Merwehaven te Rotterdam

3.1 Inleiding

In het concept afwegingsmodel van BIOR [5] en in het onderzoek van Grabowsky&Poort [3] wordt geen rekening gehouden met specifieke, projectgebonden randvoorwaarden van de constructie en de locatie. Het model gaat min of meer uit van een 'weiland-situatie'. In het nu volgende hoofdstuk worden de probleemstelling en de situatieschets voor het ontwerp van een ondergrondse fruitterminal in de Merwehaven gegeven en worden de daaruit voortvloeiende problemen en randvoorwaarden aangegeven.

3.2 Probleemstelling

In het ontwerp Havenplan 2010 van het Gemeentelijk Havenbedrijf in Rotterdam speelt niet alleen opslag, transport en distributie van goederen een rol, maar wordt vooral de nadruk gelegd op toegevoegde waarde activiteiten in de haven zelf, zoals het verwerken en verfijnen van de produkten die aangevoerd worden.

Het gebied Vierhaven en Merwehaven is een van de herstructurerings-gebieden uit het Havenplan 2010. In dit gedeelte van de haven vindt overslag, bewerking en distributie van fruit en groente (Merwehaven) en fruitsapconcentraten (Vierhaven) plaats; samen Rotterdam Fruitport. De Rotterdamse haven wil hier ruimte creëren voor behandeling van vers fruit, zoals gekoelde opslag voor een langere periode, doorvoer, distributie, verpakken, veilen en laten rijpen van het aangevoerde fruit.

Rotterdam Fruitport wordt hét centrum voor deze produkten met gespecialiseerde terminals, koelloodsen en distributiemogelijkheden, controlebedrijven, Douane, Keuringsdienst van Waren, en een citrusveiling. Nu al voeren koelschepen jaarlijks meer dan 900.000 ton groente en fruit, en nog eens 200.000 ton fruitsapconcentraat, aan.

In het Havenplan 2010 wordt de ruimte die nodig is voor deze uitbreidingen, gecreëerd door verschillende havenbekkens te dempen. De benodigde capaciteit van de nieuw te realiseren fruitterminal bedraagt 61.000 pallets, met een gemiddelde opslagduur van 4,5 weken.

Uit een haalbaarheidsonderzoek van het ingenieursbureau Haskoning [2] is gebleken dat ondergronds bouwen een serieus te overwegen alternatief is.

In deze ontwerpstudie wordt een ondergronds alternatief voor een groente- en fruitterminal in de Merwehaven uitgewerkt. De Vierhaven met de verwerking van fruitsapconcentraten wordt hier verder buiten beschouwing gelaten.

3.3 Doelstelling

Deze ontwerpstudie heeft eigenlijk twee doelstellingen:

Het ontwerpen en dimensioneren van een ondergrondse opslagruimte voor groente en fruit in de Merwehaven.

Het onderzoeken van de toepasbaarheid van verschillende gangbare uitvoeringsmethoden in deze specifieke situatie, in het kader van onderzoek naar een afwegingsmodel voor ondergronds bouwen.

3.4.2 Bodemprofiel

De Rijks Geologische Dienst heeft een geologisch onderzoek gedaan naar de bodemopbouw in de Merwehaven in Rotterdam. Een deel van de boorgegevens die gebruikt werden voor de constructie van de grondprofielen zijn afkomstig uit de periode van de constructie van de Merwehaven (omstreeks 1930). De opbouw van de bovenste meters grond is sinds die tijd ingrijpend gewijzigd. Een groot deel van het gebied is opgehoogd met grond waarvan de samenstelling sterk varieert.

Globaal is de volgende bodemopbouw gegeven:

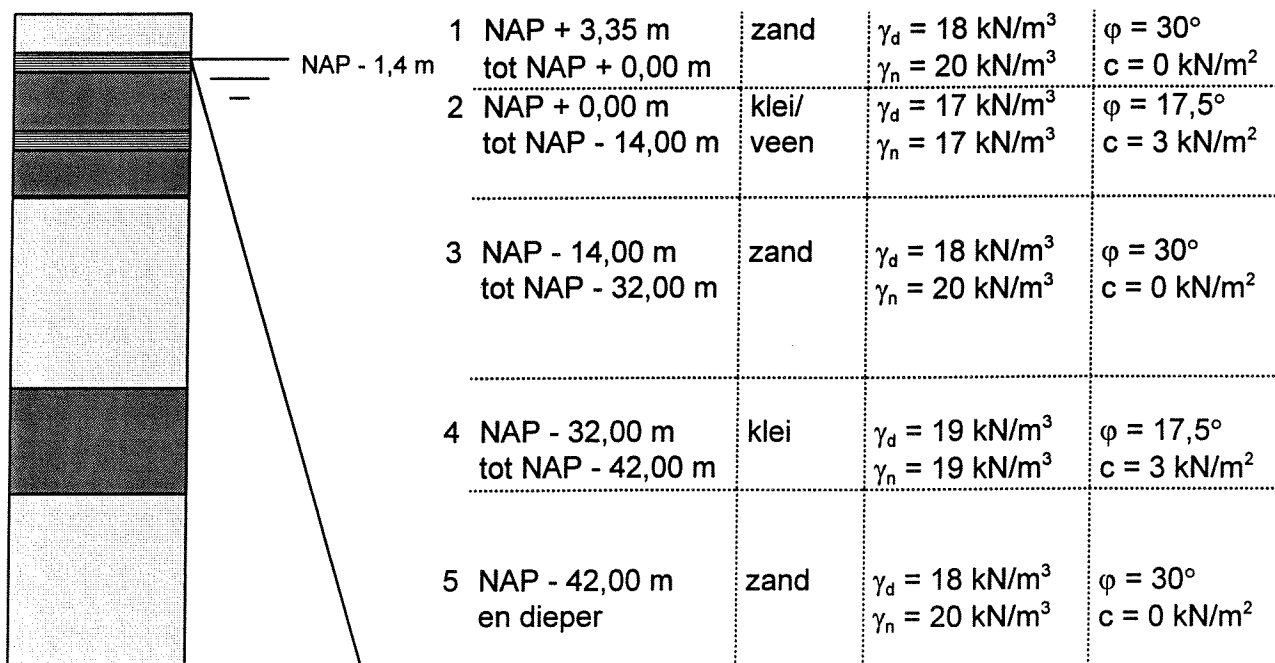
- | | |
|---|--|
| 1. NAP + 4 m tot NAP - 1 m: | Opgebrachte grond |
| 2. NAP - 1 m tot NAP - 15 à - 17 m: | Westland Formatie, onder te verdelen in: |
| | 2.a: Hollandveen |
| | 2.b: Zandige geulafzettingen |
| | 2.c: Complexe afzettingen |
| 3. NAP - 15 à - 17 m tot NAP - 26 à - 29 m: | Afzettingen van de Formatie van Kreftenheye |
| 4. NAP - 26 à - 29 m tot NAP - 42 m: | Afzettingen van de kleige top van de Formatie van Kedichem |
| 5. Dieper dan NAP - 42 m: | Afzettingen van de Formatie van Kedichem |

De top van de afzettingen van de Formatie van Kedichem bestaat in dit deel van Rotterdam uit een kleipakket van circa 10 m dik.

De stijghoogte van het watervoerend pakket hierboven is NAP - 2,3 à - 1,4 m. Aangenomen wordt dat de waterdrukken hydrostatisch verlopen.

De door de Rijks Geologische Dienst gevonden bodemopbouw in de Merwehaven en enkele boringen zijn gegeven in Bijlage B.

In deze case wordt voor de berekeningen het geschematiseerde bodemprofiel in Figuur 11 aangehouden. Deze schematisatie is uit verschillende gegevens uit sonderingen en boringen samengesteld.



Figuur 11: Bodemopbouw Merwehaven te Rotterdam

4. Globaal ontwerp van de fruitterminal

In dit hoofdstuk wordt aan de hand van de afmetingen en plaatsing van de pallets een mogelijke inrichting van de ondergrondse fruitterminal bepaald.

Er worden drie verschillende dieptes bekeken en voor elk van deze dieptes wordt een indicatie van de opslagcapaciteit gegeven. Deze drie dieptevarianten zijn:

Dieptevariant I. Stapelhoogte van twee pallets boven elkaar

Dieptevariant II. Stapelhoogte van vier pallets boven elkaar

Dieptevariant III. Stapelhoogte van zes pallets boven elkaar

4.1 Lay-out van de ondergrondse fruitterminal

Aan de hand van gegevens uit het rapport 'Gaait fruit ondergronds?!' van het Koninklijk Ingenieurs- en Architectenbureau Haskoning [2] is de lay-out van de fruitterminal bepaald. In dit rapport wordt gesproken van een doorvoer van 800.000 ton fruit op jaarbasis. Dit komt neer op een gemiddelde aanvoer van 17.000 pallets per week. Hiervan worden er 3.400 direct overgeslagen en gaan er 13.600 eerst in opslag. Met een gemiddelde opslagduur van 4,5 week resulteert dit in een gemiddelde voorraad van 61.000 pallets. Dit aantal wordt als de benodigde capaciteit genomen.

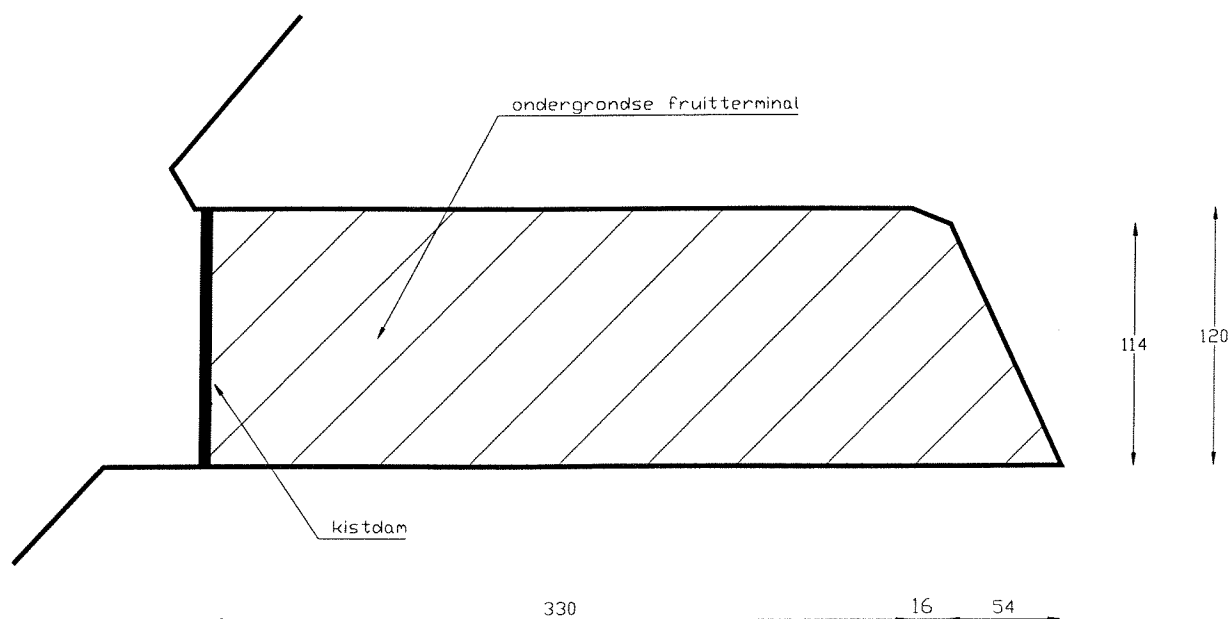
Er wordt uitgegaan van een high-tech oplossing in een kelder met één rechte en één schuine kopse wand (zie Figuur 13 voor een overzicht van de fruitterminal in de haven). Zo wordt het hele 2^e havenbekken benut om de grootste opslagcapaciteit te behalen.

Het transport van pallets in en uit de terminal van en naar schepen en vrachtwagens vindt plaats met behulp van liften voor de pallets en hellingbanen voor de heftrucks.

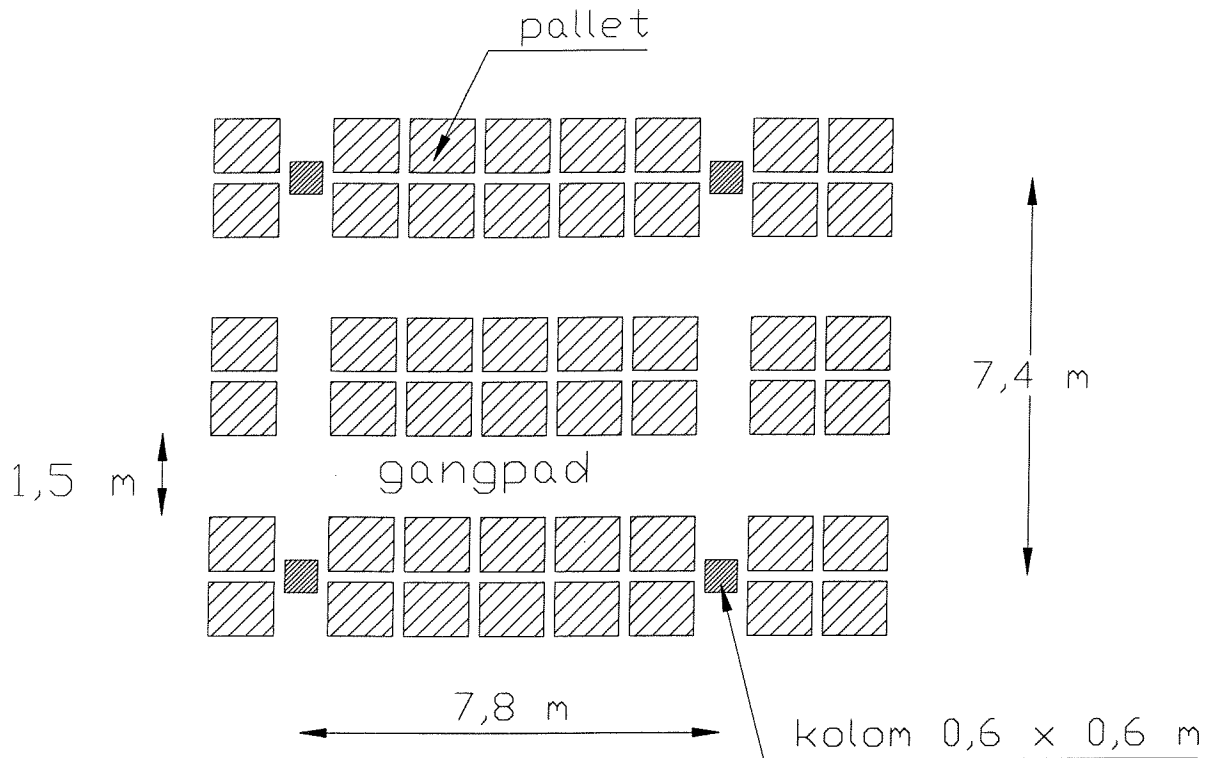
De vrachtwagens blijven op het maaiveldniveau.

De breedte van de kelder bedraagt ca. 120 m en de lengte varieert van 330 m tot 400 m.

Het totale oppervlak bedraagt 44.550 m².



Figuur 13: Ligging ondergrondse fruitterminal in het tweede havenbekken



Figuur 15: Bovenaanzicht van de palletconfiguratie bij een middenpad van 1,5 m breed (bij Dieptevariant I met een stapeling van twee pallets op elkaar)

4.1.1.2 Dieptevariant II.

Bij een opslaghoogte van meer dan twee pallets moet gebruik gemaakt worden van speciale reachtrucks om tot deze hoogte te komen. Voor deze reachtrucks moeten bredere middenpaden (van 2,8 m breed) aangelegd worden.

Met een middenpad van 2,8 m wordt een kolomstramienmaat gevonden van 5 m x 7,8 m (zie ook Figuur 16).

Met deze configuratie staan er 40 pallets op 7,8 x 5,0 m², ofwel 1,0 pallet per m². Ook hier wordt voor de dwarspaden over de volle lengte 12 meter breedte, ofwel 10% extra ruimte gerekend (volgens [2]).

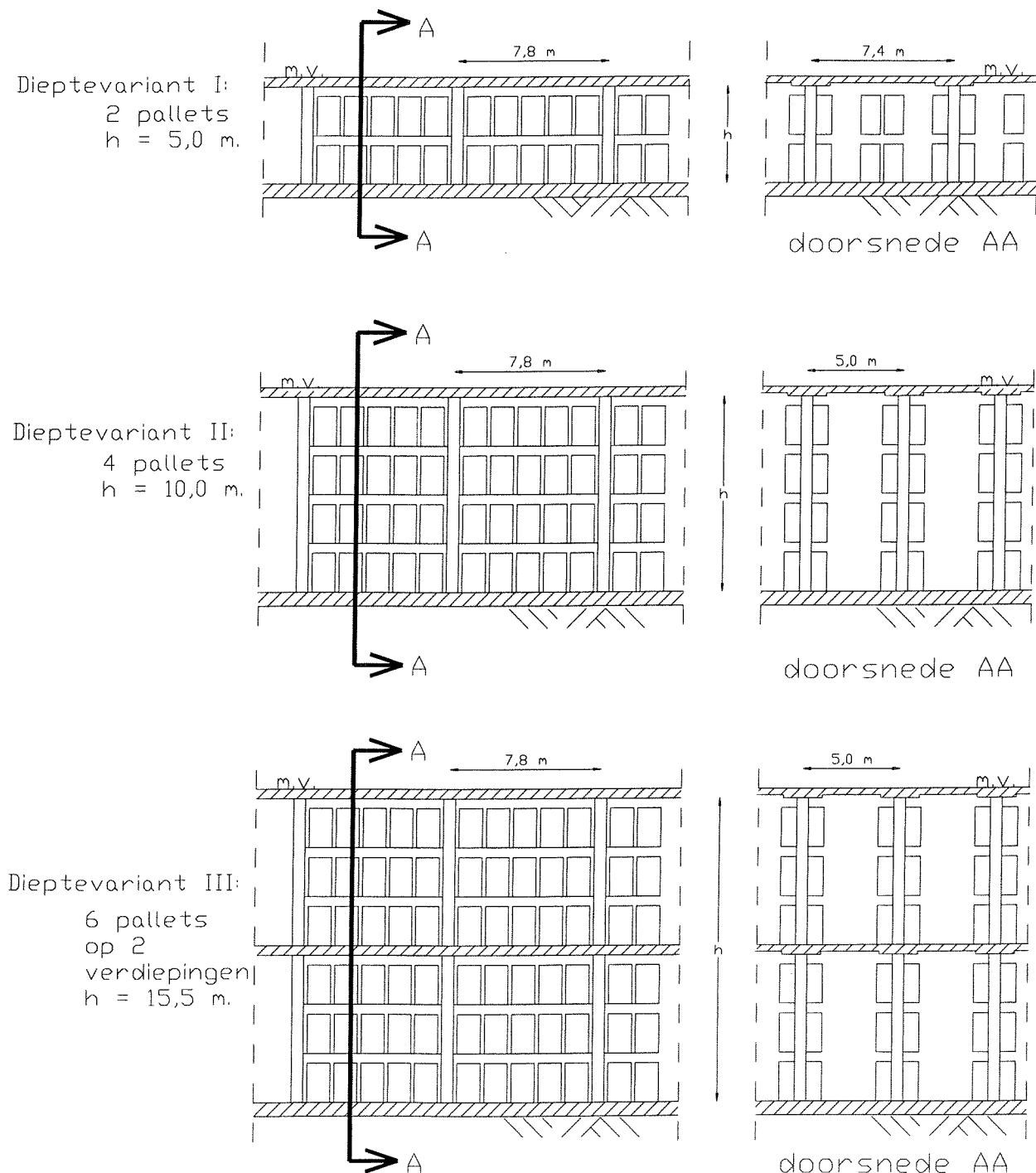
Met 1,0 pallet/m² resulteert dit in een ondergrondse opslagcapaciteit van:

$$\frac{44.550 \text{ m}^2 \cdot 1,0 \text{ pallet / m}^2}{110\%} = 41538 \text{ pallets}$$

Dit is 68% van de als uitgangspunt genomen benodigde capaciteit.

4.2 Afmetingen van de kelderconstructie

In Figuur 17 worden de langs- en dwarsdoorsneden van de constructie voor de drie dieptevarianten weergegeven. In deze paragraaf worden de afmetingen zoals die voor de eerste berekeningen zijn aangenomen beschreven. Om de uitvoeringsmethoden onderling te kunnen vergelijken zijn deze afmetingen voor alle uitvoeringsmethoden en dieptevarianten gelijk.



Figuur 17: Langs- en dwarsdoorsneden van de drie dieptevarianten van de terminal

Bij dieptevarianten II en III blijkt dat de constructie opdrijft. Het verticale evenwicht kan op verschillende manieren toch verzorgd worden:

- Extra zwaar construeren

Er kan extra gewicht in de constructie gevonden worden door dikker te construeren. Dit maakt de constructie op zich natuurlijk duurder. Bovendien, als de vloeren dikker worden komt de constructie dieper te liggen omdat de inwendige hoogte van het gebouw vast staat. Dus wordt ook de opwaartse kracht door de waterdruk weer groter.

Uit globale berekeningen van het verticaal evenwicht blijkt dat het omslagpunt, waarbij de neerwaartse belasting door het beton groter is dan de opwaartse waterdruk, bij een erg grote vloerdikte ligt. Voor dieptevariant II zijn bijvoorbeeld massieve vloeren met een dikte van ongeveer 2 meter nodig om verticaal evenwicht te verkrijgen (deze berekening is inclusief veiligheidsfactoren $\gamma = 0,9$ voor de waterdruk en $\gamma = 1,2$ voor het betongewicht). Vanwege de grote benodigde dikte van de vloeren zal niet gekozen worden voor deze oplossing.

- Bovenbouw

Het is ook een mogelijkheid om boven op de kelder een permanente bovenbouw te realiseren om meer gewicht te verkrijgen.

Aangezien deze studie zich slechts bezig houdt met het ontwerp van het ondergrondse deel van de fruitopslag, zal de kelder wel gedimensioneerd worden op de eventuele aanwezigheid van een bovenbouw in de vorm van een belasting op maaiveldniveau, maar er zal geen gebruik worden gemaakt van een bovenbouw voor het verticale evenwicht. Het verticale evenwicht van de ondergrondse terminal moet ook zonder een bovenbouw verzekerd zijn.

- Verticale verankering

De opwaartse kracht kan worden opgenomen door een verticale verankering. In het geval dat er gebruik gemaakt wordt van een onderwaterbetonvloer zal in de bouwfase al een verticale verankering worden toegepast. Het gewicht van de kelder in de eindfase zal dan de trekkracht in de palen verminderen.

Als de verticale bouwkuipbegrenzing zó lang is, dat die tot in de waterdichte kleilaag reikt, kan de waterspanning onder de onderwaterbetonvloer in de bouwfase worden verlaagd.

Nu is de resulterende opwaartse kracht in de eindfase maatgevend voor het aantal trekpalen.

Bij toepassing van een afsluitende laag in de vorm van jetgrouting of chemische injectie moet rekening gehouden worden met het instandhouden van de waterdichtheid van deze lagen.

Wanneer gebruik gemaakt wordt van een vlies is het niet mogelijk hier door heen verticale verankering toe te passen.

- Permanente waterstandsverlaging

Een andere mogelijkheid is het permanent verlagen van de waterspanning onder de kelder. Hiervoor moet wel een rondom waterdichte bouwkuip in stand worden gehouden en een pompkelder worden aangebracht. Deze pompkelder moet het regen- en lekwater, dat zich in de loop van de tijd in de bouwkuip verzamelt, afvoeren.

5. Afweging van verschillende 'state-of-the-art' uitvoeringsmethoden op de toepasbaarheid in het geval van de Merwehaven

5.1 Inleiding

Nu de specifieke randvoorwaarden, opgelegd door de situatie in de Merwehaven, bekend zijn, kunnen de verschillende verticale en horizontale bouwputbegrenzingsen die in hoofdstuk 2 genoemd zijn, getoetst worden op hun toepasbaarheid onder deze randvoorwaarden.

5.2 Verticale bouwputbegrenzingsen

5.2.1 Bestaande kademuur

Allereerst is het mogelijk om gebruik te maken van reeds aanwezige kadeconstructie. De caissons kunnen fungeren als tijdelijke bouwkuipbegrenzing, maar ook als deel van de uiteindelijke constructie. Er moet wel nagegaan worden of de sterkte en de stabiliteit van de kademuur voldoende zijn om de grond- en waterdruk te weerstaan en om een dragende functie te vervullen. Ook kunnen er problemen optreden met de waterdichtheid van de caissons.

Het gebruiken van de bestaande kademuur stelt ook beperkingen aan de diepte van de bouwput omdat de stabiliteit van de caissons dan in gevaar komt.

Voor dieptevariant I is er geen gevaar voor stabiliteitsverlies omdat er niet dieper dan de bodem van het havenbekken in de huidige situatie ontgraven wordt, en er zelfs nog zand aangevuld wordt. Bij dieptevarianten II en III moet worden gecontroleerd of verlies van stabiliteit wel aan de orde is.

5.2.2 Taluds

Gezien het reeds aanwezige havenbekken met kadeconstructie zijn taluds geen voor de hand liggende keuze.

5.2.3 Damwanden of Combiwanden

Deze bouwmethode is in het geval van de Merwehaven zeer goed toepasbaar. De damwand of combiwand wordt vóór de bestaande kademuur in het water geplaatst. In de eindsituatie wordt de ruimte tussen de oude kademuur en de damwand of combiwand opgevuld met zand. De damwand of combiwand kan tijdens de bouwphase als tijdelijke bouwkuipbegrenzing dienen, maar ook met een dragende functie uitgevoerd worden als definitieve wand van de kelder. Eventueel kan, voor het esthetische aspect, de damwand of combiwand voorzien worden van afwerking in de vorm van bijvoorbeeld een coating, betonplaten, kunststof beplating, metselwerk of iets dergelijks.

Het toepassen van een damwand of combiwand op een zodanige diepte dat de damwand of combiwand niet meer vrij kan staan, maar ankers of stempels nodig heeft om de grond- en waterdruk te kunnen weerstaan, is waarschijnlijk zeer kostbaar. Het gebruik van stempels is niet mogelijk over zo'n brede bouwput (120 m) en verankering middels groutankers wordt bemoeilijkt door het betonnen caisson van de bestaande kadeconstructie waar de ankers doorheen geboord moeten worden.

5.3.3 Onderwaterbeton

De uitvoeringsrisico's van onderwaterbeton zijn steeds beter beheersbaar en daarom is deze bouwmethode goed toe te passen in deze situatie. Op grote diepte zal echter door de grote opwaartse kracht van de waterdruk de maximale dikte van het onderwaterbeton snel bereikt zijn. Om het verticale evenwicht te verzekeren zal gebruik gemaakt moeten worden van verankering van de vloer middels trekpalen. Vanwege de grote oppervlakte van de bouwput kan de onderwaterbetonvloer niet in één keer worden gestort en moet in compartimenten gewerkt worden. De aansluiting met de verticale bouwkuipbegrenzing verdient ook de nodige aandacht.

5.3.4 Afsluitende laag van chemische injectie

Met chemische injectie kan op grote diepte een waterafsluitende laag aangebracht worden. Een eventueel knelpunt kan de grondwaterstroming als gevolg van de getijbeweging zijn en de aanwezigheid van zout water. De ligging van de chemische injectielaag wordt bepaald door de hoeveelheid bovenliggende grond die nodig is om verticaal evenwicht te verkrijgen tegen de opwaartse waterdruk. De chemische injectie laag kan overigens alleen in zandige grond worden aangebracht. Deze methode wordt bovendien niet toegepast als de chemische injectielaag dieper zou komen te liggen dan de van nature aanwezige kleilaag, of als de verticale bouwkuipbegrenzing tot in de kleilaag reikt. Het is dan immers overbodig een andere afsluitende laag te maken.

5.3.5 Afsluitende laag van jetgrouting

Net als chemische injectie is jetgrouting toepasbaar in het geval van de Merwehaven. Ook hier is het voordeel dat op grote diepte een afsluitende laag kan worden aangebracht. De ligging van de laag jetgrouting wordt bepaald door de hoeveelheid bovenliggende grond die nodig is om verticaal evenwicht te verkrijgen tegen de opwaartse waterdruk. Hier geldt ook dat deze methode niet wordt toegepast als de laag dieper zou komen te liggen dan de kleilaag, of als de verticale bouwkuipbegrenzing tot in de kleilaag reikt.

5.3.6 Vlies

In het geval van de Merwehaven is het waarschijnlijk wel mogelijk in het havenbekken een vliesconstructie aan te brengen. Tijdens de uitvoering moet zorgvuldig gewerkt worden zodat er geen lucht ingesloten wordt onder het vlies.

Bij een vliesconstructie wordt het gewicht voor verticaal evenwicht geleverd door de boven op het vlies liggende grond. Uit de berekening van het verticale evenwicht in de bouwfase kan vooral voor dieptevarianten II en III een zeer grote aanlegdiepte van het vlies gevonden worden. Er zal dan zoveel grond weggebaggerd en weer aangevuld moeten worden om het vlies op deze diepte te plaatsen, dat deze oplossing erg kostbaar wordt. Als het vlies dieper zou komen te liggen dan de van nature aanwezige kleilaag, valt deze methode net als bij chemische injectie en jetgrouting af (zie § 5.3.4 en § 5.3.5).

6. Overgebleven uitvoeringsmethoden die op het eerste gezicht toepasbaar zijn in de Merwehaven

6.1 Inleiding

Na de in het vorige hoofdstuk genoemde overwegingen komt een aantal combinaties van verticale en horizontale bouwputbegrenzingsen in aanmerking voor gebruik in de Merwehaven in Rotterdam. In onderstaande matrices staan voor de drie dieptevarianten I, II en III (met een inwendige gebouwhoogte van 5 m, 10 m en 15,5 m), die in hoofdstuk 4 bepaald zijn, een overzicht van de toepasbare en dus nader te beschouwen uitvoeringsmethoden. De uitvoeringsmethoden zijn genummerd waarbij het eerste (romeinse) cijfer de dieptevariant aangeeft en het tweede cijfer het nummer van de combinatie voorstelt.

In geval er in één cel meerdere mogelijkheden zijn aangegeven wil dat zeggen dat er onderscheid wordt gemaakt in uitvoeringsmethoden waarbij de verticale bouwkuipbegrenzing wel of niet tevens een permanent wandonderdeel is van de uiteindelijke constructie. In geval van de diepwand is deze altijd tevens de constructiewand, maar in geval van de bestaande kademuur en de damwand of combiwand kan deze ook een tijdelijke functie hebben.

Bij toepassing van de damwand of combiwand als tijdelijke bouwkuipbegrenzing moet nog wel rekening gehouden worden met het verticale evenwicht in de eindsituatie. Als de kelder op zou drijven, moet er verticale verankering aangebracht worden, of moet de damwand of combiwand blijven zitten. Zo blijft een waterdichte polder bestaan en kan de waterstand binnen de bouwkuip permanent worden verlaagd tot een niveau waarbij het verticale evenwicht van de kelder wel verzekerd is (zie ook § 4.3).

Van de mogelijke uitvoeringsmethoden die in deze paragraaf worden aangegeven, worden schetsontwerpen gemaakt. Deze tekeningen staan in Bijlage C. Van deze schetsontwerpen wordt de technische haalbaarheid gecontroleerd en worden de hoeveelheden en de kostprijs berekend. Ook zullen deze schetsontwerpen worden gewaardeerd middels een multicriteria analyse. Op deze wijze wordt de technisch beste en goedkoopste oplossing gevonden.

6.3 Dieptevariant II

Voor dieptevariant II worden schetsontwerpen gemaakt van de volgende alternatieven:

Combinaties van putbegrenzingsen	Horizontaal (bodem)				
Verticaal (wand)	Kleilaag	Onderwater beton	Chemische injectie	Jetgrouting	Vlies
Bestaande kade	x	II-1 , II-2	x	x	x
Dam-/Combiwand	II-4 , II-5	II-6 , II-7	II-8 , II-9	II-10 , II-11	II-12
Diepwand of Schroefpalen-wand	II-13	II-14	II-15	II-16	II-17

Tabel 4: Overzicht mogelijke uitvoeringsmethoden voor dieptevariant II

- II-1. Bestaande kademuur als permanente wandconstructie met onderwaterbetonvloer en trekpalen
- II-2. Bestaande kademuur als tijdelijke bouwkuipbegrenzing met onderwaterbetonvloer en trekpalen
- II-3. x
- II-4. Permanente, dragende damwand of combiwand tot in de waterdichte kleilaag
- II-5. 'Tijdelijke' damwand of combiwand tot in de waterdichte kleilaag
- II-6. Permanente, dragende damwand of combiwand met onderwaterbetonvloer en trekpalen
- II-7. Tijdelijke damwand of combiwand met onderwaterbetonvloer en trekpalen
- II-8. Permanente, dragende damwand of combiwand met chemisch injectie
- II-9. 'Tijdelijke' damwand of combiwand met chemisch injectie
- II-10. Permanente, dragende damwand of combiwand met jetgrouting
- II-11. 'Tijdelijke' damwand of combiwand met jetgrouting
- II-12. 'Tijdelijke' damwand of combiwand met vlies
- II-13. Diepwand tot in de waterdichte kleilaag
- II-14. Diepwand met onderwaterbetonvloer en trekpalen
- II-15. Diepwand met chemische injectie
- II-16. Diepwand met jetgrouting
- II-17. Diepwand met vlies

7. Controle van de technische haalbaarheid van de overgebleven uitvoeringsmethoden

7.1 Inleiding

In het vorige hoofdstuk is een aantal combinaties van uitvoeringsmethoden gegenereerd die in principe toepasbaar zijn in het geval van de ondergrondse fruitterminal in de Merwehaven in Rotterdam. Of deze methoden daadwerkelijk technisch haalbaar zijn moet nog worden gecontroleerd. Voor verschillende alternatieven van elke dieptevariant is een schetsontwerp gemaakt. Deze schetsontwerpen staan in Bijlage C.

In dit hoofdstuk wordt voor elk schetsontwerp een aantal eerste-orde controleberekeningen uitgevoerd. In alle gevallen is het verticale evenwicht en de stabiliteit van de verticale bouwkuipbegrenzing gecontroleerd.

Voor het uitvoeren van deze berekeningen is gebruik gemaakt van het spreadsheet-programma Excel 7.0 voor Windows. Hiermee zijn ook de hoeveelheden van elk schetsontwerp berekend.

Het is niet de bedoeling tot een volledige dimensionering van de verschillende constructies te komen. Er wordt slechts beoogd een indicatie van de mogelijkheden en de toepasbaarheid van de verschillende schetsontwerpen te geven.

In Bijlage D staan de uitvoerfiles voor elke dieptevariant. In dit hoofdstuk worden de schematisaties en de berekeningsmethoden voor elke dieptevariant en de uitkomsten van de berekeningen gegeven.

7.2 Kleilaag: Schetsontwerpen 4, 5, en 13

7.2.1 Verticaal evenwicht in de bouwfase

Om te voorkomen dat de kleilaag opbarst ten gevolge van de waterdruk onder de kleilaag mag niet teveel grond erboven weggegraven worden.

Voor deze berekening is uitgegaan van het bodemprofiel uit § 3.4.2. Tevens wordt aangenomen dat de waterdrukken hydrostatisch verlopen en dat de stijghoogte ook onder de kleilaag maximaal NAP - 1,40 m is (zie § 3.4.2).

De dikte van de kleilaag is 10 m en de onderkant ligt op NAP - 42 m.

Zie Figuur 18 voor de schematisatie van de bouwkuip voor deze berekening voor dieptevariant I. Voor de andere dieptevarianten is de berekeningsmethode hetzelfde.

Voor de waterdruk tegen de onderkant van de kleilaag geldt:

$$q_{\text{water};d} = 1,2 \cdot (42 - 1,4) \cdot 10 = 487,2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

De belasting van het eigen gewicht van de kleilaag bedraagt:

$$q_{\text{klei};d} = 0,9 \cdot 10 \cdot 19 = 171,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Het gewicht van de bovenliggende grond bestaat uit een aandeel klei/veen van de bodem van de bouwkuip tot NAP - 14 m en een aandeel zand van NAP - 14 m tot NAP - 32 m.

De waterstand in de bouwkuip is verlaagd tot 1,0 m onder de bodem van de bouwkuip.

7.2.2 Verticaal evenwicht van de kelder in de eindfase

Als er gebruik gemaakt wordt van de aanwezige kleilaag, moet gecontroleerd worden dat de kelder in de eindfase niet opdrijft.

In § 4.3 is reeds een aantal mogelijke oplossingen om het verticale evenwicht tot stand te brengen besproken. Daar is ook gebleken dat slechts twee van de genoemde oplossingen in het geval van deze ontwerpstudie meegenomen zullen worden, namelijk:

- verticale verankering
- permanente waterstandsverlaging

Bij de eerste methode wordt de kelder verticaal verankerd, middels trekpalen of groutankers. Bij de andere methode wordt er voor gezorgd dat de waterstand binnen de bouwput niet te hoog wordt. De verticale bouwkuipbegrenzing moet dan blijven zitten en er moet een drainagesysteem en een pompkelder aangebracht worden.

Het gewicht van de kelderconstructie en de opwaartse waterdruk zijn al berekend in § 4.3. Hieronder zijn de resultaten van deze berekening nog eens weergegeven. De negatieve resultante representeert een opdrijvende kracht.

	$G_{\text{kelder;rep}}$ (MN)	$G_{\text{kelder;d}}$ (MN)	$F_{\text{opwaarts;rep}}$ (MN)	$F_{\text{opwaarts;d}}$ (MN)	$F_{\text{resul;rep}}$ (MN)	$F_{\text{resulterend;d}}$ (MN)
Dieptevariant I	1277,63	1150,00	643,80	772,56	+ 633,83	+ 377,44
Dieptevariant II	1445,82	1301,24	2863,80	3436,56	- 1417,98	- 2135,32
Dieptevariant III	1590,47	1431,42	5305,80	6366,96	- 3715,33	- 4935,54

Tabel 7: Krachten die een rol spelen bij de bepaling van het verticaal evenwicht van de kelder in de eindfase

7.2.2.1 Verticale verankering

Wanneer gebruik gemaakt wordt van een verticale verankering kan dit het eenvoudigst gerealiseerd worden middels trekpalen.

De berekening van de trekpalen heeft op dezelfde manier plaatsgevonden als de berekening van de trekpalen in combinatie met een onderwaterbetonvloer in § 7.3.

In Tabel 8 staan waarden van een verticale verankering die bijvoorbeeld toegepast zouden kunnen worden voor de verschillende dieptevarianten.

	$F_{\text{resulterend;d}}$ (MN)	lengte palen	h.o.h.-afstand palen	aantal palen	trekkracht per paal
Dieptevariant I	+ 377,44	-	-	-	-
Dieptevariant II	- 2135,32	12,0 m	2,5 m	6909	300 kN
Dieptevariant III	- 4935,54	19,0 m	2,0 m	9900	500 kN

Tabel 8: Mogelijke toepasbare trekverankeringen

Bij dieptevariant I is in dit geval sprake van een positieve funderingsdruk van 377,44 MN. Deze funderingsdruk vertegenwoordigt een gelijkmatig verdeelde belasting van 8,5 kN/m². Dit is goed op te nemen door een fundering op staal op de laag zand waar de haven mee is opgevuld.

7.3 Onderwaterbeton: Schetsontwerpen 1, 2, 6, 7, en 14

7.3.1 Verticaal evenwicht in de bouwfase

Om de bodem van de bouwkuip waterdicht te krijgen wordt, nadat de bouwkuip op de juiste diepte is gebracht, op de schoongemaakte bodem een laag onderwaterbeton aangebracht.

Voor de berekening van de onderwaterbetonvloer wordt uitgegaan van:

- een grondwaterstand buiten de bouwkuip van NAP + 1,5 m
- volumiek gewicht van de onderwaterbetonvloer van 24 kN/m³
- vibro-combinatiepalen 0,45 x 0,45 m met een geribbelde paalkop.

Tegen de onderzijde van het onderwaterbeton staat een belasting door de opwaartse waterdruk van het grondwater. Om deze druk te weerstaan zou een erg dikke laag onderwaterbeton gerealiseerd moeten worden. Bij dieptevariant I is bijvoorbeeld al een vloerdikte van 5,69 m nodig. Aangezien dit te dik en te duur is, worden trekpalen aangebracht.

Er zijn drie criteria waar de onderwaterbetonvloer met trekpalen aan moet voldoen:

1. Schachtwrijving: De wrijving langs de schacht van de trekpalen moet voldoende zijn om de trekkracht over te brengen op de grond.
2. Kluitcriterium: Per paal moet voldoende grond worden gemobiliseerd om tegengewicht voor de trekkracht te leveren.
3. Maximale trekkracht per paal: De paal zelf moet de kracht kunnen dragen. Dit is te realiseren door de paal voor te spannen. Dit criterium wordt hier niet verder uitgewerkt.

Natuurlijk moet ook de onderwaterbetonvloer zelf de krachten uit de trekpalen kunnen weerstaan. Dit wordt berekend in § 7.3.2.

De berekening voor de drie dieptevarianten is iteratief uitgevoerd. Er is steeds een andere waarde voor de dikte van de onderwaterbetonvloer, de lengte van de palen en de hart-op-hart-afstand van de palen ingevoerd, tot er voldaan werd aan alle gestelde criteria in deze paragraaf en in § 7.3.2. Dit is weer in Excel gedaan. Deze file staat in Bijlage D; de uitkomsten staan ook nog eens vermeld in § 7.3.4.

In deze paragraaf wordt alleen voor dieptevariant I aangegeven hoe deze criteria moeten worden gecontroleerd. Voor de overige dieptevarianten geldt dezelfde rekenmethode.

Achteraf gezien zijn de uitgangspunten voor deze berekening te pessimistisch geweest. Het is het meest waarschijnlijk dat de waterdruk onder tegen de onderwaterbetonvloer veroorzaakt wordt door het grondwater met een stijghoogte van NAP - 1,4 m en niet door de waterstand in de haven. De waarden voor de dikte van het onderwaterbeton en de trekpalen zullen dus te groot zijn.

Er is ook in eerste instantie uitgegaan van een soortelijke massa van het onderwaterbeton van 24 kN/m³. In de praktijk zal deze waarde echter lager liggen, zo rond de 22 à 23 kN/m³. De berekeningsmethode en bezwijkcriteria blijven echter ongewijzigd. Voorlopig wordt er toch met de bovenstaande aannames gerekend. In de conclusie in § 7.3.4 zal de invloed van deze aannames geanalyseerd worden.

De maximale paalschacht wrijvingskracht van de paal bij sondering i wordt bepaald volgens:

$$F_{r;\max;schacht;i} = O_{p;gem} \cdot \int_0^{\Delta l} p_{r;\max;schacht;i} dz$$

Dit is tevens de maximale draagkracht op trek van de paal.

De gemiddelde waarde over het aantal sonderingen, van de maximale draagkracht van een paal bedraagt:

$$F_{r;\max;gem} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^{i=N} F_{r;\max;i}$$

De representatieve waarde hiervan volgt uit:

$$F_{r;\max;rep} = \xi \cdot F_{r;\max;gem}$$

Voor de representatieve waarde van de draagkracht van de gehele fundering geldt:

$$F_{r;fund;\max;rep} = M \cdot F_{r;\max;rep}$$

Hierin is M het totaal aantal palen. Deze waarde volgt uit het oppervlak van de bouwkuip en de hart-op-hart-afstand van de palen.

De rekenwaarde van de maximale draagkracht van de fundering is dan:

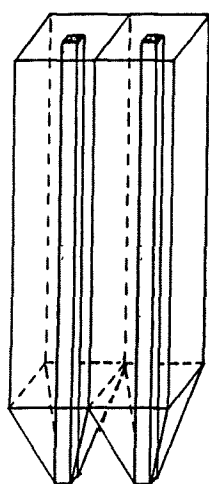
$$F_{r;fund;\max;d} = \frac{F_{r;fund;\max;rep}}{\gamma_m}$$

Hierop wordt nog eens een 20% reductie toegepast.

De overblijvende kracht moet groter zijn dan de kracht die de resulterende opwaartse belasting tegen de onderkant van de onderwaterbetonvloer levert.

De uitkomsten van deze berekening staan in de Excel-file in Bijlage D.

7.3.1.2 Kluitcriterium



Om na te gaan of er voldoende grondgewicht gemobiliseerd kan worden om de trekkracht te leveren, wordt de grond rondom een paal geschematiseerd als een kegel. De tophoek van de kegel is gelijk aan de wandwrijvingshoek δ van de grond.

Waar de kegels van de verschillende palen elkaar overlappen wordt de grond geschematiseerd als een rechthoekig blok met de breedte van de hart-op-hart-afstand van de palen.

Het gewicht van de grondkorrels onder water is 8 kN/m^3 . Het totale gewicht van de kluit grond rondom alle palen moet groter zijn dan de resulterende, opwaartse kracht tegen de onderwaterbetonvloer.

Ook voor deze berekening geldt dat de uitkomsten in de Excel-file in Bijlage D staan.

Figuur 19: Kluit grond rondom palen in een groep

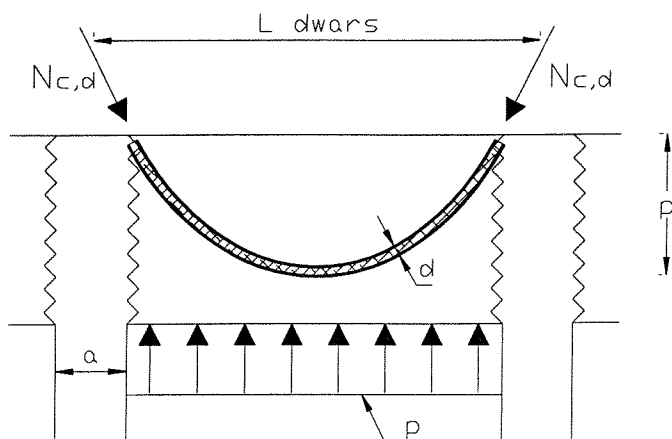
Deze overwegingen hebben ertoe geleid dat de dimensionering van de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer wordt getoetst aan de volgende criteria:

1. Drukbooganalogie waarbij de sterkte van de drukboog en de sterkte van het afschuifvlak langs de paalomtrek getoetst worden en waarbij moet gelden:
 - de pijl van de drukboog is maximaal 75% van de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer;
 - de dikte van de drukboog is minimaal 10% van de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer;
 - de betondrukspanning in de drukboog (rekenwaarde) is lager dan de druksterkte (rekenwaarde);
 - de schuifspanning langs de paalomtrek is kleiner dan τ_1 (rekenwaarde). Als rekenwaarde van de betonsterkte mag f_b worden aangehouden indien de palen ter plaatse van de onderwaterbetonvloer zijn voorzien van ribbels.
2. De optredende buigtrekspanningen in het gebruiksstadium waarbij moet gelden:
 - bij de gemiddelde theoretische dikte is de toelaatbare buigtrekspanning $0,30 \text{ N/mm}^2$
 - bij de minimale theoretische dikte is de toelaatbare buigtrekspanning $0,50 \text{ N/mm}^2$.

De prefab palen $450 \times 450 \text{ mm}^2$ zijn tot over de volledige hoogte van de onderwaterbetonvloer voorzien van ribbels.

7.3.2.2 Berekeningen

Voor de berekening van de belastingafdracht wordt aangehouden dat alle belastingen naar de palen worden afgedragen. Dit is een ongunstige aanname, aangezien de gunstige werking van de grondkerende constructie, zoals wrijving, wordt verwaarloosd. Tussen de prefab palen bevinden zich in de onderwaterbetonvloer in dwarsrichting drukbogen waartussen de vloerplaat in langsricting spant. De drukbogen worden in langsricting belast door lijnlasten met een grootte van $\text{belasting/m}^2 \times \text{de h.o.h.-afstand in dwarsrichting van de palen}$. De dwarsrichting wordt gedefinieerd als de grootste overspanning omdat de sterkte in de richting van de grootste overspanning getoetst dient te worden.



Figuur 20: Drukbooganalogie

Op de volgende wijze is te werk gegaan:

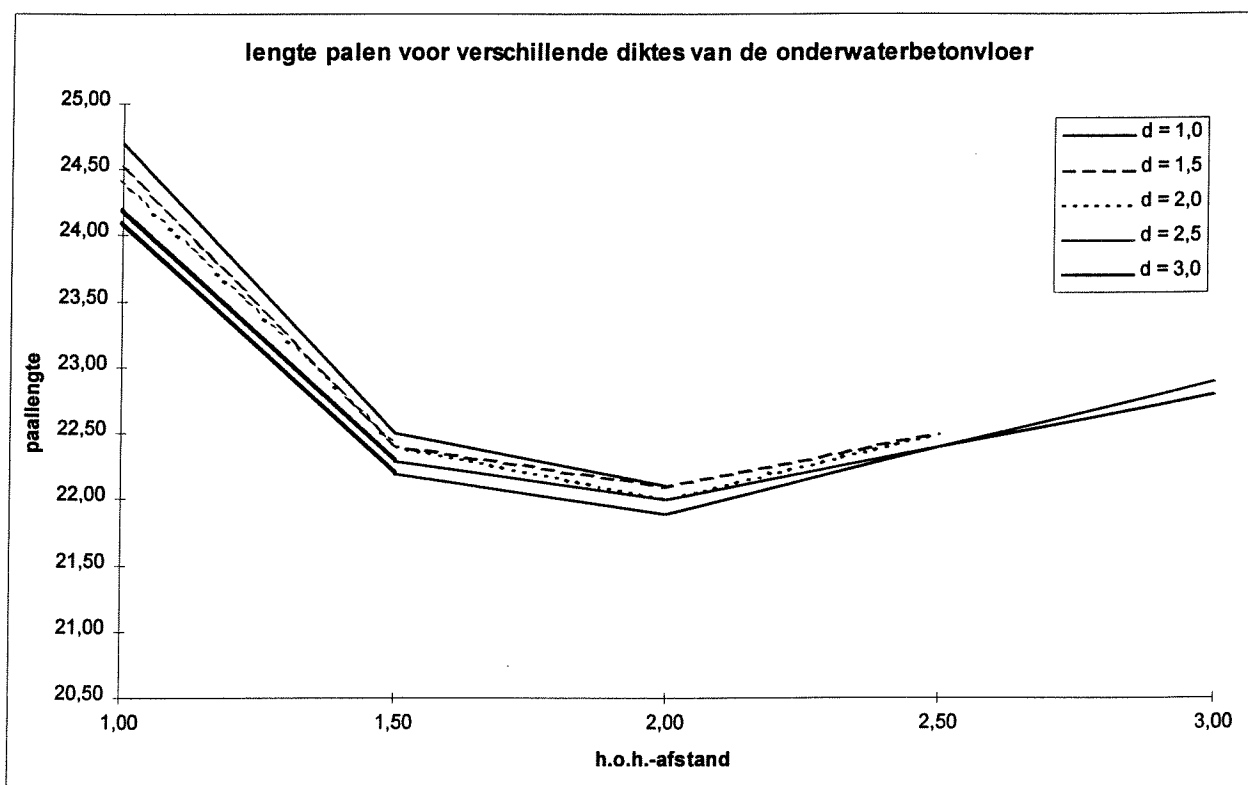
1. Kies een waarde voor de dikte van de onderwaterbetonvloer
2. Kies de grootst mogelijke hart-op-hart-afstand waarbij het beton niet bezwijkt. Voor de controle van de sterkte van het beton spelen alleen de hart-op-hart-afstand en de dikte een rol en niet de lengte van de palen.
3. Zoek de minimale lengte van de trekpalen om de opwaartse resulterende kracht te leveren. Hierbij moet gekeken worden naar het criterium van de schachtwrijving of naar het kluitcriterium. Zoals gezegd is de lengte van de palen niet van invloed op het bezwijken van het beton.

Op deze manier zijn een aantal mogelijke combinaties gegenereerd. Deze combinaties kunnen op verschillende manieren worden weergegeven in een grafiek. Er kan bijvoorbeeld bepaald worden wat de totale kosten van onderwaterbetonvloer plus trekpalen voor elke combinatie zijn.

In Figuur 21 staat voor dieptevariant III de grafiek waarin de lengte van de trekpalen voor verschillende diktes van de onderwaterbetonvloer is uitgezet tegen de maximale hart-op-hart-afstand van de palen.

Voor de dieptevarianten I en II gelden dezelfde grafieken. Omdat bij deze varianten de lijnen voor de verschillende diktes van het onderwaterbeton erg dicht op elkaar liggen, en er nauwelijks onderscheid is te maken tussen deze lijnen, zijn alleen de grafieken voor dieptevariant III gegeven.

In Bijlage E staan de grafieken voor dieptevarianten I, II en III nog eens bij elkaar.

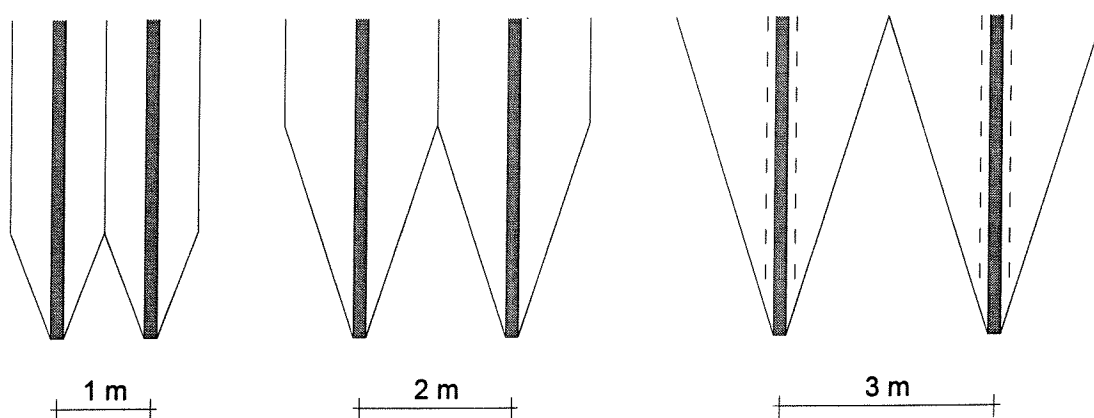


Figuur 21: Lengte van de trekpalen voor verschillende diktes van het onderwaterbeton, uitgezet tegen de h.o.h.-afstand van de palen (voor dieptevariant III)

De vorm van de grafiek in Figuur 21 is niet zoals verwacht zou worden. Te verwachten is immers dat bij een grotere hart-op-hart-afstand de palen langer zouden moeten worden omdat er in totaal minder palen zijn om de trekkracht te leveren. De grafiek toont echter dat bij een grotere hart-op-hart-afstand van de palen, de paallengte in eerste instantie kleiner wordt. Dit is als volgt te interpreteren:

Tijdens de berekeningen bleek dat het kluitcriterium bij de lage hart-op-hart-afstanden de maatgevende bezwijkvorm was. Er wordt immers rond elke paal in de groep palen een kluit grond gemobiliseerd. Doordat de palen bij een kleine hart-op-hart-afstand te dicht op elkaar staan, is de doorsnede van de kluit per paal erg klein en moet er een langere paal gekozen worden om genoeg grond te mobiliseren. Naarmate de palen verder uit elkaar staan, wordt de doorsnede van de kluit groter en kan de paal dus korter worden.

Op een gegeven moment staan de palen weer zó ver uit elkaar dat er weer wél gebeurt wat in eerste instantie te verwachten was: Bij een grotere hart-op-hart-afstand zijn er minder palen en dus moeten de palen langer zijn om evenveel grond te mobiliseren. Bovendien begint dan ook het criterium van de schachtwrijving een rol te spelen. Zie ook Figuur 22.



Figuur 22: Grootte van de kluit grond rondom een paal bij verschillende h.o.h.-afstanden

De maximale hart-op-hart-afstand van de palen wordt bepaald door het bezwijken van het beton.

Als voor het technisch optimum de kleinste paallengte wordt gekozen, dan zou dat voor dieptevariant III zijn bij een hart-op-hart-afstand van 2,0 m.

In de grafiek is ook nog te zien dat de lengte van de palen niet zo heel veel verschilt voor de verschillende diktes van de onderwaterbetonvloer. De kleinste paallengte (bij een dikte van de onderwaterbetonvloer van 3,0 m) is ongeveer 22,0 m, terwijl de paallengte bij een dikte van 1,5 m circa 22,20 m bedraagt. Deze "winst" in paallengte weegt niet echt op tegen de 1,5 m extra onderwaterbeton die nodig is.

In Figuur 23 staat de grafiek waarin voor dieptevariant III de totale kosten van onderwaterbeton plus trekpalen voor verschillende diktes van de onderwaterbetonvloer zijn uitgezet tegen de maximale hart-op-hart-afstand van de palen.

Voor de dieptevarianten I en II gelden dezelfde grafieken. Omdat bij deze varianten de lijnen voor de verschillende diktes van het onderwaterbeton erg dicht op elkaar liggen, en er nauwelijks onderscheid is te maken tussen deze lijnen, zijn alleen de grafieken voor dieptevariant III gegeven.

In Bijlage E staan de grafieken voor dieptevarianten I, II en III nog eens bij elkaar.

In onderstaande Tabel 12 worden de in eerste instantie gekozen waarden en de optimale waarden uit de grafiek (met aanpassing van de waterstand en het soortelijk gewicht van het beton) nog eens weergegeven.

NAP + 1,5 m $\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$	dikte o.w.b. vloer	h.o.h.-afstand palen	lengte palen	trekkracht paal
Dieptevariant I	1,3 m	3,5 m	19 m	486,6 kN
Dieptevariant II	1,3 m	2,7 m	19 m	727,0 kN
Dieptevariant III	1,5 m	2,5 m	26 m	866,5 kN

NAP - 1,4 m $\gamma_{\text{beton}} = 22 \text{ kN/m}^3$	dikte o.w.b. vloer	h.o.h.-afstand palen	lengte palen	trekkracht paal
Dieptevariant I	1,0 m	4,0 m	13,7 m	154 kN
Dieptevariant II	1,0 m	2,5 m	13,3 m	435 kN
Dieptevariant III	1,5 m	2,5 m	22,5 m	823 kN

Tabel 12: Vergelijking van de gekozen waarden en de optima voor onderwaterbetonvloer met trekpalen

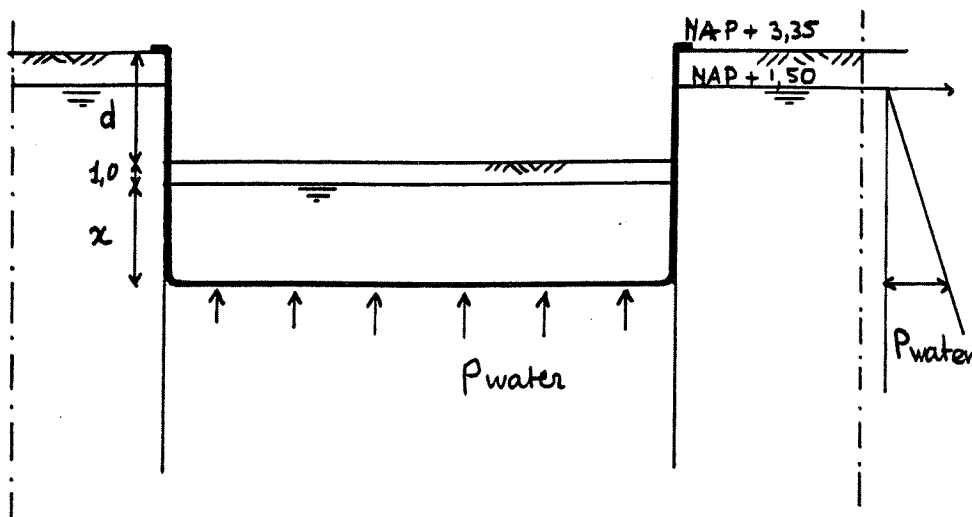
De druk van de bovenliggende grond op het vlies is:

$$p_{\text{grond};d} = x \cdot 19 \cdot 1,0 + 1,0 \cdot 17 \cdot 1,0 = 19 \cdot x + 17$$

Uit de eis van verticaal evenwicht volgt:

$$p_{\text{water};d} + p_{\text{grond};d} \geq 0$$

$$\Leftrightarrow x \geq \frac{12 \cdot d - 27,2}{7}$$



Figuur 24: Schematisatie t.b.v. de bepaling van het verticale evenwicht van de vliesconstructie in de bouwphase

In onderstaande tabel staan de waarden die in de berekening van het verticale evenwicht zijn gevonden. In de eerste tabel staan de uitkomsten van de berekening zoals die hiervoor is beschreven. Zoals gezegd is deze berekening te pessimistisch. Daarom zijn ook de uitkomsten van de berekening en met een hoge waterstand, zonder veiligheidsfactoren, en met de meeste waarschijnlijke waterstand met veiligheidsfactoren 1,2 en 0,9 gegeven.

NAP + 1,5 m $\gamma_{\text{water}}=1,2; \gamma_{\text{grond}}=0,9$	d_{bouwkuip} t.o.v. mv	x	diepte vlies t.o.v. mv	diepte vlies t.o.v. NAP	ontgraven	aanvullen onder vlies	aanvullen op vlies
Dieptevariant I	6,2 m	6,74	13,94 m	-10,59 m	-	0,06 m	7,74 m
Dieptevariant II	11,2 m	15,31	27,51 m	-24,16 m	13,51 m	-	16,31 m
Dieptevariant III	16,7 m	24,74	42,44 m	-39,09 m	28,44 m	-	25,74 m

NAP + 1,5 m $\gamma_{\text{water}}=1,0; \gamma_{\text{grond}}=1,0$	d_{bouwkuip} t.o.v. mv	x	diepte vlies t.o.v. mv	diepte vlies t.o.v. NAP	ontgraven	aanvullen onder vlies	aanvullen op vlies
Dieptevariant I	6,2 m	3,55	10,75 m	-7,40 m	-	3,25 m	4,55 m
Dieptevariant II	11,2 m	8,55	20,75 m	-17,40 m	6,75 m	-	9,55 m
Dieptevariant III	16,7 m	14,05	31,75 m	-28,40 m	17,75 m	-	15,05 m

NAP - 1,4 m; $\gamma_{\text{water}}=1,2; \gamma_{\text{grond}}=0,9$	d_{bouwkuip} t.o.v. mv	x	diepte vlies t.o.v. mv	diepte vlies t.o.v. NAP	ontgraven	aanvullen onder vlies	aanvullen op vlies
Dieptevariant I	6,2 m	2,20	9,40 m	-6,05 m	-	4,60 m	3,20 m
Dieptevariant II	11,2 m	12,20	24,40 m	-21,05 m	10,40 m	-	13,20 m
Dieptevariant III	16,7 m	23,20	40,90 m	-37,55 m	26,90 m	-	24,20 m

Tabel 13: Uitkomsten van de berekening van het verticale evenwicht van de vliesconstructie in de bouwphase

Zoals in § 7.4.2 al is gezegd, geldt ook nu weer dat deze aannames en dus de nu volgende berekening te pessimistisch zijn.

De uitkomsten van de benadering met een hoge waterstand, zonder veiligheidsfactoren, en met de meeste waarschijnlijke waterstand met veiligheidsfactoren 1,2 en 0,9 zijn daarom ook gegeven.

De waterdruk tegen de onderzijde van de afsluitende laag bedraagt:

$$p_{\text{water};d} = -(d + 1 + x - (3,35 - 1,5) \cdot 10 \cdot 1,2 = -12 \cdot d - 12 \cdot x + 10,2$$

De druk van de bovenliggende grond op de afsluitende laag is:

$$p_{\text{grond};d} = (x + 1) \cdot 17 \cdot 1,0 = 17 \cdot x + 17$$

Uit de eis van verticaal evenwicht volgt:

$$p_{\text{water};d} + p_{\text{grond};d} \geq 0$$

$$\Leftrightarrow x \geq \frac{12 \cdot d - 27,2}{5}$$

In onderstaande tabel staan de waarden die in de berekening van het verticale evenwicht zijn gevonden.

NAP + 1,5 m $\gamma_{\text{water}} = 1,2; \gamma_{\text{grond}} = 0,9$	d_{bouwkuip} t.o.v. mv	x	diepte afsluitende laag t.o.v. mv	diepte afsluitende laag t.o.v. NAP
Dieptevariant I	6,2 m	9,44 m	16,64 m	-13,29 m
Dieptevariant II	11,2 m	21,44 m	33,64 m	-30,29 m
Dieptevariant III	16,7 m	34,64 m	52,34 m	-48,99 m

NAP + 1,5 m $\gamma_{\text{water}} = 1,0; \gamma_{\text{grond}} = 1,0$	d_{bouwkuip} t.o.v. mv	x	diepte afsluitende laag t.o.v. mv	diepte afsluitende laag t.o.v. NAP
Dieptevariant I	6,2 m	5,21	12,41 m	-9,06 m
Dieptevariant II	11,2 m	12,36	24,56 m	-21,21 m
Dieptevariant III	16,7 m	14,15	31,85 m	-28,50 m

NAP - 1,4 m; $\gamma_{\text{water}} = 1,2; \gamma_{\text{grond}} = 0,9$	d_{bouwkuip} t.o.v. mv	x	diepte afsluitende laag t.o.v. mv	diepte afsluitende laag t.o.v. NAP
Dieptevariant I	6,2 m	4,27	11,47 m	-8,12 m
Dieptevariant II	11,2 m	9,52	26,87 m	-23,52 m
Dieptevariant III	16,7 m	23,35	41,05 m	-37,70 m

Tabel 15: Uitkomsten van de berekening van het verticale evenwicht van de afsluitende laag in de bouwfase

De uitkomsten van de eerste berekening zijn groter dan die van de meest waarschijnlijke toestand, namelijk een grondwaterstand van NAP - 1,4 m, die de opwaartse druk tegen de afsluitende laag levert. Bij de ondiepe variant scheelt het zelfs de helft van de berekende diepte. De laag chemische injectie moet echter in de zandlaag aangebracht worden en moet dus lager liggen dan NAP - 14 m. Bij de ondiepe variant komt de afsluitende laag dus sowieso dieper te liggen.

7.4.3.1 Verticale verankering

Het gebruik van een verticale verankering is niet zonder meer mogelijk in combinatie met een vliesconstructie of een laag van chemische injectie of jetgrouting. Deze afsluitende lagen mogen immers niet lek raken. Bij toepassing van chemische injectie of jetgrouting is deze waterdichtheid door middel van een zorgvuldige uitvoering nog wel te realiseren, bijvoorbeeld door eerst de ankers te plaatsen en daarna pas de afsluitende laag aan te brengen. Bij een vliesconstructie kan de verankering beslist niet door het vlies heen aangebracht worden. Er moet dus een combinatie van palen gevonden worden waarbij de palen niet door het vlies heen gaan.

De berekening van de trekpalen heeft op dezelfde manier plaatsgevonden als de berekening van de trekpalen in combinatie met een onderwaterbetonvloer in § 7.3.

In Tabel 18 staan waarden van een verticale verankering die bijvoorbeeld toegepast zouden kunnen worden voor de verschillende dieptevarianten. Daarbij is gecontroleerd of het niveau van de paalpunten hoger ligt dan het niveau van de verschillende afsluitende lagen zoals berekend is in § 7.4.2.

	$F_{\text{resultierend;d}}$ (MN)	lengte palen	h.o.h.-afstand palen	aantal palen	trekkracht per paal
Dieptevariant I	+ 377,44	-	-	-	-
Dieptevariant II	- 2135,32	12,0 m	2,5 m	6909	300 kN
Dieptevariant III	- 4935,54	19,0 m	2,0 m	9900	500 kN

	niveau vlies t.o.v. NAP	niveau afsluitende laag t.o.v. NAP	niveau paalpunt t.o.v. NAP
Dieptevariant I	-10,59 m	-13,29 m	-
Dieptevariant II	-24,16 m	-30,29 m	-19,15 m
Dieptevariant III	-39,09 m	-48,99 m	-31,65 m

Tabel 18: Mogelijke toepasbare trekverankeringen bij toepassing van een kunstmatige afsluitende laag

Bij dieptevariant I is in dit geval sprake van een positieve funderingsdruk van 377,44 MN. Deze funderingsdruk vertegenwoordigt een gelijkmatig verdeelde belasting van 8,5 kN/m². Dit is goed op te nemen door een fundering op staal op de laag zand waar de haven mee is opgevuld.

7.5 Afzinkelementen: Schetsontwerp 18

In deze paragraaf wordt alleen het afzinken van caissons als een 'dichte doos' beschouwd. De elementen hebben een afmeting in de orde-grootte van 100 m bij 50 m. De elementen worden kant en klaar de haven binnengevaren en in de breedterichting van het havenbekken tegen elkaar aan afgezonden. Vervolgens worden de tussenschotten verwijderd omdat deze de vrije inrichting van de terminal belemmeren.

Voor het afzinken van de kant en klare caissonelementen zijn twee toestanden maatgevend. Enerzijds moet het element in de transportfase blijven drijven en moet de diepgang niet te groot zijn en anderzijds mag het element niet opdrijven na het afzinken. Om het verticale evenwicht in de eindfase te verzekeren wordt in de eindfase een laag ballastbeton aangebracht op de vloer van het element.

In de eindfase moet dus gelden:

$$G_{\text{beton}} + G_{\text{ballast}} = 1,2 \cdot F_{\text{opwaarts}}$$

De dikte van de laag ballast beton mag de inwendige gebouwhoogte niet beïnvloeden. De benodigde diepte van het havenbekken is de uitwendige gebouwhoogte. Deze wordt dus nog eens vermeerderd met de dikte van de ballastlaag.

In de transportfase is de diepgang:

$$d = \frac{G_{\text{beton}}}{10 \cdot \text{Opp}_{\text{element}}}$$

De benodigde waterdiepte is deze diepgang met 1,0 m extra voor de 'keelclearance'. De benodigde waterdiepte kan niet groter worden dan de aanwezige waterdiepte in het havenbekken.

Voor dieptevariant I zijn de waarden in Tabel 20 gevonden. De waarden die gevonden zouden worden voor dieptevarianten II en III zijn ook weergegeven om te zien of het juist is geweest deze methode niet toe te passen voor deze varianten.

	d_{ballast}	$h_{\text{uitwendig}}$	percentage ballastlaag
Dieptevariant I	2,04 m	8,23 m	25%
Dieptevariant II	6,91 m	18,10 m	38%
Dieptevariant III	12,27 m	28,96 m	42%

	bodem t.o.v. NAP	diepgang	Minimale waterstand t.o.v. NAP
Dieptevariant I	-4,88 m	3,12 m	-0,76 m
Dieptevariant II	-14,75 m	3,45 m	-10,30 m
Dieptevariant III	-25,61 m	3,81 m	-20,80 m

Tabel 20: Uitkomsten berekeningen afzinkelementen

Zoals te zien is in Tabel 20, kan het afzinken van elementen niet toegepast worden in dieptevarianten II en III omdat daar veel te veel ballast voor nodig is en daardoor de benodigde diepte veel te groot wordt. Het was dus terecht dat deze niet meegenomen zijn in de tabellen 3, 4 en 5 in hoofdstuk 6.

7.7 Damwanden of combiwanden: Schetsontwerpen 4 t/m 12

De berekening van de damwandconstructie is middels het programma MSHEET uitgevoerd. Hierin is het bodemprofiel uit § 3.4.2 gebruikt. De waarden die voor de invoer in MSHEET van belang zijn, staan in Tabel 22. Voor het zand dat gebruikt wordt om de bouwput aan te vullen worden dezelfde gegevens gebruikt als voor laag 1.

laag	van	tot		γ_d	γ_n	ϕ	c	δ	K_{boven}	K_{onder}	λ_a	λ_n	λ_p
1	+3,35	+0,00	zand	18	20	30,0	0	20	9100	9100	0,28	0,5	5,74
2	+0,00	-14,00	klei/veen	17	17	17,5	3	0	2800	4000	0,54	0,7	1,86
3	-14,00	-32,00	zand	18	20	30,0	0	20	9100	10500	0,28	0,5	5,74
4	-32,00	-42,00	klei	19	19	17,5	3	0	8000	8000	0,54	0,7	1,86
5	-42,00	dieper	zand	18	20	30,0	0	20	14000	14000	0,28	0,5	5,74

Tabel 22: Invoer van de grondgegevens voor MSHEET

Er worden voor de berekeningen twee profielen gebruikt; een damwand en een combiwand. De afmetingen en doorsnedegrootheden van deze profielen staan in Tabel 23.

	W (m ³ /m)	I (m ⁴ /m)	EI (kNm ² /m)	St Sp 37 (N/mm ²)	M _y (kNm/m)	M _{y/1,5} (kNm/m)
AZ 36	$3,6 \cdot 10^{-3}$	$8,28 \cdot 10^{-4}$	173880	240	864	576
combiwand	$17,7 \cdot 10^{-3}$	$178,9 \cdot 10^{-4}$	3755921	240	4250	2833

Tabel 23: Gebruikte profielen voor damwand en combiwand

Als eis voor de maximale uitwijking van de damwand wordt 200 mm aangenomen. Dit lijkt wat veel maar de damwand doet dienst als een hulpconstructie en keert alleen water. Er is dus geen gevaar voor zettingen in de achterliggende grond.

Uit de berekeningen blijkt dat voor dieptevariant I de uitvoeringsmethode met een onderwaterbetonvloer maatgevend is. In alle bouwfasen buigt de damwand naar buiten toe uit. Het is dus mogelijk om een stempel op de caissons van de bestaande kadeconstructie aan te brengen. De waarden in Tabel 24 zijn gevonden door eerst over de gehele breedte van het havenbekken de zandaanvulling aan te brengen alvorens de damwand te heien in plaats van alleen maar in de bouwkuip. Op die manier is het verschil in maaiveld links en rechts van de damwand niet zo groot en is de belasting op de damwand kleiner.

Voor dieptevariant II geeft het alternatief met de vliesconstructie de diepste ontgraving en dus de grootste belasting. De belasting is zelfs zo groot dat de zwaarste combiwand niet voldoet. Er wordt daarom verder gerekend met het alternatief dat vervolgens de diepste ontgraving en dus de zwaarste belasting geeft; die met de onderwaterbetonvloer. Bij deze diepte wisselt de resulterende belasting in bouwfase 2 van teken. Nu buigt de damwand wel naar binnen toe uit. De uitwijking is zo groot dat de stijfste damwand (AZ 36) niet meer volstaat. Als er direct over de gehele breedte van het havenbekken wordt aangevuld, kan een vrijstaande combiwand worden toegepast. Voor de gevallen zonder onderwaterbetonvloer worden de momenten in de combiwand te groot en voldoet deze niet meer. Dit komt doordat de bouwkuip helemaal droog gezet moet worden zonder een onderwaterbetonvloer die de belasting aan de passieve zijde vergroot.

7.8 Diepwanden en schroefpalenwanden: Schetsontwerpen 13 t/m 17

Voor de berekening van de diepwanden en schroefpalenwanden is ook gebruik gemaakt van het programma MSHEET. In deze paragraaf is de berekening voor de diepwanden gedaan. Voor de schroefpalenwanden geldt dezelfde rekenmethode en kan dezelfde conclusie met betrekking tot de haalbaarheid getrokken worden; als de diepwand niet voldoet, voldoet een schroefpalenwand ook niet en vice versa.

Voor het bodemprofiel zijn dezelfde waarden als voor de damwandberekeningen gebruikt. Deze waarden staan hieronder nog eens weergegeven.

laag	van	tot		γ_d	γ_n	φ	c	δ	K_{boven}	K_{onder}	λ_a	λ_n	λ_p
1	+3,35	+0,00	zand	18	20	30,0	0	20	9100	9100	0,28	0,5	5,74
2	+0,00	-14,00	klei/veen	17	17	17,5	3	0	2800	4000	0,54	0,7	1,86
3	-14,00	-32,00	zand	18	20	30,0	0	20	9100	10500	0,28	0,5	5,74
4	-32,00	-42,00	klei	19	19	17,5	3	0	8000	8000	0,54	0,7	1,86
5	-42,00	dieper	zand	18	20	30,0	0	20	14000	14000	0,28	0,5	5,74

Tabel 25: Invoer van de grondgegevens voor MSHEET

Een diepwand kan niet door het water in het havenbekken heen worden gemaakt. Daarom wordt er eerst een vrijstaande damwand in het havenbekken geheid, op een afstand van ongeveer twee meter van de kademuur.

Vervolgens wordt de ruimte tussen de damwand en de kade opgevuld met zand. Nu kan er met behulp van een bentonietspoeling een sleuf voor de diepwand gegraven worden. Vervolgens wordt de diepwand gestort. Als deze verhard is kan de damwand worden verwijderd en kan verder worden gegaan met de bouw.

De diepwand wordt aan de onderkant ingeklemd of opgelegd in de grond.

Vanwege de aanwezigheid van de kademuur is het niet mogelijk ankers aan te brengen. De diepwand moet dus vrijstaand zijn.

Voor de berekening is uitgegaan van een diepwand met een dikte van 1,02 m of van 1,52 m.

In Tabel 26 staan de gevonden waarden voor de maximale uitwijking van de diepwand, het maximale moment en de maximale dwarskracht.

Voor de diepwand tot in de kleilaag kunnen dezelfde waarden als die voor de kunstmatig aangelegde afsluiting gevonden werden genomen worden. De diepwand die tot in de kleilaag reikt is immers langer dan bij de kunstmatige afsluitende laag. Als de diepwand in die gevallen toepasbaar is dan geldt dat zeker voor de kleilaag.

8. Multicriteria-analyse en kostenvergelijking van de technisch haalbare uitvoeringsmethoden

In voorgaande hoofdstukken is voor een aantal schetsontwerpen gebleken dat zij om verschillende redenen niet uitvoerbaar zijn in het geval van de Merwehaven in Rotterdam. In onderstaande matrices worden de overgebleven en technisch haalbare schetsontwerpen nog eens samengevat:

Combinaties van putbegrenzingsen	Horizontaal (bodem)				
Verticaal (wand)	Kleilaag	Onderwater beton	Chemische injectie	Jetgrouting	Vlies
Bestaande kade	x	I-1, I-2	x	x	I-3
Dam-/Combiwand	I-4, I-5	I-6, I-7	I-8, I-9	I-10, I-11	I-12
Diepwand	I-13	I-14	I-15	I-16	I-17
Afzinkelementen:	I-18				

Combinaties van putbegrenzingsen	Horizontaal (bodem)				
Verticaal (wand)	Kleilaag	Onderwater beton	Chemische injectie	Jetgrouting	Vlies
Bestaande kade	x	II-1, II-2	x	x	x
Dam-/Combiwand	x	II-6, II-7	x	x	x
Diepwand	II-13	II-14	II-15	II-16	x

Combinaties van putbegrenzingsen	Horizontaal (bodem)				
Verticaal (wand)	Kleilaag	Onderwater beton	Chemische injectie	Jetgrouting	Vlies
Bestaande kade	x	x	x	x	x
Dam-/Combiwand	x	x	x	x	x
Diepwand	x	III-14	x	x	x

Tabel 27: Overgebleven schetsontwerpen voor dieptevarianten I, II en III

Deze schetsontwerpen worden in dit hoofdstuk met elkaar vergeleken middels een multicriteria-analyse. Ook worden voor elk schetsontwerp de hoeveelheden materiaal en de bouwkosten bepaald.

Vervormingsgedrag

Hierbij wordt de invloed van de ondergrond op de grondkerende constructie en vice versa bedoeld. Met name zettingen van de omliggende grond door de vervorming van de grondkerende constructie, is een belangrijk ontwerpcriterium.

In het geval van de Merwehaven scoren alle uitvoeringsmethoden goed omdat de kadeconstructie niet verwijderd wordt en er voor de situatie van de grond achter de kadeconstructie niets verandert.

8.1.1.2 Criteria ten aanzien van omgevingsgebonden eigenschappen

Hieronder worden de volgende criteria verstaan:

Hinder omwonenden

Omwonenden kunnen hinder van de bouw ondervinden door :

- verminderde bereikbaarheid van de eigen woning
- visuele hinder door materiaal en materieel voor de deur
- geluidsoverlast door werktuigen

Aangezien er in de Merwehaven geen bewoning plaatsvindt spelen de eerste twee argumenten geen rol. De afstand van de dichtstbijzijnde woningen tot de bouwlocatie is wel zodanig dat geluidsoverlast plaats zou kunnen vinden. Damwandoplossingen scoren hierbij minder hoog dan in de grond gevormde wanden vanwege de trillingen en geluidshinder die gepaard gaan met het inbrengen van de damwand.

Belendende bebouwing

Belendende gebouwen kunnen last hebben van trillingen en deformatie van de omliggende grond. De damwand scoort hier lager dan de diepwand omdat de laatste trillingsvrij wordt aangebracht.

Verstoring infrastructuur

De aanwezige infrastructuur, zowel bovengronds als ondergronds en ook het scheepvaartverkeer in de rest van de Merwehaven kunnen hinder ondervinden van de bouw en de aan de bouw gerelateerde activiteiten in de omgeving (werkverkeer).

Aangezien het gebied al een industrieel karakter heeft zal dit niet zo'n grote rol spelen. Bouwmethodes waarbij gebruik gemaakt wordt van de aanwezige kleilaag scoren iets hoger omdat hiervoor minder materieel en dus minder verkeer nodig is. De mogelijkheid van het aanvoeren van groot materieel en materialen over water is een gunstig aspect van de locatie van de Merwehaven, maar er mag geen hinder voor de scheepvaart optreden.

De methode met de afzinkelementen scoort om deze reden laag.

Beschikbaar werkterrein

Met dit criterium wordt beoordeeld in hoeverre de keuze van de uitvoeringsmethode beperkingen oplegt aan het beschikbare werkterrein, of meer ruimte vraagt dan strikt noodzakelijk voor de te maken kelder.

De diepwand scoort hier laag vanwege de hoeveelheid installaties die nodig zijn voor de verwerking van bentonietspoeling.

8.2 Hoeveelheden en kosten

Met behulp van het eerder genoemde spreadsheet-programma Excel 7.0 is een globale berekening van de benodigde hoeveelheden materiaal gemaakt. Het gaat hierbij om bijvoorbeeld het aantal kubieke meters beton, de hoeveelheid te ontgraven grond, het aantal strekkende meters damwand en de lengte van de damwandplanken, het aantal trekpalen en de lengte, enzovoorts, enzovoorts.

Voor alle onderdelen van de constructie is met hulp van de kostendeskundige van de aannemer 'van Hattum en Blankevoort' een eenheidsprijs bepaald. Door alle kosten van alle onderdelen bij elkaar op te tellen worden de totale directe kosten van de constructie verkregen. Hierover wordt een percentage van 20% genomen voor de bepaling van de indirecte kosten van bouwplaats, materieel, ketenpark, stafmedewerkers, e.d. Over deze som van directe en indirecte kosten worden diverse percentages genomen voor de algemene kosten, winst en risico, ontwerpkosten en onvoorziene kosten.

Op deze manier is voor alle mogelijke uitvoeringsmethoden voor de drie dieptevarianten de prijs berekend. Ook is berekend hoeveel de prijs per m³ effectieve ruimte en de prijs per opgeslagen pallet is. Deze berekening staat in Bijlage H. In Tabel 8.4 t/m 8.6 en in de Figuren 8.5 t/m 8.6 in Bijlage H zijn de verschillende prijzen weergegeven.

Hieraan is te zien dat voor elke uitvoeringsvariant op zich geldt dat een grotere diepte, ondanks de hogere stichtingskosten, per m³ of per pallet toch goedkoper is dan de ondiepere variant. De relatieve verschillen tussen de kosten voor de uitvoeringsvarianten onderling, worden niet kleiner bij vergelijking per m³ effectieve ruimte.

De goedkoopste varianten staan in Tabel 29.

	'goedkoopste'	totaalprijs	prijs /m ³	prijs /pallet
Dieptevariant I	3: bestaande kade / vlies	F 54.300.039,-	F 250,-	F 2.053,-
Dieptevariant II	1: bestaande kade / onderwaterbetonvloer	F 79.558.803,-	F 180,-	F 1.966,-
Dieptevariant III	14: diepwand / onderwaterbetonvloer	F 146.415.571,-	F 222,-	F 2.509,-

Tabel 29: Kosten van de goedkoopste uitvoeringsmethoden voor dieptevarianten I, II en III

9. Constructieve uitwerking van de gekozen variant.

9.1 Inleiding

Aan de hand van de afwegingen die in het vorige hoofdstuk zijn gemaakt, is een alternatief gekozen dat verder constructief uitgewerkt zal worden.

Er is gekozen voor:

Schetsontwerp III-14: Diepwand met onderwaterbeton en trekpalen

Dit houdt in: Dieptevariant III met een stapelhoogte van in totaal 6 pallets op elkaar met een diepwand als verticale bouwput begrenzing en onderwaterbeton met trekpalen als horizontale bouwkuipbegrenzing.

In dit hoofdstuk wordt de gekozen constructie uitgewerkt en zal geen terugkoppeling naar de voorgaande hoofdstukken meer plaatsvinden, in de zin van een nieuwe vergelijking met de andere varianten.

Er wordt wel nog eens gekeken naar de aannames van de afmetingen van de constructie die in § 4.2 gedaan zijn.

In § 9.4 worden voor de kolommen en de vloeren verschillende constructieprincipes bekeken. Voor de vloeren op de niveaus 0 en -1 wordt uit de volgende constructiesystemen een keuze gemaakt:

- Volledig in het werk gestorte plaatvloer
- Volledig geprefabriceerd beton
- Gedeeltelijk geprefabriceerd met een in het werk gestorte druklaag

Van deze drie constructieprincipes wordt er één gekozen en verder uitgewerkt.

De berekeningen die gemaakt zijn, worden in § 9.6 in grote lijnen toegelicht. Voor de gedetailleerde berekening wordt verwezen naar Bijlage I.

9.2 Beschrijving constructie

De terminal bestaat uit twee verdiepingen met elk een inwendige gebouwhoogte van 7,5 m.

De constructie heeft drie niveaus:

- Niveau 0 is gelijk aan het niveau van het maaiveld in de haven.
- Niveau -1 is de verdiepingsvloer op een diepte van 7,5 m onder de onderkant van de vloer op niveau 0.
- Niveau -2 is de diepste vloer, boven op de onderwaterbetonvloer.

De tekeningen van het palenplan, de kolomstramien en enkele doorsneden staan in Bijlage I.

Tijdens de controleberekeningen is onder meer gebleken dat de afmetingen van de vloeren die in § 4.2 zijn aangenomen te klein waren. Doordat de inwendige gebouwhoogte vast staat is de totale hoogte (of diepte) van de constructie groter geworden, namelijk 18,0 m. Hierdoor is de belasting op de trekpalen in de bouwfase ook toegenomen. In § 9.5.1 wordt deze trekkracht opnieuw berekend.

In hoofdstuk 4 zijn de vloeren op niveaus 0 en -1 beschreven als een vlakke plaat met verzwaarde stroken. De vloer op niveau -2 is een monolithische plaatvloer. Er wordt van uit

Geprefabriceerd beton is van een hogere kwaliteit en duurder, maar er wordt wel sneller mee gebouwd. Bovendien is er geen bekisting op het werk nodig. Bij een grote standaardisatie van de constructieonderdelen kan de mal in de fabriek veelvuldig ingezet worden. Bij veel verschillende vormen wordt prefabriceren erg duur. Voor het geval van de ondergrondse fruitterminal in de Merwehaven zijn de volgende keuzes gemaakt:

9.4.1 Kolommen

De kolommen lopen door over de gehele hoogte van de kelder en worden geprefabriceerd. Aan de kolommen worden consoles gemaakt, waar de vloer op opgelegd wordt. Prefabricatie heeft voor de kolommen de volgende voordelen: Door de hoge betonkwaliteit kunnen de kolommen relatief slank blijven. Er kan al vroeg begonnen worden met de productie zodat op het werk de kolommen snel geplaatst kunnen worden. Bij in het werk gestort beton zou een zware bekisting ingezet moeten worden voor zo'n hoge kolom en zou de bouwsnelheid op het werk veel lager liggen.

9.4.2 Vloer op niveau -2

De vloer op niveau -2 wordt volledig in het werk gestort. Deze vloer ligt bovenop de onderwaterbetonvloer en er is dus geen bekisting nodig aan de onderzijde. Bovendien zijn bij in het werk gestort beton grotere delen aan één stuk te maken. Er zijn dus minder voegen aanwezig en de constructie is dus beter waterdicht. In dit geval is in het werk storten de eenvoudigste oplossing.

9.4.3 Vloeren op niveaus 0 en -1

Voor de vloeren op de niveaus 0 en -1 drie verschillende constructieve systemen bekeken:

- Volledig in het werk gestorte plaatvloer
- Volledig geprefabriceerd beton
- Gedeeltelijk geprefabriceerd met een in het werk gestorte druklaag

Van elk van deze drie systemen zijn na een globale berekening de voor- en nadelen geïnventariseerd, en is één systeem uitgekozen voor verdere constructieve uitwerking. Ook is nog gevarieerd met de overspanningsrichting.

9.4.3.1 Volledig in het werk gestorte plaatvloer

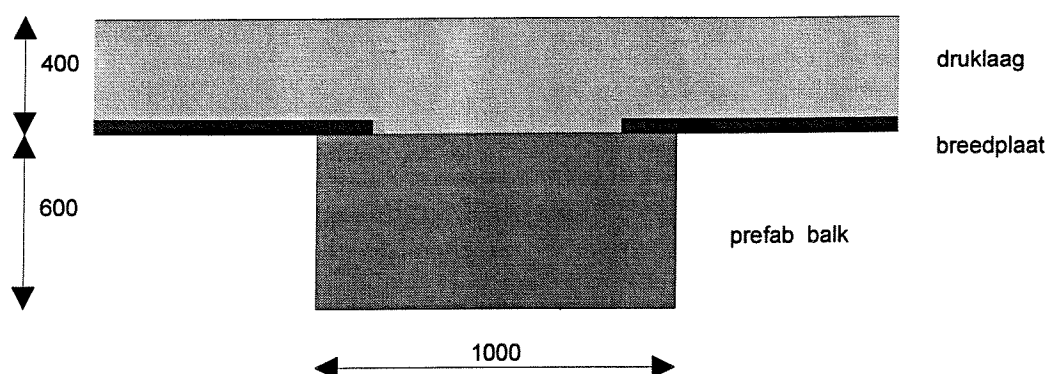
Als eerste constructieve variant is een volledig in het werk gestorte plaatvloer bekeken. Hierbij wordt een bekisting geplaatst en onderstempeld. Vervolgens wordt de hele vloer in zo groot mogelijke delen aan één stuk gestort. Er is uitgegaan van een betonkwaliteit B35. Voor de minimale constructiehoogte werd voor de vloer op niveau 0 een waarde van 0,7 m gevonden. Het pons criterium was hiervoor maatgevend. Voor de momentwapening werd het minimumwapeningspercentage van 0,18 % gevonden.

9.4.3.2 Volledig geprefabriceerd

Het tweede constructieve systeem bestaat uit het volledig prefabriceren van de betonconstructie. Voor deze constructie is gekozen voor een systeem van geprefabriceerde balken die op consoles aan de kolommen rusten en die op hun beurt geprefabriceerde platen, zoals bijvoorbeeld kanaalplaten, ondersteunen.

kaart te brengen worden de balken bij deze variant over de langste overspanning gelegd en de vloerplaten over de kortste overspanning. Dit levert naar verwachting een grotere constructiehoogte voor de balken maar een kleinere hoogte van de tussenliggende platen. In totaal vergt dit waarschijnlijk minder materiaal.

Voor de balken werd een hoogte van 0,6 m gevonden. De druklaag heeft een hoogte van 0,4 m inclusief de breedplaten. De totale constructiehoogte wordt dus 1,0 m.



Figuur 27: Constructief systeem bij prefab balk en in het werk gestorte druklaag

9.4.3.4 Afweging constructieve systemen

In Tabel 30 staan de constructiehoogtes van de verschillende constructieve systemen nog eens samengevat. Dit is slechts een weergave van twee selectiecriteria, namelijk de constructiehoogte en het materiaalverbruik. Argumenten als bouw- of montagesnelheid, eenvoud, kosten e.d. worden hier niet gekwantificeerd.

	h_{balk}	h_{plaat}	h_{totaal}	beton per kolomstramien
vlakke plaatvloer	0,7 m	0,7 m	0,7 m	60,84 m ³
volledig prefab	0,9 m	0,4 m	0,9 m	20,30 m ³
prefab met druklaag	0,6 m	0,4 m	1,0 m	36,78 m ³

Tabel 30: Overzicht van enkele gegevens van de constructieve systemen voor vloer op niveau's 0 en -1

Na vergelijking van de drie constructieve systemen die in voorgaande paragrafen beschreven zijn, wordt gekozen voor

Gedeeltelijk geprefabriceerd met een in het werk gestorte druklaag

De voornaamste reden hiervoor is de mogelijkheid van de combinatie van snel bouwen door de montage van prefab balken en prefab breedplaten, en van goedkoop bouwen door gebruik te maken van een in het werk gestorte druklaag. Ook de volledige samenwerking van de constructie die hierdoor bereikt wordt en de mogelijkheid van een tweede draagweg zijn voordelen van dit systeem.

In § 9.6 wordt deze constructie verder uitgewerkt.

9.5.1.2 Trekkracht in de eindfase

Wanneer de verticale verankering is gedimensioneerd op de trekkracht in de bouwphase zal in de bouwphase geen probleem optreden. Het gewicht van de constructie verminderd immers de trekkracht in de trekpalen.

Wanneer er echter de waterspanning in de bouwphase verlaagd is, is de opwaartse belasting in de eindfase maatgevend voor de fundering. De waterdruk heeft zich dan weer hersteld en de constructie zal opdrijven.

Uit de gewichtsberekening in Bijlage J is gebleken dat de maximale opdrijvende kracht op de hele constructie bij een helemaal lege kelder 3392,0 MN bedraagt.

Om deze belasting op te nemen is de volgende verticale verankering nodig (zie Bijlage I):

dikte onderwaterbeton	1,50 m
lengte trekpalen	15,50 m
diepte paalpunt t.o.v. NAP	- 29,15 m
h.o.h.-afstand palen	3,00 m
aantal palen	4440 stuks
totale opwaartse kracht	3392,00 MN
trekkracht per paal	750,86 kN

Tabel 32: Benodigde verticale verankering in de eindfase (bij verlaging van de waterspanning in de bouwphase)

9.5.1.3 Drukkracht in de eindfase

Bij een helemaal volle kelder ontstaat een positieve funderingsdruk. Deze totale resulterende kracht op de gehele constructie bedraagt 1491 MN (zie de gewichtsberekening in Bijlage J). De 4440 trekpalen die nodig zijn voor het opnemen van de trekkracht kunnen tevens als drukpalen fungeren. De belasting is dan per paal 320 kN.

De maximale draagkracht van de fundering wordt berekend volgens hoofdstuk 5 van NEN 6743 [13]. Hiervoor worden dezelfde sonderingsgrafieken als voor de berekening van de onderwaterbetonvloer gebruikt (zie Bijlage B). Uit deze waarden wordt voor de fundering zoals die in Tabel 32 gegeven is een draagkracht van 15396 MN gevonden.

Dit is ruim voldoende om de belasting van de volle kelder te dragen.

Het behoeft geen betoog dat de fundering volgens Tabel 31 ook voldoet. Deze fundering bestaat immers uit meer en langere palen.

9.5.2 Diepwand

Gezien de grote diepte van de bouwkuip (18 m) wordt het zeer moeilijk om een vrijstaande diepwand te realiseren, zoals bij de berekeningen in § 7.8 aangenomen is. Zelfs als de diepwand zeer zwaar uitgevoerd zou worden en verstijfd zou worden door deze met dwarsstukken als steunberen uit te voeren, is het haast niet mogelijk om de diepwand vrijstaand te houden.

Aan de eis van een vrijstaande diepwand hoeft eigenlijk alleen in de bouwphase te worden voldaan. In de eindfase zullen de vloeren op niveau 0 en -1 als stempel dienen en kan de diepwand veel lichter worden uitgevoerd. Het is niet verstandig om voor de bouwphase een dure constructie te bouwen die in de eindfase niet meer nodig is.

9.6.1.1 Inleiding tot de berekeningen

Voor elk constructiedeel worden de maximale waarden van de dwarskracht en de momenten berekend. Vervolgens wordt de sterkte van de constructiedeel berekend en de wapening bepaald. Voor de waarde van de nuttige hoogte van de betondoorsnede, d , wordt de benadering van $0,85 \cdot h$ gebruikt, tenzij de waarde van d preciezer vast te stellen is.

Bij de berekening van de dwarskrachtwapening geldt dat er geen dwarskrachtwapening nodig is als geldt:

$$\tau_1 > \tau_d$$

Hierin is τ_1 de grenswaarde van de schuifspanning zonder dwarskrachtwapening en is τ_d de rekenwaarde van de optredende schuifspanning:

$$\tau_1 = 0,4 \cdot f'_b$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Indien er wel dwarskrachtwapening toegepast dient te worden, wordt deze als volgt berekend.

De door de wapening op te nemen schuifspanning is $\tau_d - \tau_1$.

De maximaal door de wapening opneembare schuifspanning volgt uit:

$$\tau_s = \frac{V_s}{b \cdot d} = \frac{A_s \cdot z \cdot f_s}{b \cdot d}$$

Dit geldt alleen als aangenomen wordt dat de beugels loodrecht op de as van het constructiedeel staan en dat de drukdiagonalen onder een hoek van 45° met deze as lopen.

Voor samengestelde liggers [22] geldt een analoge berekening, zie het dat voor τ_1 een waarde van $0,3 \cdot f'_b$ wordt aangehouden. Hierbij moet voor de waarde van f'_b die van de laagste toegepaste betonkwaliteit worden aangehouden.

Als de rekenwaarde van de schuifspanning in de ligger niet boven deze grenswaarde komt, hoeft geen dwarskrachtwapening toegepast te worden.

Bij een schuifspanning boven deze waarde geldt dat de berekening van de dwarskrachtwapening gelijk is aan die voor monolithische liggers mits alle wapening over de gehele doorsnede doorloopt.

Voor de berekening van de momentwapening is gebruik gemaakt van de ontwerptabellen uit hoofdstuk 11 van de GTB [15].

9.6.1.2 Berekening breedplaat

Als eerste is de breedplaatvloer berekend. De breedplaat is 80 mm dik en heeft een betonkwaliteit B35. De platen worden geleverd met een breedte van 3 m, maar hier is steeds per strekkende meter breedte gerekend.

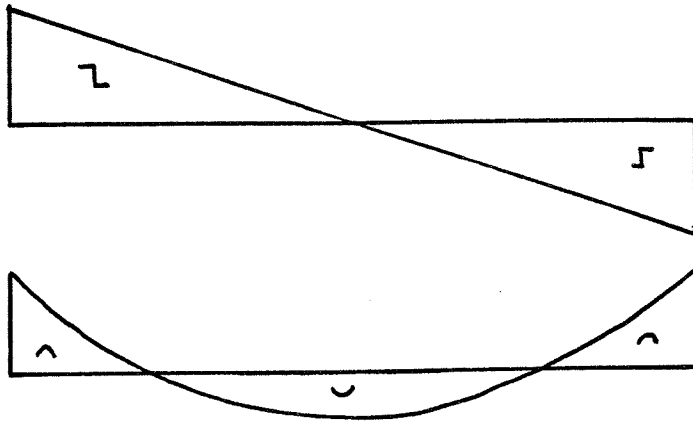
In fase 1 is de breedplaat vrij opgelegd op de prefab balken. De dagmaat tussen twee balken is 6,8 m. De breedplaten worden op de prefab balken opgelegd met een oplegglengte van 100 mm. De totale lengte is dus 7,0 m en de theoretische overspanning bedraagt 6,9 m. De fabriek schrijft voor dat de breedplaten worden ondersteund door stempels met een maximale onderlinge afstand van 1,8 m. Er is gekozen voor een breedplaat met een dikte

Voor de momenten geldt:

$$M_{v;d} = \frac{1}{24} \cdot q_d \cdot l^2 = 29,20 \text{ kNm}$$

$$M_{s;d} = \frac{1}{12} \cdot q_d \cdot l^2 = 58,40 \text{ kNm}$$

Voor deze fase zijn dit de dwarskrachtenlijn en de momentenlijn:



Figuur 29: Dwarskrachtenlijn en momentenlijn voor de doorgaande breedplaatvloer in fase 2

In fase 3 wordt alleen de variabele belasting bekeken. Voor niveau 0 is deze 20 kN/m^2 . Er geldt dus:

$$q_d = 1,3 \cdot (1,0 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN} / \text{m}^2) = 26 \text{ kN} / \text{m}^1$$

De belasting op de breedplaat in de eindfase bestaat uit de sommatie van de belasting uit fase 2 (het eigen gewicht) en de belasting uit fase 3 (de variabele belasting).
Er wordt gevonden:

		wapening	A_s (mm ²)	ω_0 (%)
dwarskracht	162,41 kN	-	-	-
veldmoment (max)	151,64 kNm	9 Ø 12	1018	0,283
veldmoment (min)	31,89 kNm	6 Ø 12	679	0,189
steunpuntsmoment	228,80 kNm	14 Ø 12	1582	0,439

Tabel 34: Uitkomsten van de berekening van de breedplaat in de eindfase

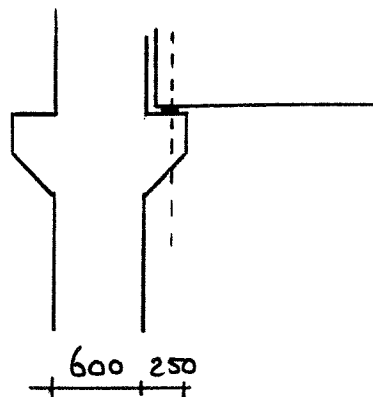
Een deel van de wapeningsstaven die bij het steunpunt bovenin de plaat liggen lopen door over de gehele overspanning om het negatieve veldmoment op te kunnen nemen.

9.6.1.3 Berekening verzwaarde strook

Voor de berekening van de verzwaarde stroken kan grotendeels de berekening van de breedplaatvloer worden aangehouden. De verzwaarde strook bestaat uit een geprefabriceerde, gewapende betonnen balk met een breedte van 1000 mm en een hoogte van 600 mm. De betonkwaliteit is B45.

In fase 1 is de prefab balk vrij opgelegd op consoles aan de kolommen. De dagmaat tussen de kolommen is 9,4 m.
De opleglengte van de balk op de console is 200 mm met een ruimte tussen de kolom en de balk van 50 mm.
De totale lengte van de balk is dus 9,3 m en de theoretische overspanning bedraagt 9,1 m.

De nuttige hoogte van de betondoorsnede van de prefab balk is $0,85 \cdot 600 = 510$ mm.



Figuur 31: Oplegging van de balk

De prefab balk wordt in fase 1 geschematiseerd als een ligger op twee steunpunten. De belasting op deze ligger wordt gevormd door het eigen gewicht, plus het gewicht van het aandeel van het natte beton voor de druklaag dat niet bij de berekening van de breedplaat is meegenomen, plus de oplegreactie van de breedplaten die geschematiseerd wordt als twee lijnlasten.

De belasting op de balk (zie Bijlage I voor de meer gedetailleerde berekening) bedraagt:

$$q_d = 41,20 \text{ kN / m}^1$$

Voor de dwarskracht van een ligger op twee steunpunten geldt:

$$V_d = \frac{1}{2} \cdot q_d \cdot l = 187,46 \text{ kN}$$

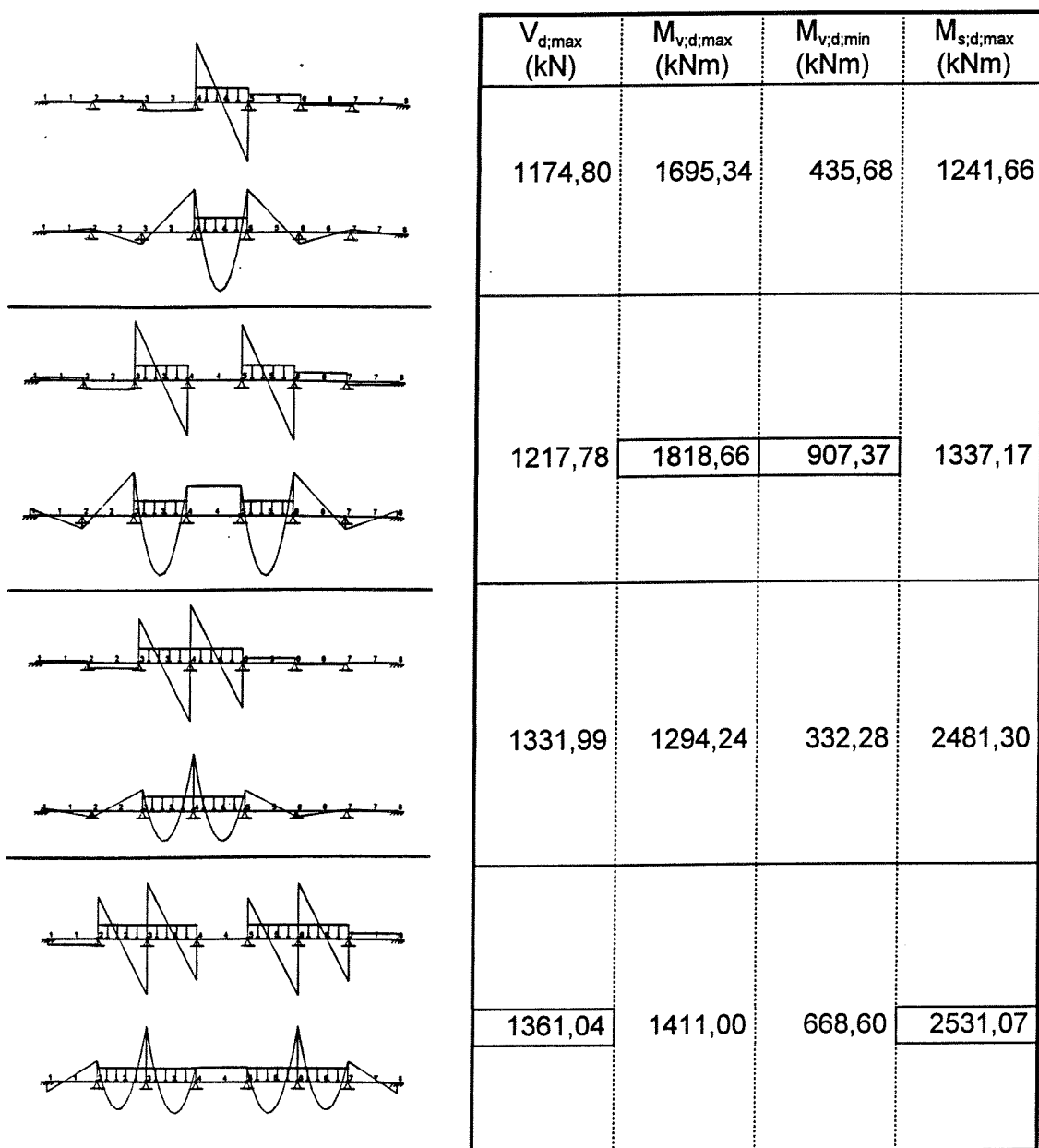
En voor het veldmoment geldt:

$$M_{v;d} = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l^2 = 426,47 \text{ kNm}$$

In fase 3 wordt alleen de variabele belasting bekeken. Deze vertaalt zich in twee lijnlasten die de oplegreactie vanuit de breedplaatvloer vertegenwoordigen. Deze belasting bedraagt:

$$q_d = 2 \cdot 117,48 \text{ kN / m}^1 = 234,96 \text{ kN / m}^1$$

Met behulp van het programma PCFRAME zijn de dwarskrachten en de momenten voor vier verschillende belastingcombinaties berekend.



Figuur 33: Verschillende belastingcombinaties van de variabele belasting op de verzwaarde strook in fase 3

9.7 Berekening van de kolommen

De kolommen zijn geschematiseerd als over de hele hoogte van de constructie doorlopend. Ter plaatse van de vloeren (op alle drie de niveaus) wordt de verbinding als een inklemming beschouwd.

Naast een drukkracht, heerst er ook een moment in de kolom. Met behulp van de diagrammen in de GTB is de wapening bepaald.

De betonkwaliteit is B65 en er is gebruik gemaakt van GTB diagram 10.2.a, met een waarde voor $a/h = 0,10$.

niveau	N (kN)	M (kNm)	e (m)	$\frac{N}{f'_b \cdot A_b}$	$\frac{N}{f'_b \cdot A_b} \cdot \frac{e}{h}$	r	ω (%)
0	3100	2531,07	0,82	0,22	0,30	1,85	4,81
-1	5232	1265,53	0,24	0,37	0,15	0,30	0,78

Tabel 37: Dimensionering van de kolom op normaalkracht en moment

Een wapeningspercentage van 4,81 % komt overeen met $A_s = 17316 \text{ mm}^2$. Gekozen wordt voor een wapening van 4 $\varnothing 40$ en 16 $\varnothing 32$. Dit levert een $A_s = 17892 \text{ mm}^2$ op.

Het geval van een calamiteit door een aanrijding van een heftruck tegen de kolom is gecontroleerd volgens § 9.4 van NEN 6702 [10].

Er is uitgegaan van een heftruck met een gewicht van 600 kg met een pallet van 900 kg. De heftruck heeft een snelheid van 15 km/u, een botskracht van $F_{vr} = 200 \text{ kN}$ en een remweg van 5 m. De afstand van het gangpad tot de kolom is 1,0 m.

De kinetische energie van dit voertuig is $E_{k;vr} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 = 130 \text{ kNm}^2$. Op het moment van de botsing is deze door het remmen afgenomen tot $E_{k;vb} = 104 \text{ kNm}^2$.

Voor de representatieve stootbelasting geldt:

$$F_{rep} = F_{vr} \cdot \sqrt{\frac{E_{k;vb}}{E_{k;vr}}} = 200 \cdot \sqrt{\frac{104}{130}} = 180 \text{ kN}$$

Het moment dat door deze belasting optreedt in de kolom is veel kleiner dan het moment waarop de kolom gewapend is. Er hoeft dus geen extra wapening aangebracht te worden, de kolom is bestand tegen aanrijdingen door een heftruck.

10. Evaluatie

In dit laatste hoofdstuk van deze ontwerpstudie vindt de evaluatie plaats. Er wordt niet alleen gekeken naar het ontwerp zelf, maar ook naar het ontwerp in relatie met het BIOR-project: 'Bouwen van Industriële Ondergrondse Ruimten'. De conclusies kunnen dus worden onderverdeeld in conclusies met betrekking tot de constructie zelf, en met betrekking tot het afwegingsmodel van BIOR.

10.1 Conclusies met betrekking tot het ontwerp van de constructie

Tijdens deze ontwerpstudie zijn verschillende uitvoeringsmethoden en constructies met elkaar vergeleken. Hierbij zijn de aannames en uitgangspunten van groot belang gebleken. In deze conclusie wordt de invloed van de gemaakte keuzes op het ontwerp van de verschillende constructies beschreven.

10.1.1 Verticale bouwkuipbegrenzing

Tijdens de uitwerking van de verschillende uitvoeringsmethoden, is al snel duidelijk geworden, dat de randvoorwaarden van de Merwehaven een grote rol spelen. Vooral de aanwezigheid van de bestaande kademuur heeft een grote invloed op het ontwerp. Op het eerste gezicht lijkt het namelijk voordelig, dat er door het havenbekken al een soort gat is. Dat scheelt een hoop werk.

Helaas is het niet met zekerheid vast te stellen of de waterdichtheid van deze kadeconstructie voldoende is. Ook is de stabiliteit van de kade niet zeker bij een diepte waarbij de bodem van de bouwkuip beneden het niveau van de caissons ligt.

Vanwege deze redenen kan de kademuur eigenlijk niet 'kaal' als bouwputbegrenzing dienst doen, en moet al snel besloten worden voor een hulpconstructie in de vorm van een damwand of diepwand vóór de bestaande kade.

Op het moment dat deze keuze gemaakt wordt, legt de kademuur direct een beperking op aan deze wand. Door de aanwezigheid van de kadeconstructie is het namelijk in eerste instantie niet mogelijk de verticale bouwputbegrenzing in de achterliggende grond te verankeren. Er moet dus uitgegaan worden van een vrijstaande dam- of diepwand.

Deze wand hoeft overigens alleen in de bouwfase vrijstaand te zijn. In de eindfase wordt de verticale bouwkuipbegrenzing immers verwijderd, of wordt de grond aangevuld tot maaiveld niveau. Indien de wand permanent een deel uitmaakt van de definitieve constructie, fungeren de vloeren als stempels en wordt de verticale bouwkuipbegrenzing gesteund.

In de eindfase kan de wand dus veel lichter worden uitgevoerd dan in de bouwfase. Het is daarom niet verstandig voor de korte periode tijdens de bouwfase veel kosten te maken door een vrijstaande wand toe te willen passen.

Vanwege het feit dat in deze studie in eerste instantie is gekozen voor een vrijstaande dam- of diepwand, zijn veel uitvoeringsmethoden afgefallen of zeer zwaar geconstrueerd. Dit geeft een zeer negatief beeld van de mogelijkheden voor ondergronds bouwen.

Achteraf gezien had de dam- of diepwand misschien toch wel verankerd of gesteund kunnen worden. Dan waren veel uitvoeringsmethoden niet zo snel afgefallen.

10.2.3 Aansluiting op bovengrondse infrastructuur

Een ander onderdeel dat nog nader onderzocht zou kunnen worden, is de aansluiting van de ondergrondse ruimte op de bovengrondse infrastructuur. In het geval van de Merwehaven zou dat neerkomen op het transport van de pallets van de schepen naar de ondergrondse terminal en vice versa, en vanuit de terminal naar de vrachtwagens. Mogelijkheden daarvoor zijn bijvoorbeeld een hellingbaan voor de vrachtwagens, een hellingbaan voor de heftrucks, of een lift. Het is ook mogelijk de gehele terminal in te richten met een Warehouse Management System, waarbij de pallets over rolbanen worden getransporteerd.

10.2.4 Aanzet tot technische innovaties

Vanwege de grote moeilijkheid die de kadeconstructie veroorzaakte, is de vraag gerezen, op welke manieren de verticale bouwkuipbegrenzings van een grote bouwkuip toch gesteund kunnen worden. In de ontwerpstudie is al gesproken over verankering van de diepwand aan de caissons van de kademuur, of een groot stempelraam op kolommen over het gehele oppervlak van het havenbekken.

Eén mogelijkheid die in een gelijksoortige studie door van Hattum en Blankevoort naar voren is gekomen is de zogenaamde 'top-down'-methode. Hierbij wordt eerst het gehele havenbekken gedempt met zand. Nu kunnen de diepwanden worden gegraven. De kolommen zijn tot het maaiveld doorlopende funderingspalen.

Vervolgens wordt de vloer, of in ieder geval een balkrooster, op maaiveldniveau gemaakt. Deze doet direct dienst als stempel. Onder deze eerste vloer wordt het zand weer ontgraven en kan de tweede vloer worden gemaakt. Het gebruikte zand is te zien als een goedkope bekisting, want het kan naderhand weer worden hergebruikt of verkocht.

Bij deze methode kan geen gebruik worden gemaakt van een afsluitende laag van onderwaterbeton. Hiervoor zal chemische injectie of jetgrouting moeten worden gebruikt. Deze methode lijkt misschien onorthodox, maar het is toch de moeite waard deze verder uit te werken.

Bijlagen

Bijlage A: Score-grafieken uit het rapport 'Onderzoeksresultaten' van Grabowsky & Poort [3]

Bijlage B: Bodemopbouw en sonderingen in de Merwehaven te Rotterdam

Bijlage C: Tekeningen van de schetsontwerpen

Bijlage D: Controleberekeningen in Excel File

Bijlage E: Afweging onderwaterbeton / trekpalen

Bijlage F: Controleberekeningen voor de stabiliteit van de kadeconstructie

Bijlage G: Multicriteria-analyse voor het geval van de Merwehaven

Bijlage H: Kostenberekening voor het geval van de Merwehaven

Bijlage I: Berekening onderwaterbeton variant III-14

Bijlage J: Gewichtsberekening variant III-14

Bijlage K: Constructieve berekeningen variant III-14

Bijlage L: Uitvoer PCFRAME berekeningen

***Bijlage A: Score-grafieken uit het rapport 'Onderzoeksresultaten' van
Grabowsky & Poort [3]***

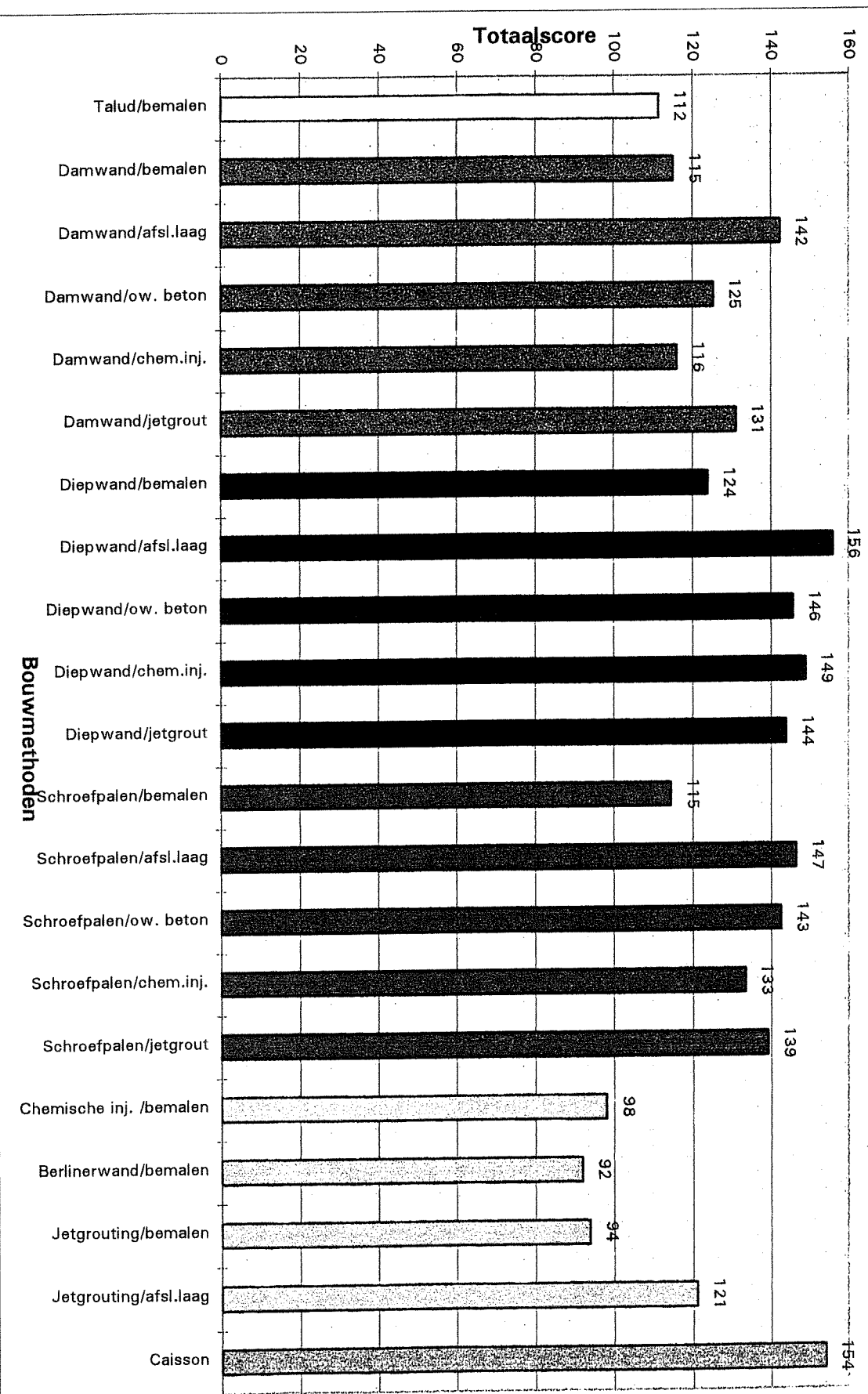
Tabel 2.2: Kwantificering eigenschappen

Criteria

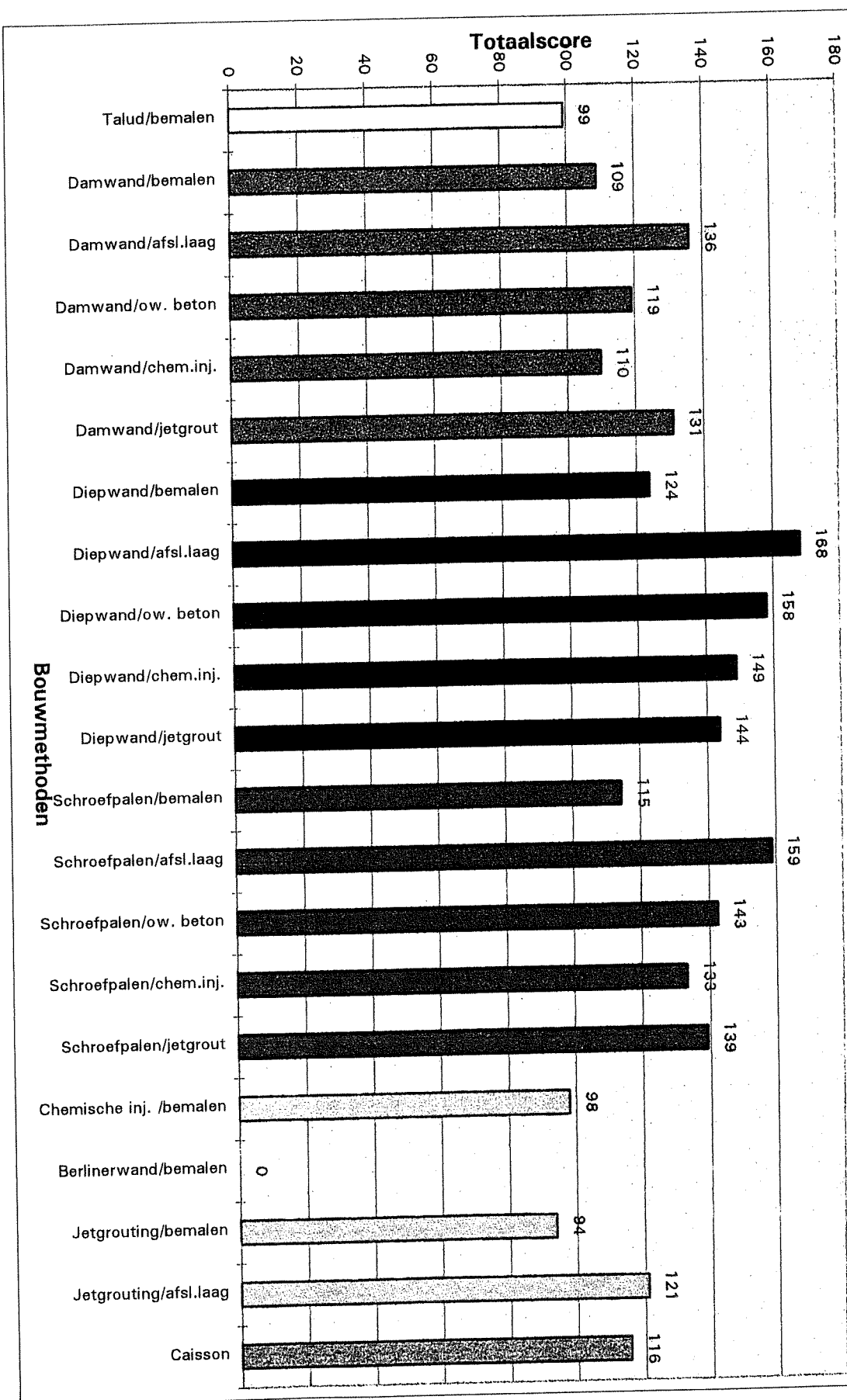
Combinatie	Moeilijkheidsgraad/betrouwbaarheid					Water- dichtheid	Verstoring g.w.s.	Vervorming gedrag	Hinder omwonenden	Belendende bebouwing	Verstoring Infrastructuur	Beschikbare ruimte	Milieu
	1 laag	3 lagen	5 lagen	7 lagen	10 lagen								
1A talud/bemalen	5	3	-	-	-	5	1	1	4	1	1	1	5
2A damwand/bemalen	5	4	2	-	-	3	1	2	2	1	3	4	4
2B damwand/afsl.laag	5	4	2	-	-	3	5	2	2	2	3	4	4
2C damwand/ow. beton	3	2	-	-	-	3	5	2	2	2	3	3	4
2D damwand/chem.inj.	3	2	1	-	-	3	5	2	2	2	3	4	1
2E damwand/jetgrout	2	2	1	-	-	3	5	4	2	2	3	4	3
3A diepwand/bemalen	2	2	1	1	-	5	1	4	4	3	5	2	3
3B diepwand/afsl.laag	2	4	5	5	3	5	5	4	4	5	5	2	3
3C diepwand/ow. beton	1	3	-	-	-	5	5	4	4	5	3	2	3
3D diepwand/chem.inj.	3	3	3	2	1	5	5	4	4	5	3	2	1
3E diepwand/jetgrout	2	2	2	1	1	5	5	5	3	3	3	2	3
4A schroefp./bemalen	2	2	1	-	-	4	1	3	4	3	5	2	3
4B schroefp./afsl.laag	2	4	3	-	-	4	5	3	4	5	5	2	3
4C schroefp./ow. beton	2	2	-	-	-	4	5	3	4	5	3	2	3
4D schroefp./chem.inj.	2	2	1	-	-	4	5	3	4	5	3	2	1
4E schroefp./jetgrout	2	2	1	-	-	4	5	4	3	3	3	3	3
5A chem.inj./bemalen	1	1	-	-	-	1	1	2	5	5	1	4	1
6A berlinerw./bemalen	4	-	-	-	-	1	1	1	3	1	1	3	4
7A jetgrout/bemalen	1	1	-	-	-	1	1	3	4	2	3	3	3
7B jetgrout/afsl.laag	1	1	-	-	-	1	5	3	4	3	3	3	3
9 caisson	4	3	3	2	2	5	5	1	1	5	2	5	5

Tabel 2.3: Belang van de criteria										Criteria			
	Aanlegdiepte	Waterdichtheid	Verstoring g.w.s.	Vervormingsgedrag	Hinder omwonenden	Belendende bebouwing	Verstoring Infrastructuur	Beperkt Werkterrein	Milieu	Totaal			
Aanlegdiepte	0	4	3	4	4	3	5	4	4	31			
Waterdichtheid	1	0	2	1	3	3	3	2	2	17			
Verstoring g.w.s.	3	3	0	2	4	3	5	4	4	28			
Vervormingsgedrag	2	4	4	0	3	4	5	4	4	30			
Hinder omwonenden	2	2	2	3	0	3	4	3	3	22			
Belendende bebouwing	3	2	3	2	3	0	5	3	3	24			
Verstoring Infrastructuur	1	2	1	1	2	1	0	1	1	10			
Beperkt Werkterrein	2	3	2	2	3	3	5	0	3	23			
Milieu	2	3	2	2	3	3	5	3	0	23			
Totaal	208												

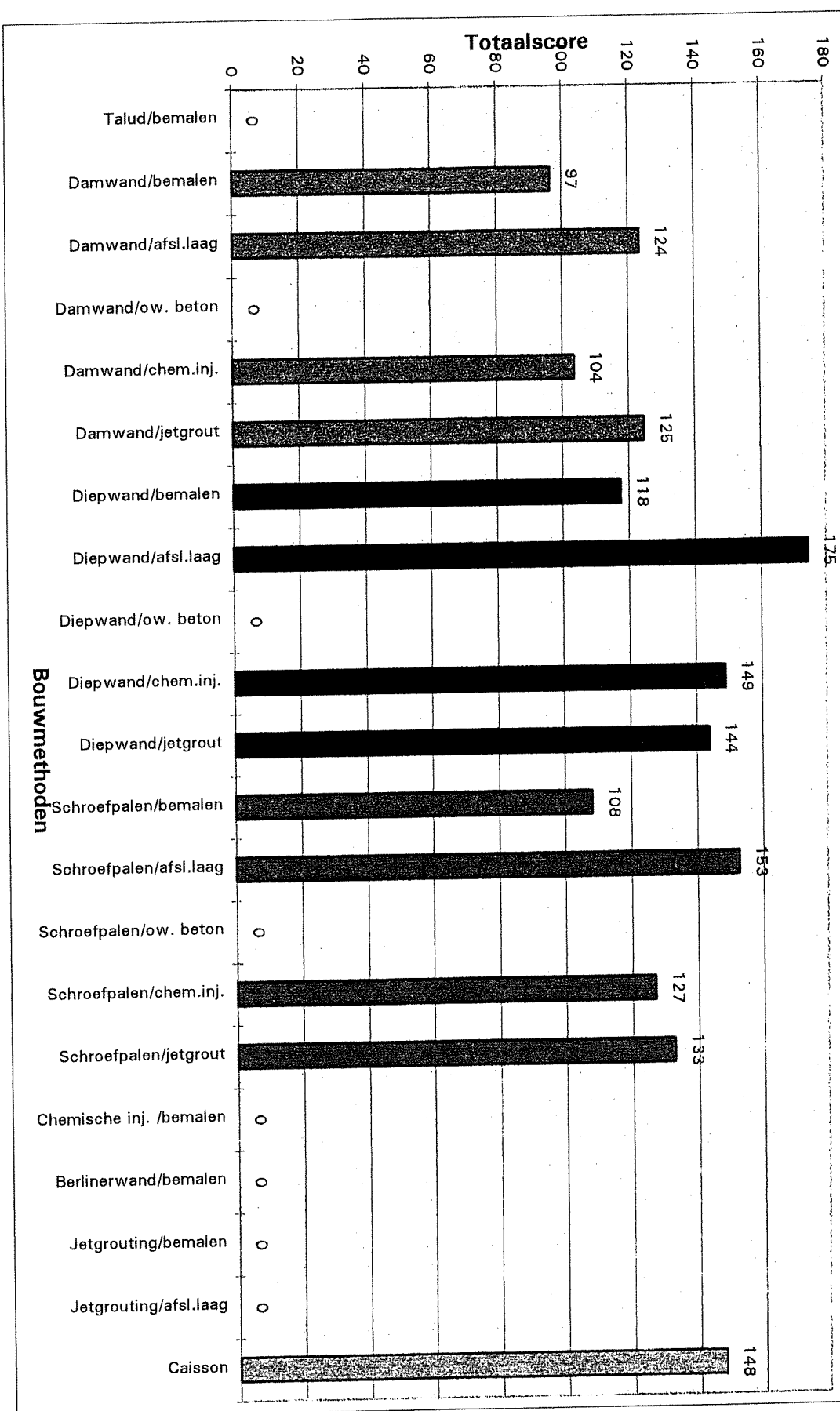
Figuur 2.1 : Multicriteria-analyse (1 ondergrondse laag)



Figur 2.2: Multicriteria-analyse (3 ondergrondse lagen)



Figur 2.3: Multicriteria-analyse (5 ondergrondse lagen)

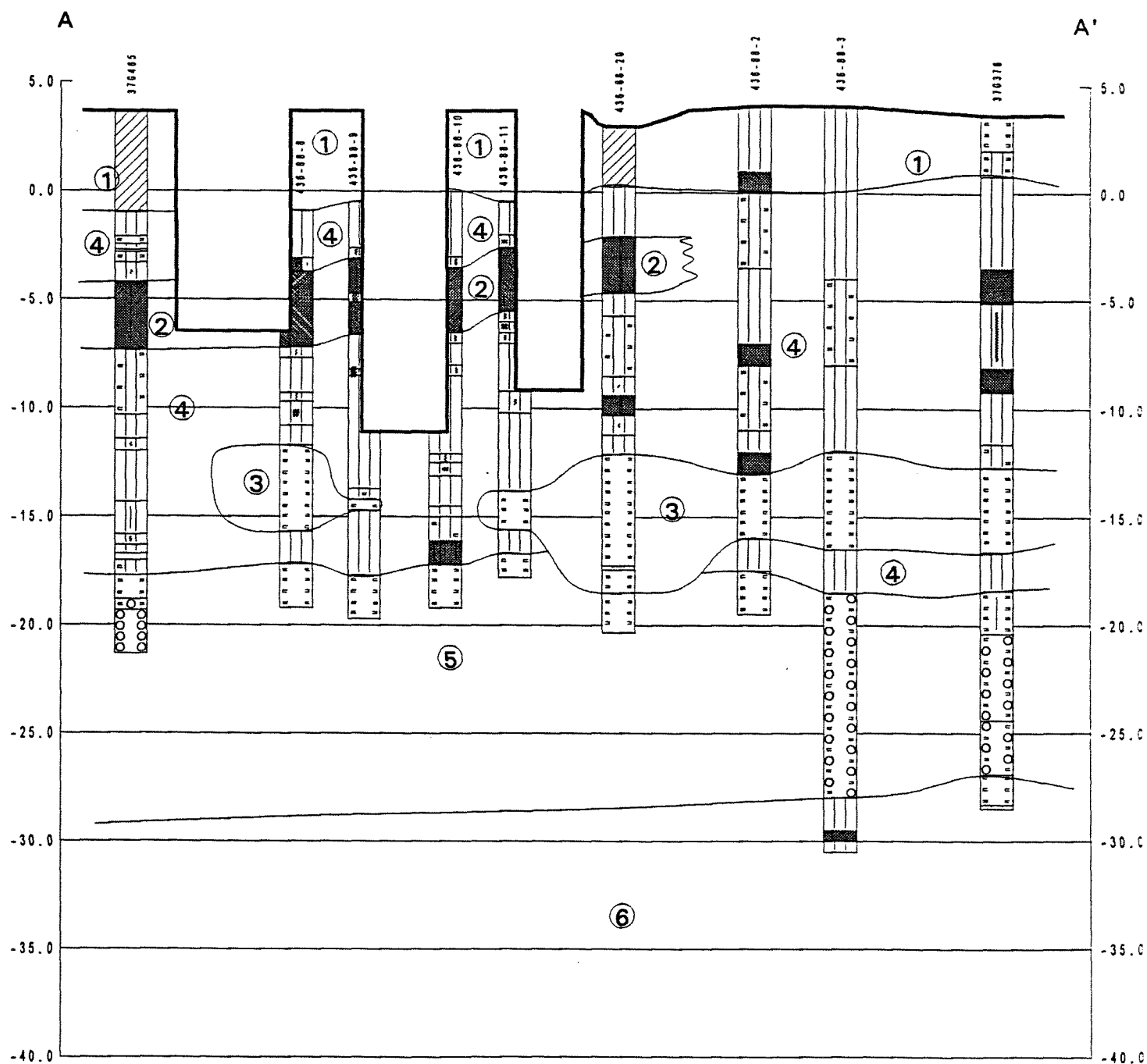


Bijlage B: Bodemopbouw en boringen in de Merwehaven te Rotterdam

3e havenbekken

1e havenbekken

2e havenbekken



LEGENDA

Stratigrafisch

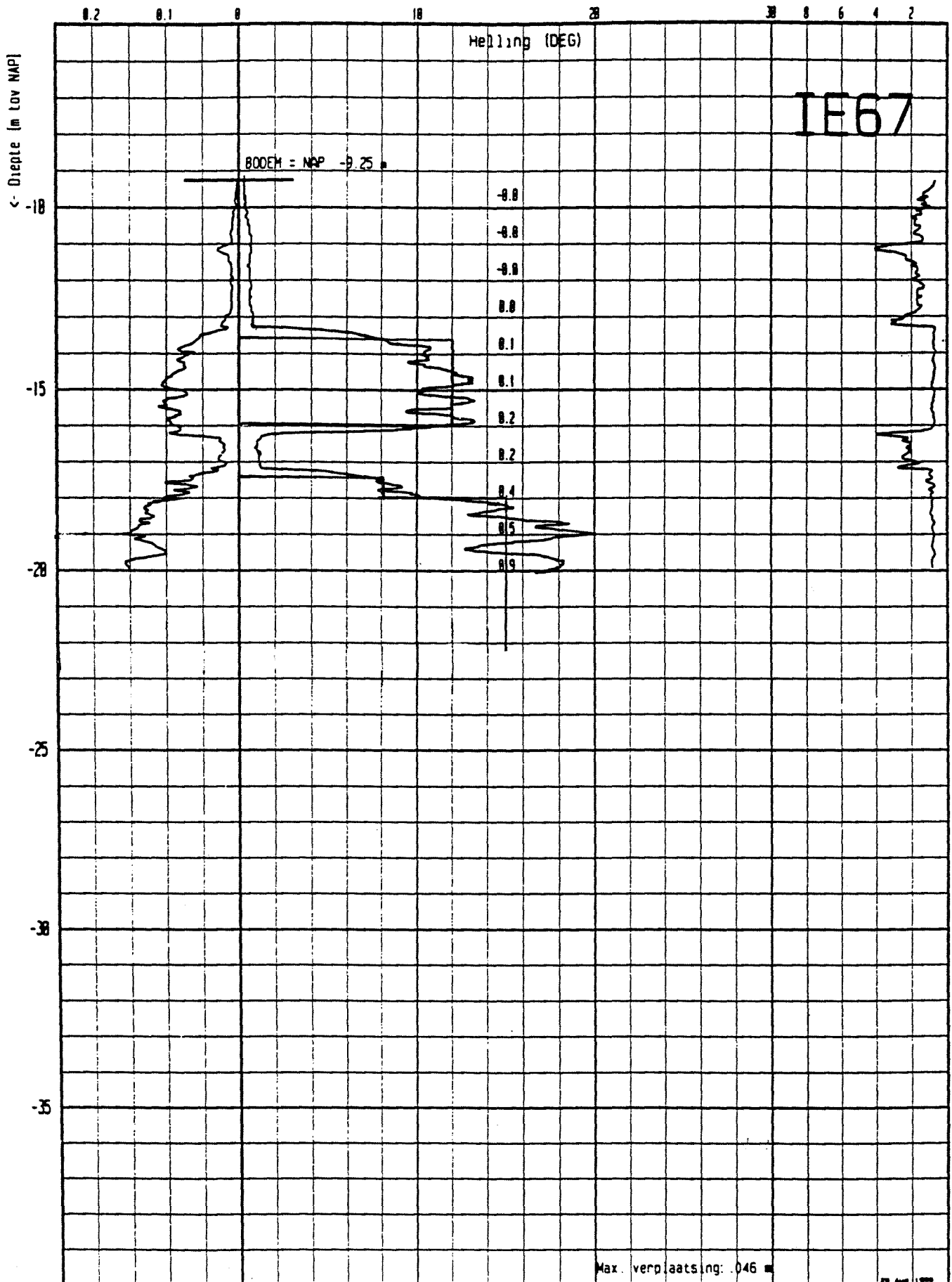
- ① Opgebrachte grond
- ② Westland Formatie (Hollandveen)
- ③ Westland Formatie (zandige geulafzettingen)
- ④ Westland Formatie (complexe afzettingen)
- ⑤ Formatie van Kreftenhaye (zandige afzettingen)
- ⑥ Formaties van Kedichem (fijnzandige en kleige afzettingen)

Lithologisch

- veen
- klei
- venige klei
- sterk venige klei
- zwak zandige klei
- matig zandige klei
- sterk zandige klei
- zand
- zwak kleig zand
- zwak grindig zand
- matig grindig zand
- sterk grindig zand
- grind
- opgebracht

<- P| wrijving (MPa) Conusweerstand (MPa) ->

<- Wrijvingsgetal (%)



Project : Merwehaven 3e gat

Locatie : Rotterdam

Paraaf 1: *[Signature]* 2:

Conus : Cil.elec kl-piezo

Nummer : CFIP 1942

Bereik : 100 kN

Sondering volgens NEN 3680

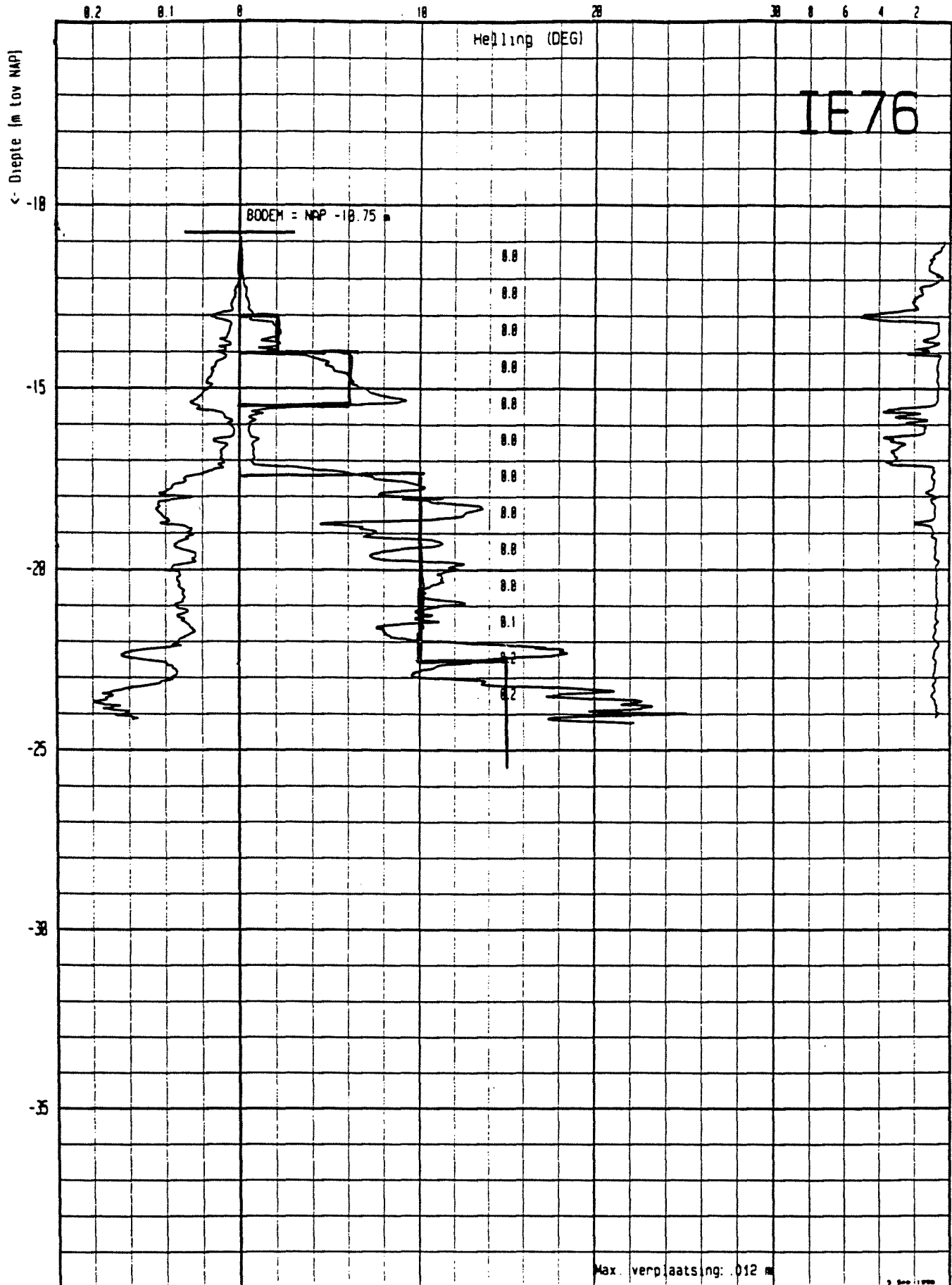
MAP : 96-032

DATUM : 27/08/96

Gemeentewerken
ROTTERDAM

Ingenieursbureau
Geotechniek

<- Pl. wrijving (MPa) Conusweerstand (MPa) -> <- Wrijvingsgetal (%)



Project : Merwehaven 3e gat

Locatie : Rotterdam

Paraaf 1: *[Signature]* 2:

Conus : Cil.elec kl-piezo

Nummer : CFIP 129311

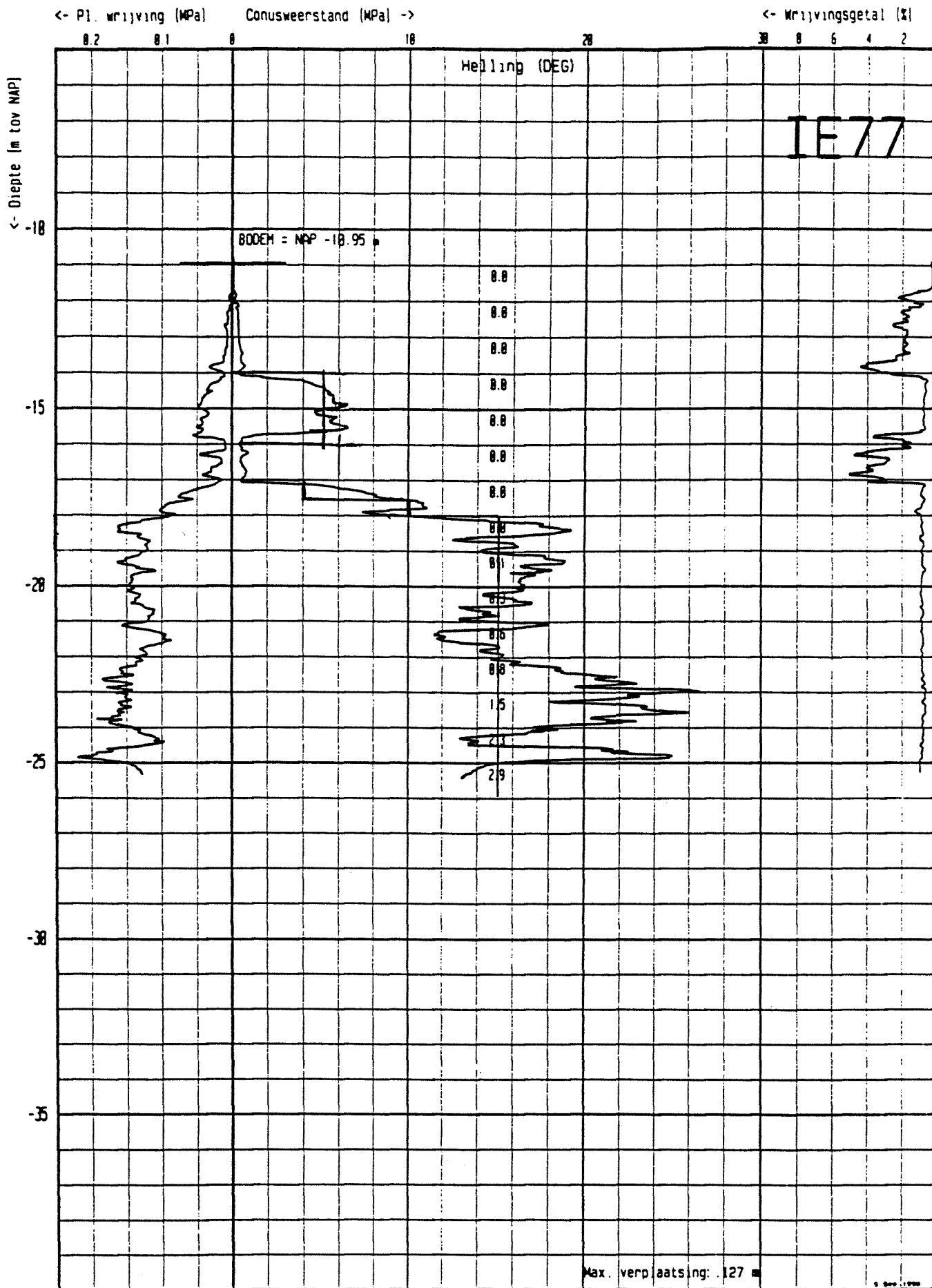
Bereik : 25 kN

Sondering volgens NEN 3680

MAP : 96-032

DATUM : 02/09/96

Gemeentewerken
ROTTERDAM
Ingenieursbureau
Geotechniek



Project : Merwehaven 3e gat
 Locatie : Rotterdam
 Paraaf 1: *R* 2:

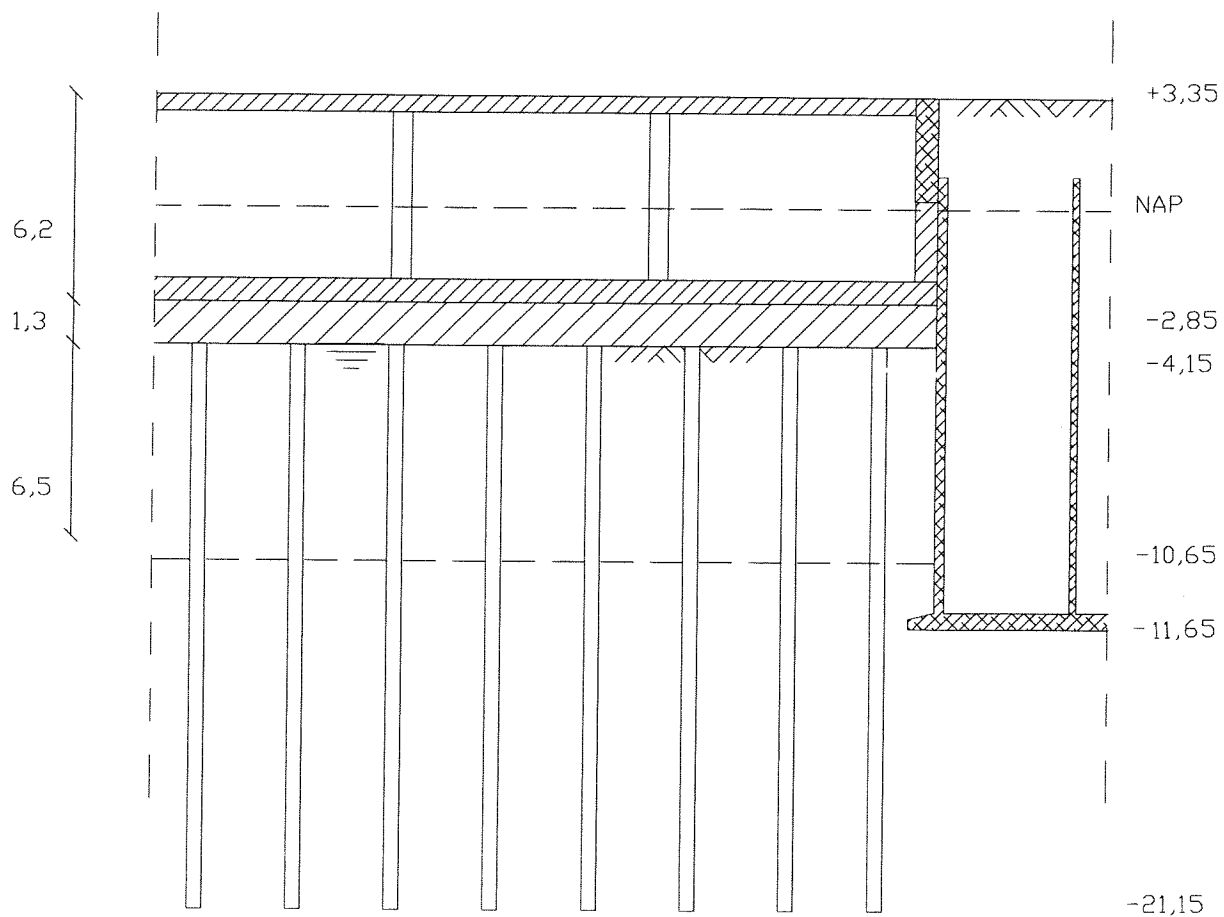
Conus : Cil.elec kl-piezo
 Nummer : CFIP 129311
 Bereik : 25 kN
 Sondering volgens NEN 3680

MAP : 96-032
 DATUM : 02/09/96

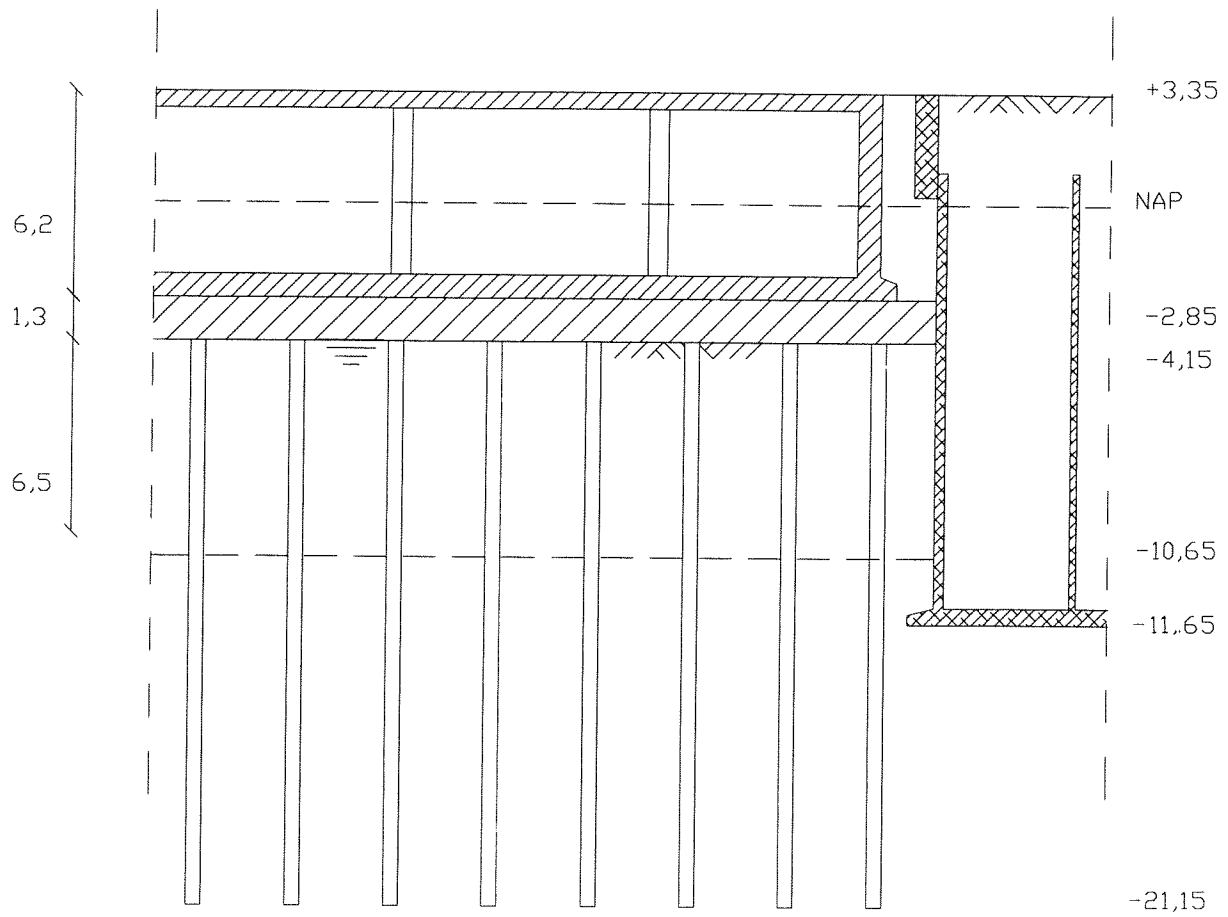
Gemeentewerken
 ROTTERDAM
 Ingenieursbureau
 Geotechniek

Bijlage C: Tekeningen van de schetsontwerpen

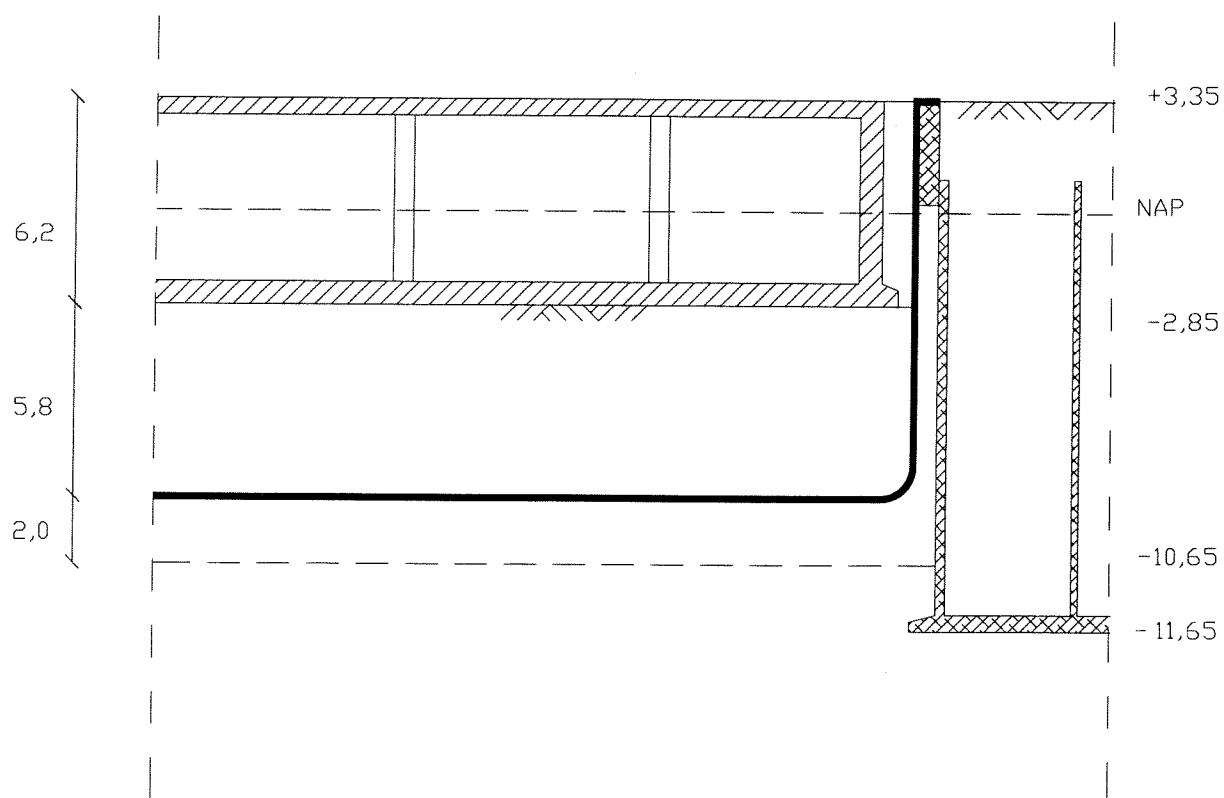
Uitvoeringswijze I- 1: Bestaande kademuur als permanente wandconstructie met onderwaterbetonvloer en trekpalen



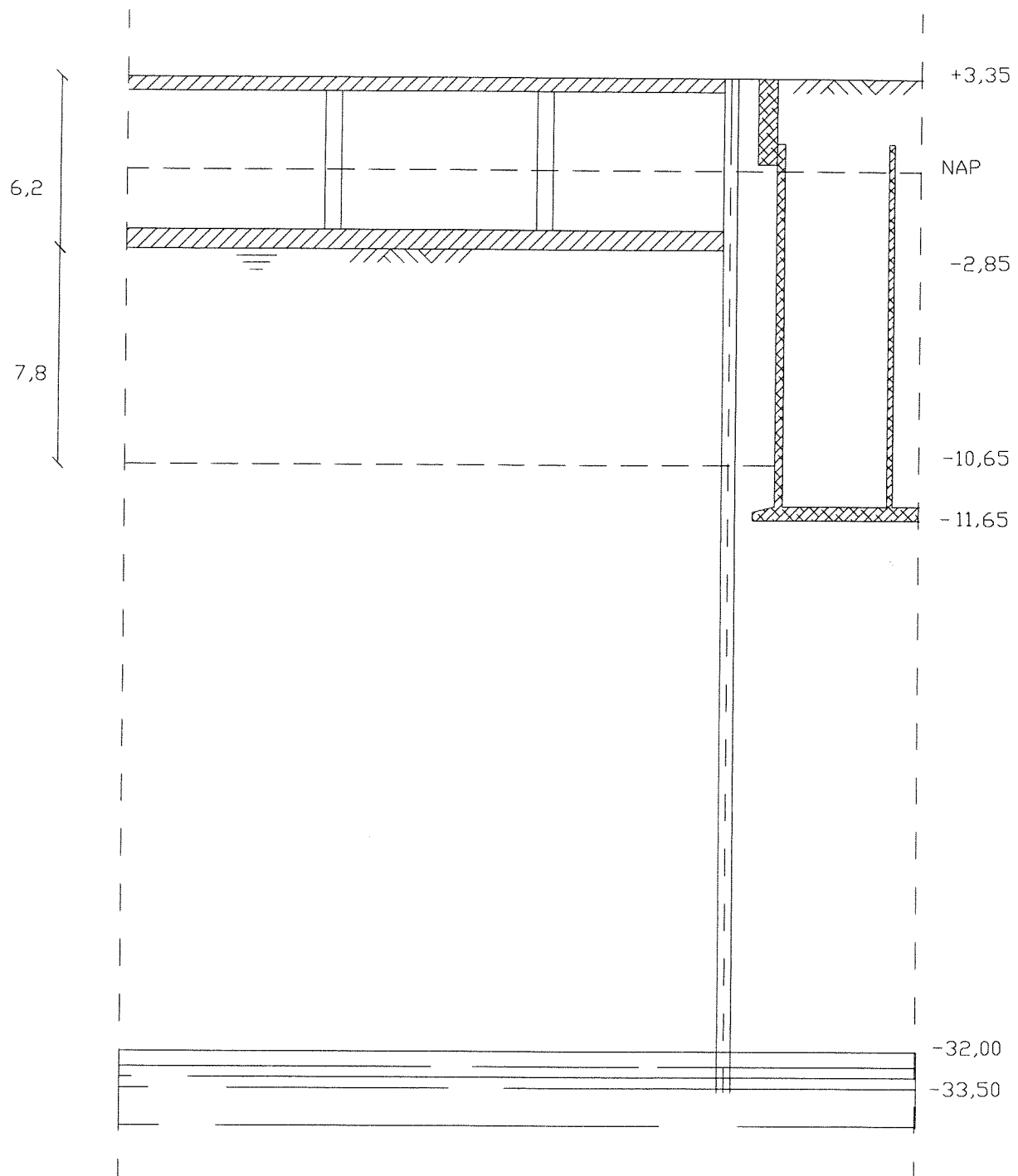
Uitvoeringswijze I- 2: Bestaande kademuur als tijdelijke bouwkuipbegrenzing met onderwaterbetonvloer en trekpalen



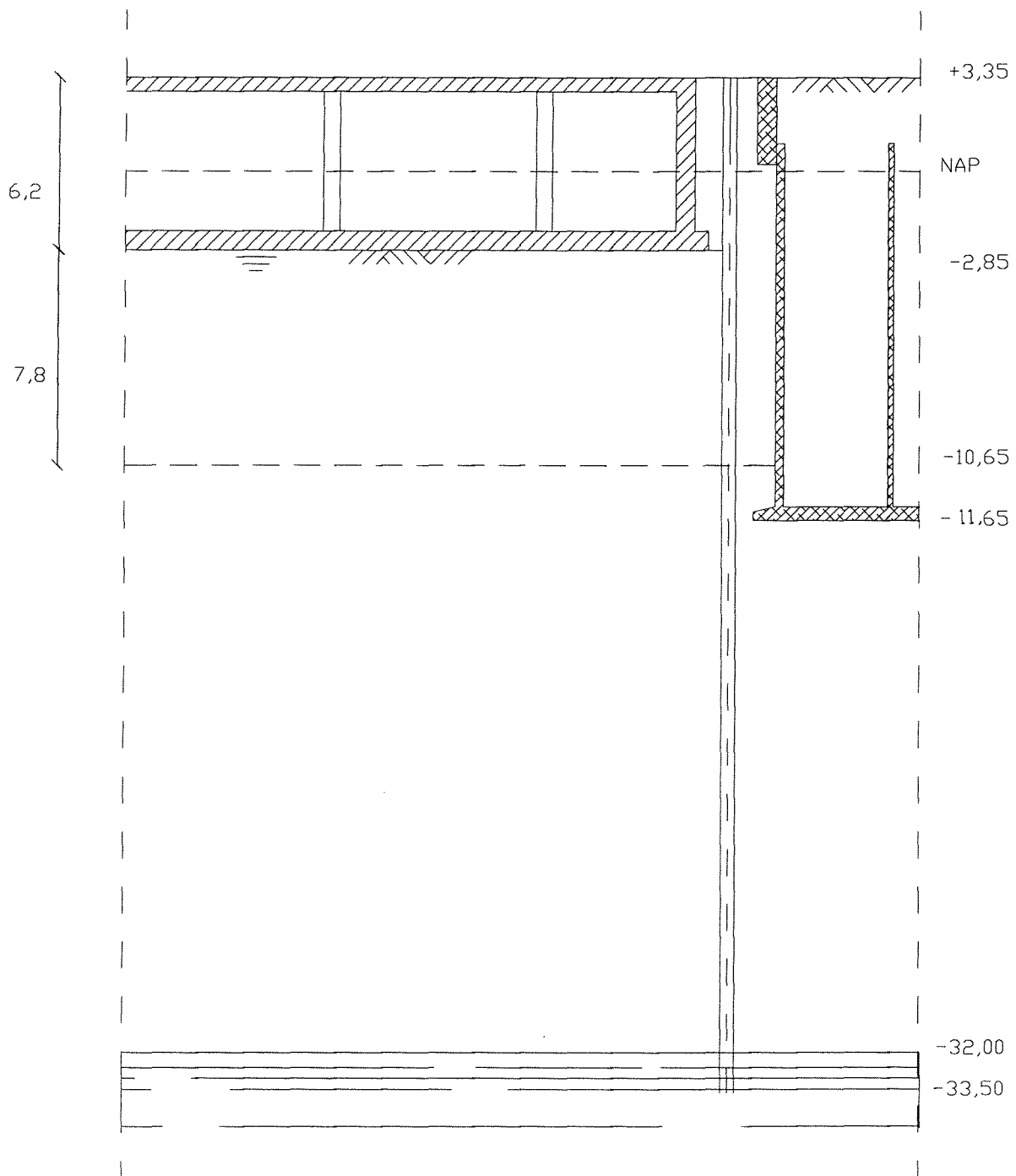
Uitvoeringswijze I- 3: Bestaande kademuur met vlies



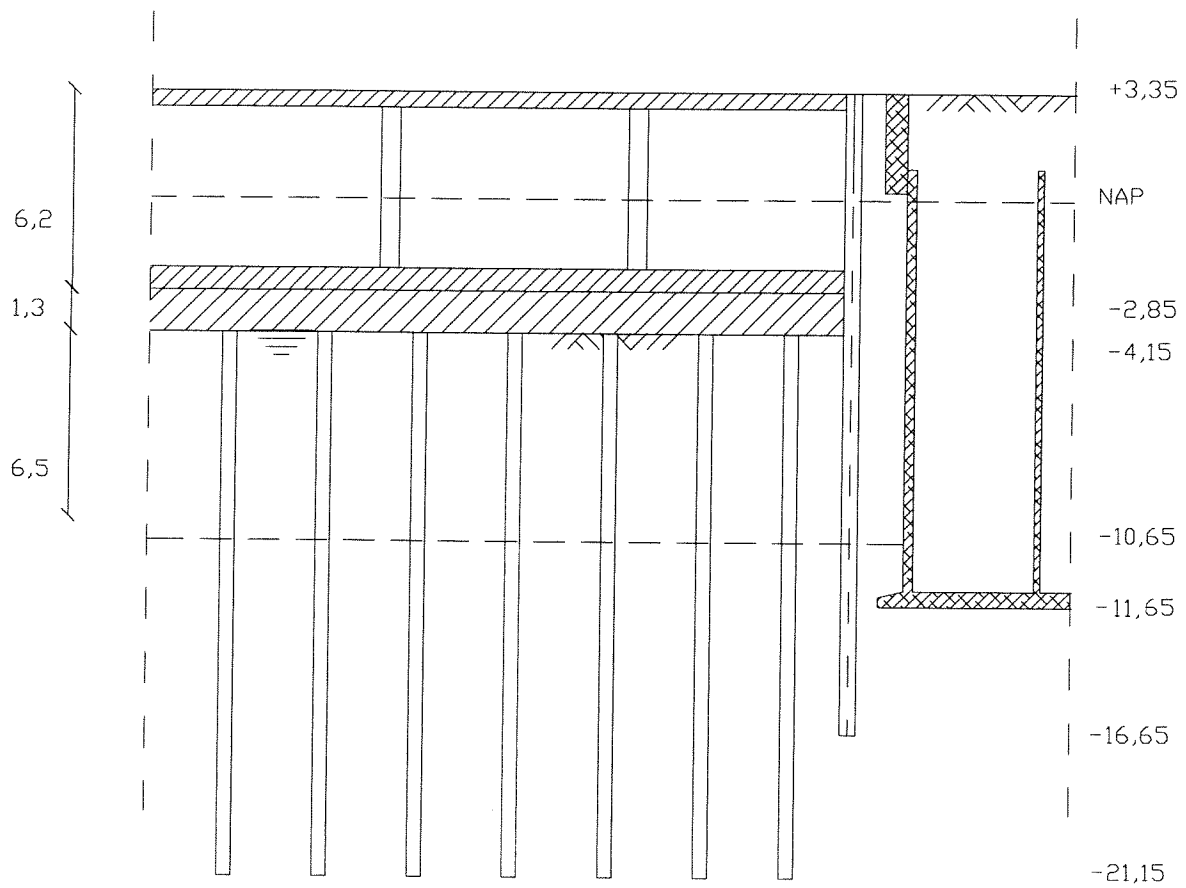
Uitvoeringswijze I- 4: Damwand als permanente wandconstructie tot in de kleilaag



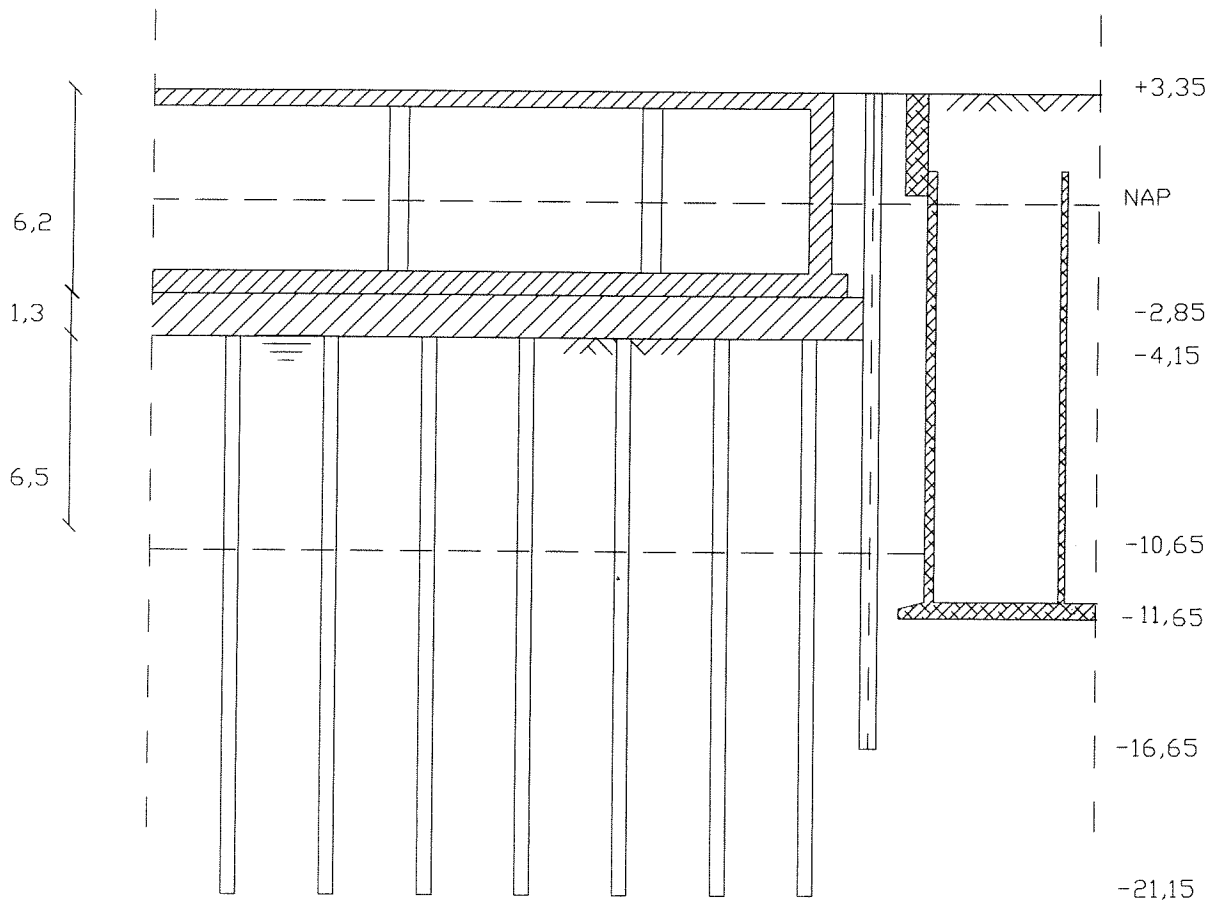
Uitvoeringswijze I- 5: Damwand tot in de kleilaag



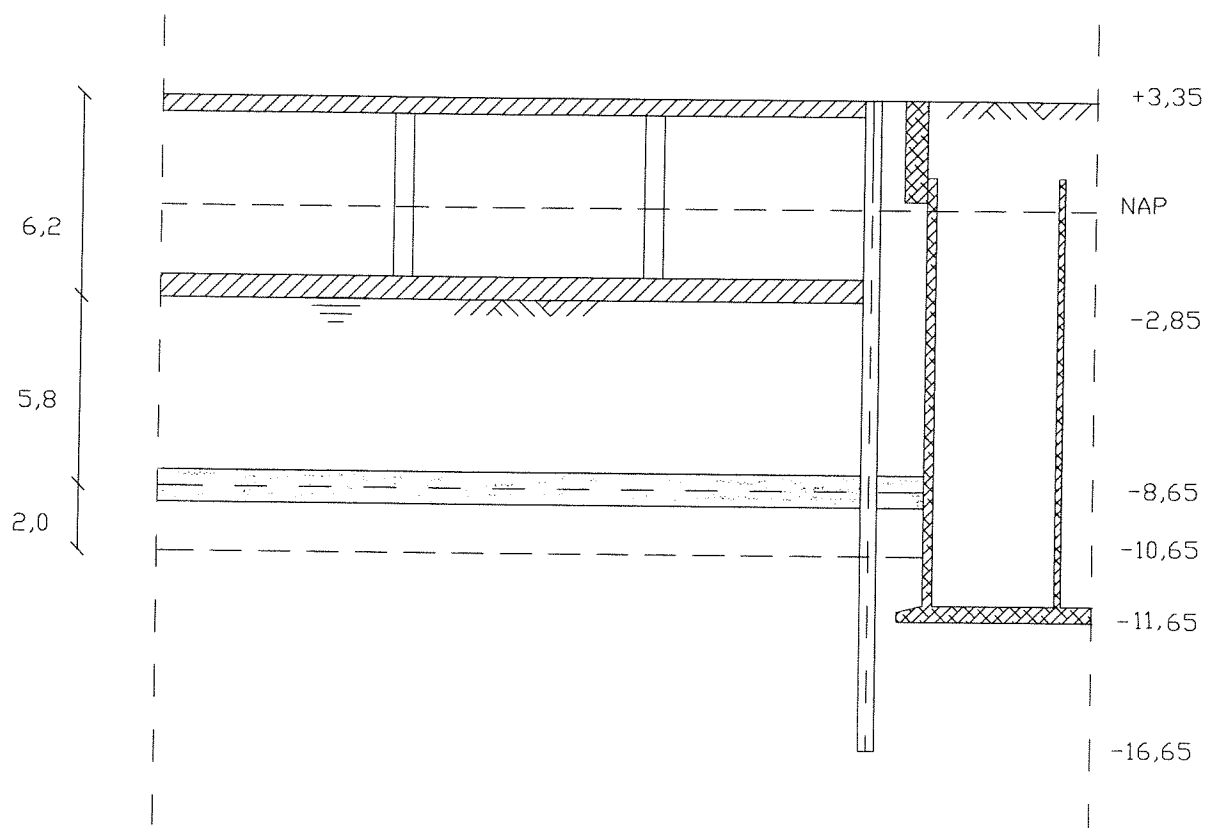
***Uitvoeringswijze I- 6: Damwand als permanente wandconstructie met
onderwaterbetonvloer en trekpalen***



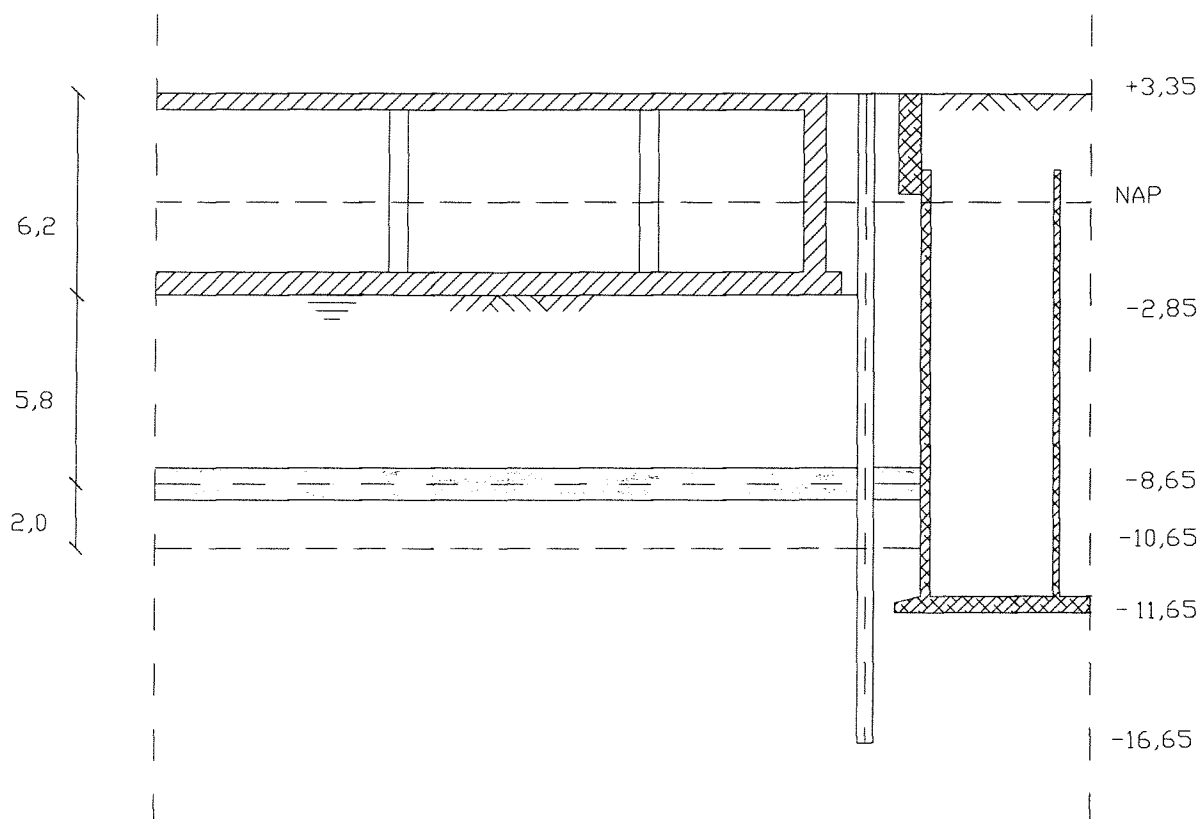
Uitvoeringswijze I- 7: Damwand met onderwaterbetonvloer en trekpalen



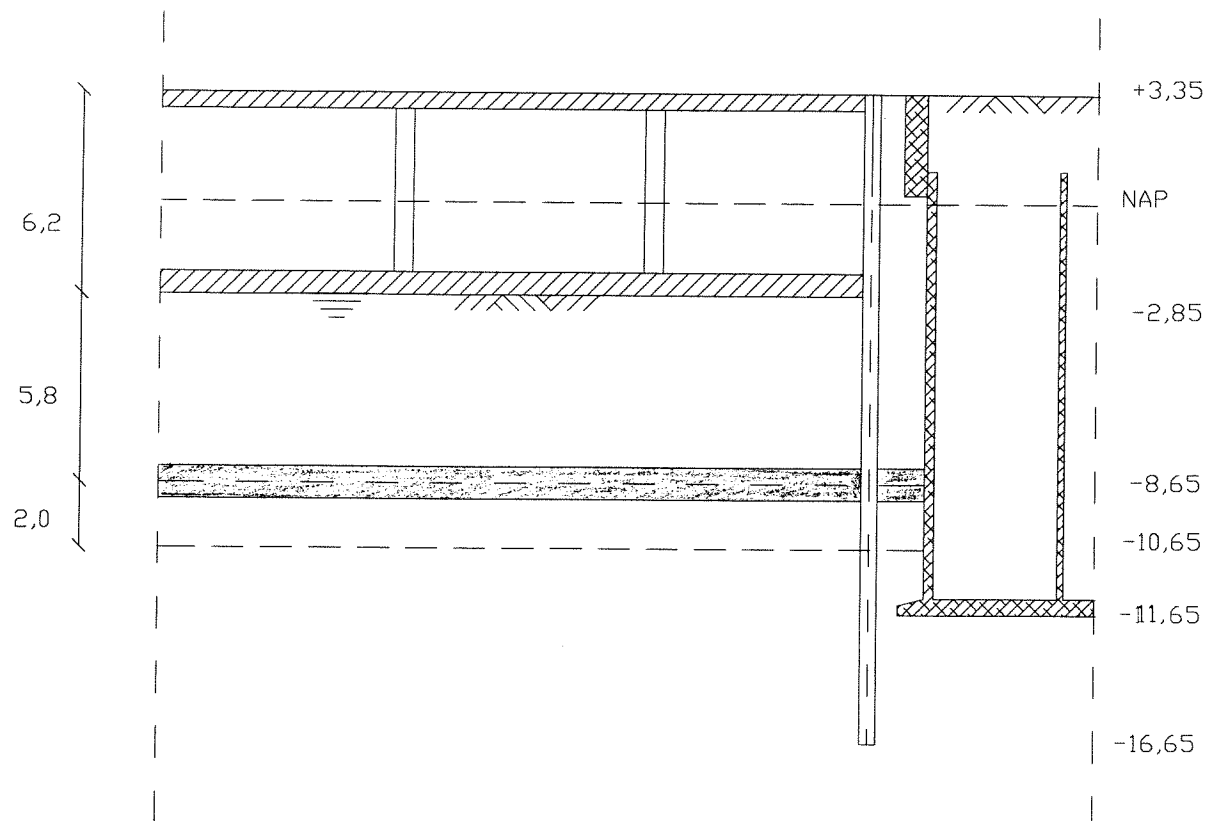
Uitvoeringswijze I- 8: Damwand als permanente wandconstructie met chemische injectie



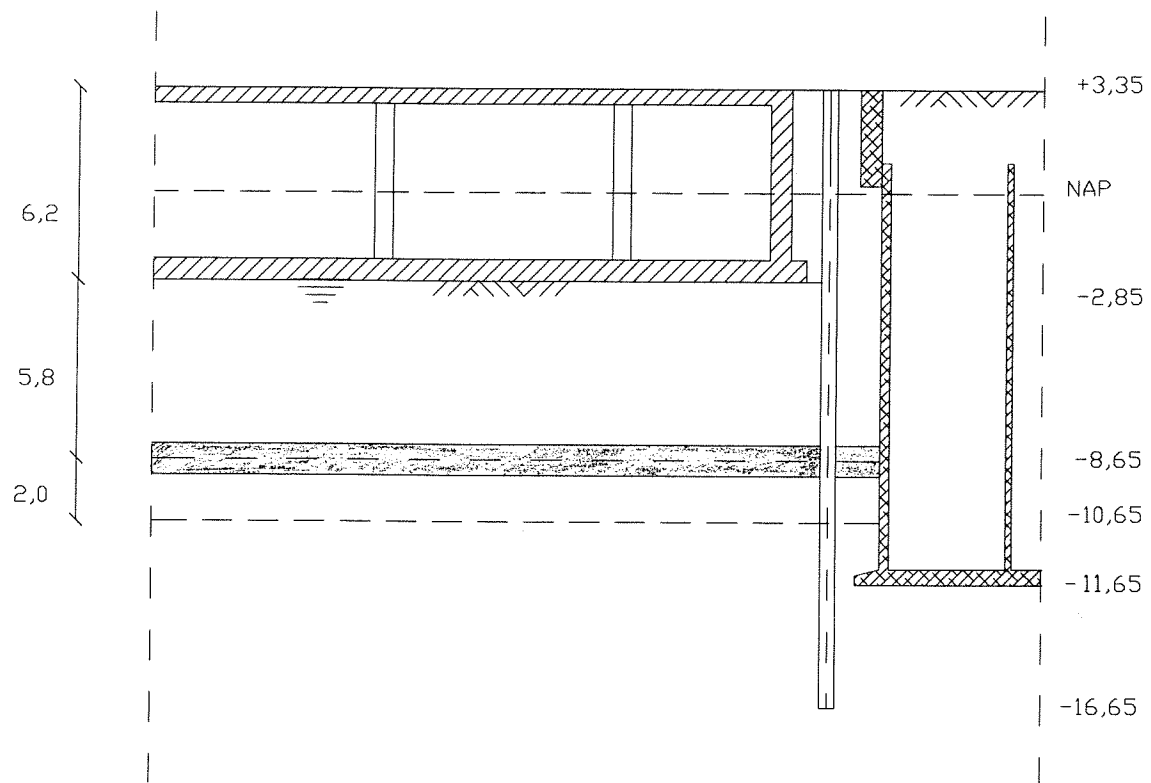
Uitvoeringswijze I- 9: Damwand met chemische injectie



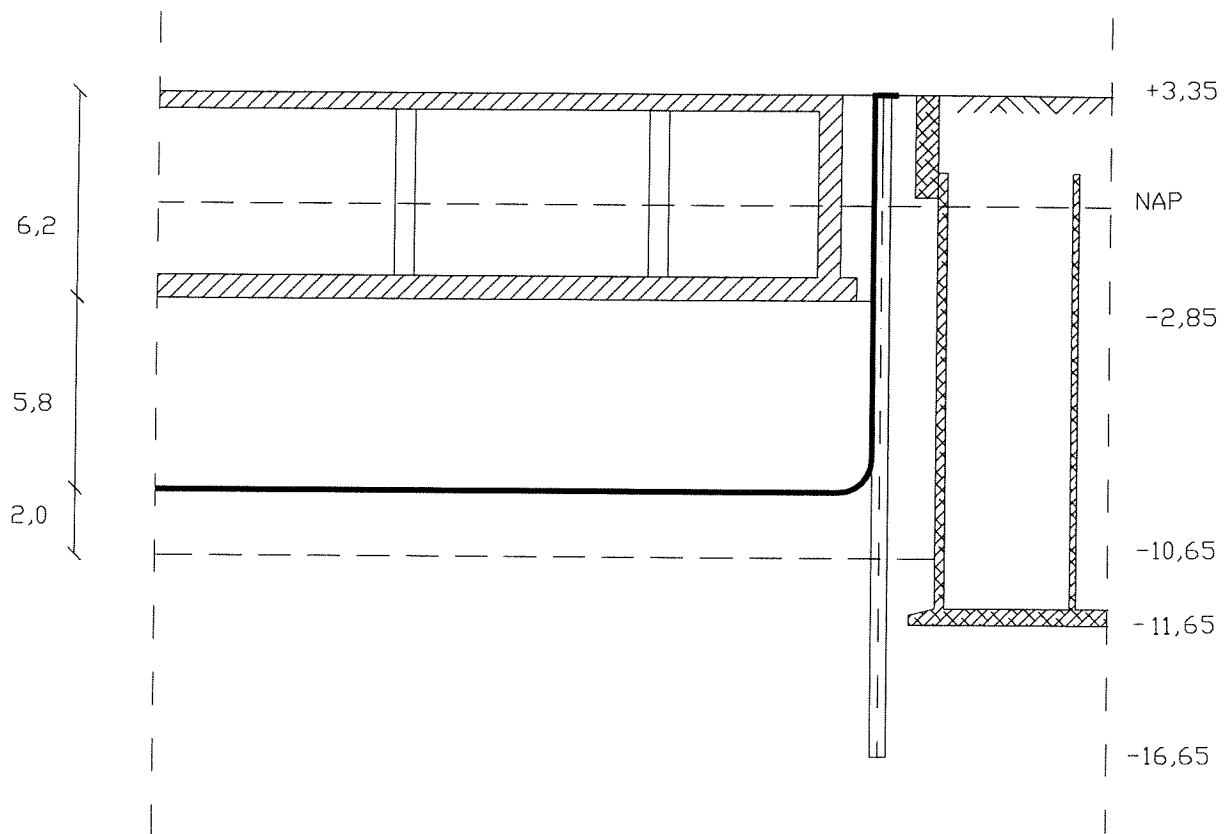
Uitvoeringswijze I- 10: Damwand als permanente wandconstructie met jetgrouting



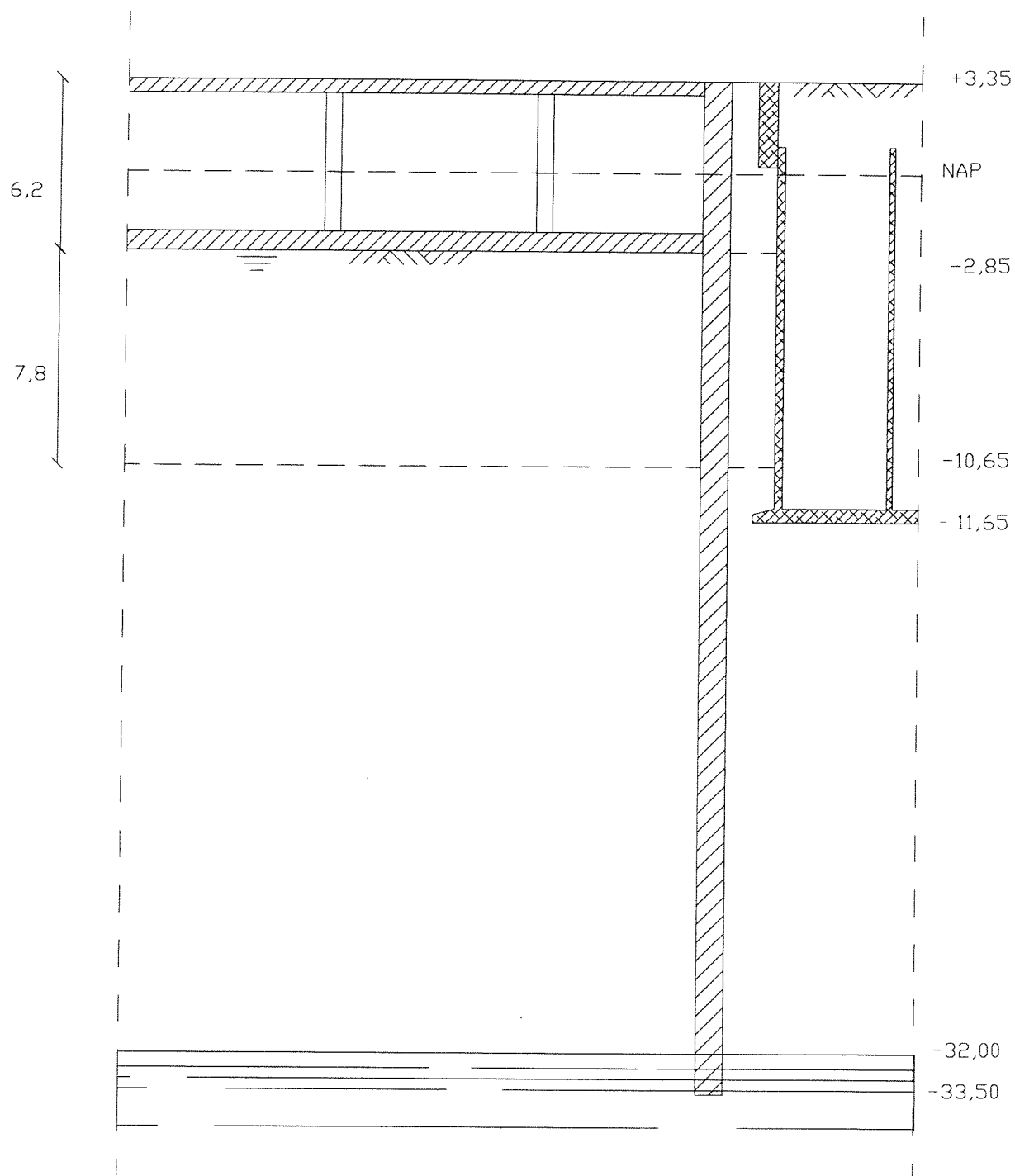
Uitvoeringswijze I- 11: Damwand met jetgrouting



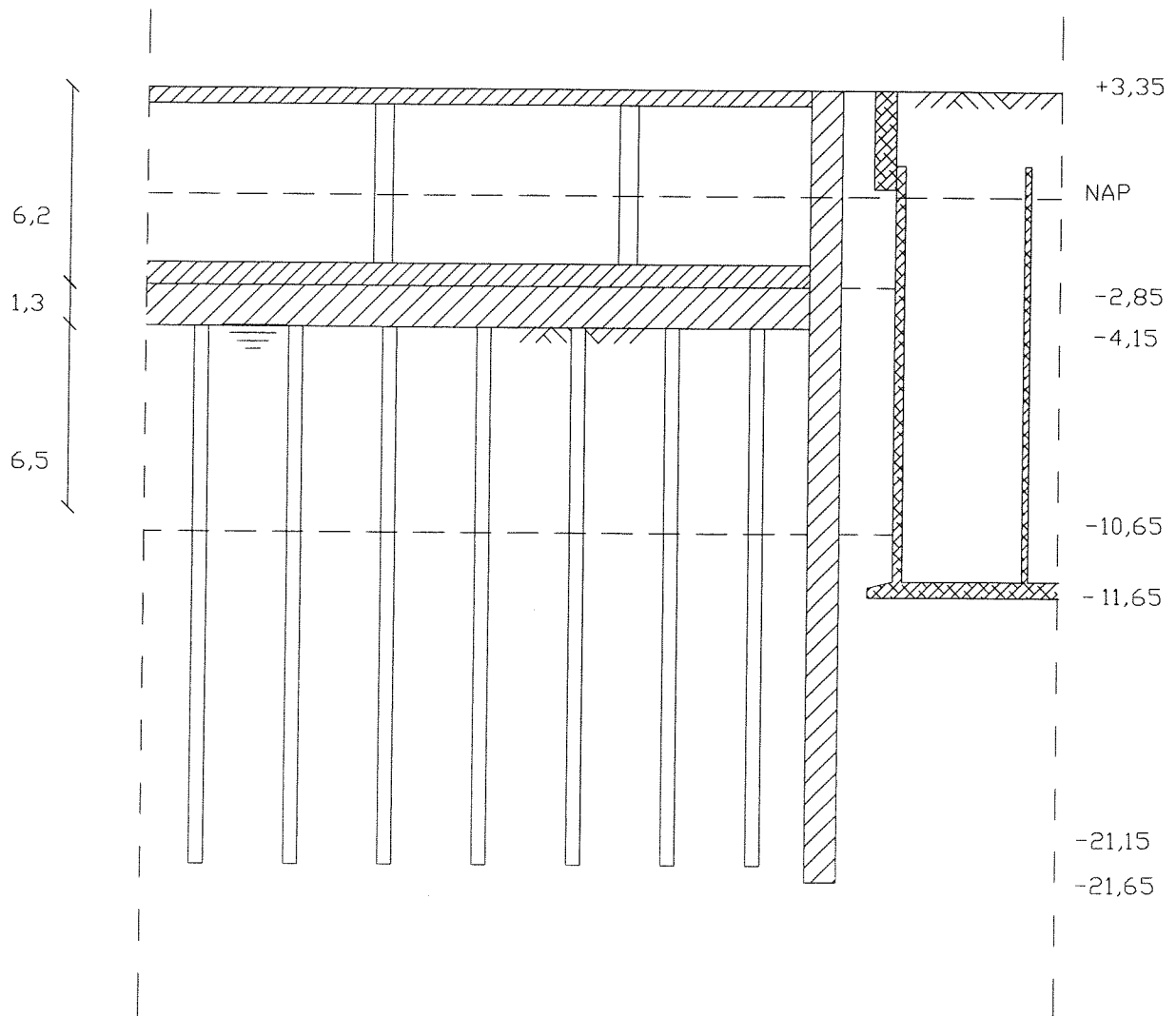
Uitvoeringswijze I- 12: Damwand met vlies



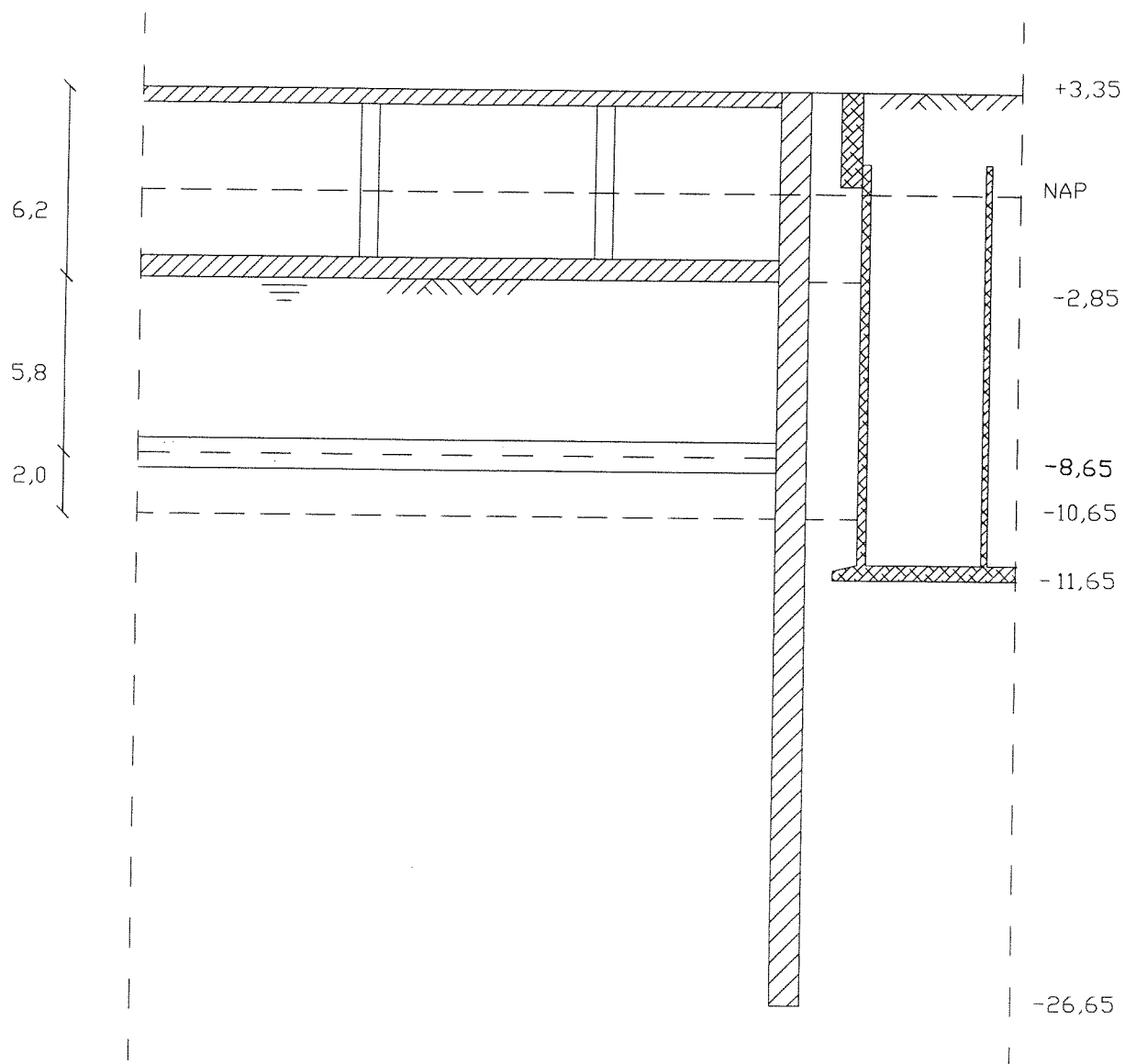
Uitvoeringswijze I- 13: Diepwand of schroefpalenwand tot in de kleilaag



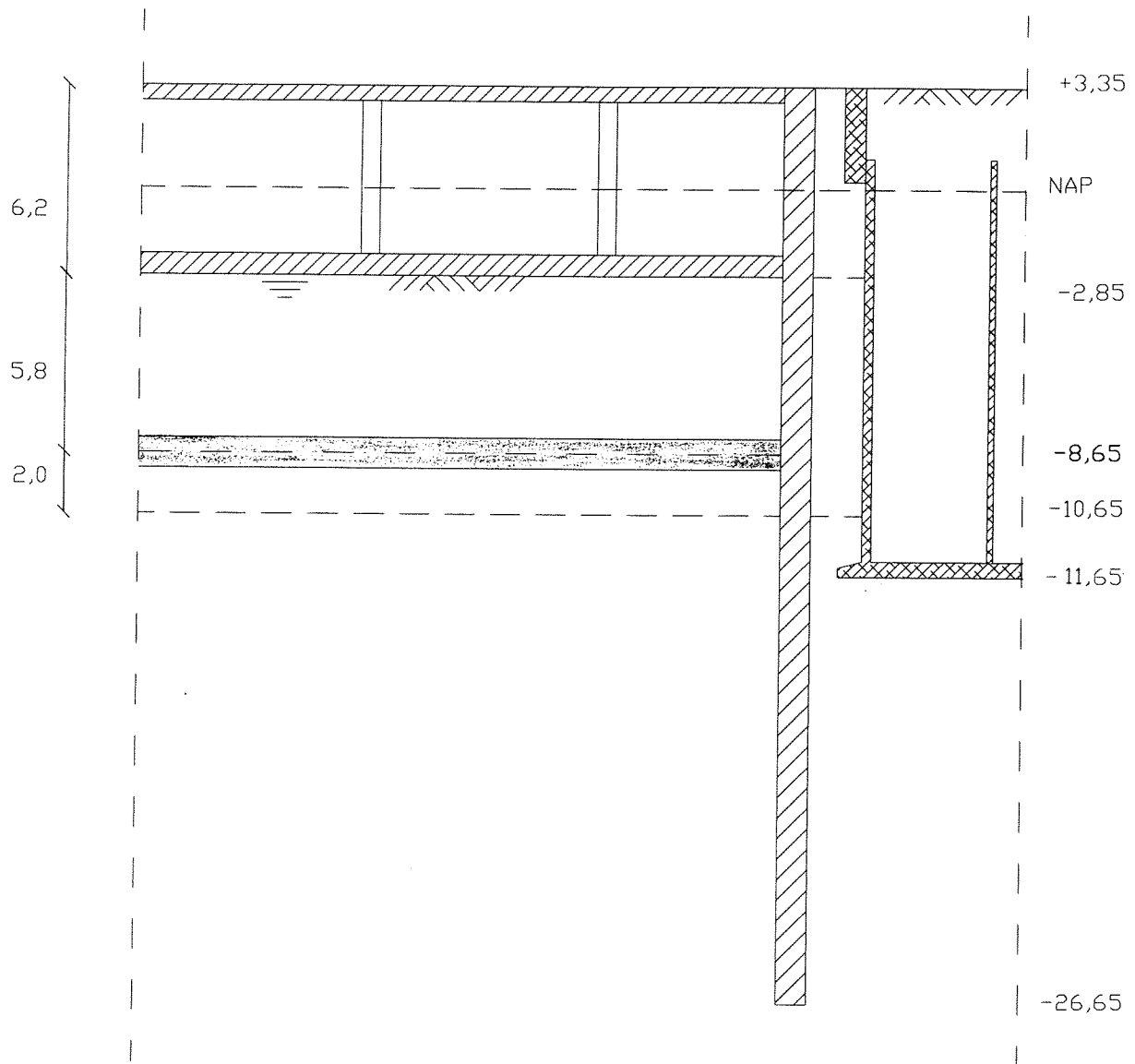
***Uitvoeringswijze I- 14: Diepwand of schroefpalenwand met onderwaterbeton en
trekpalen***



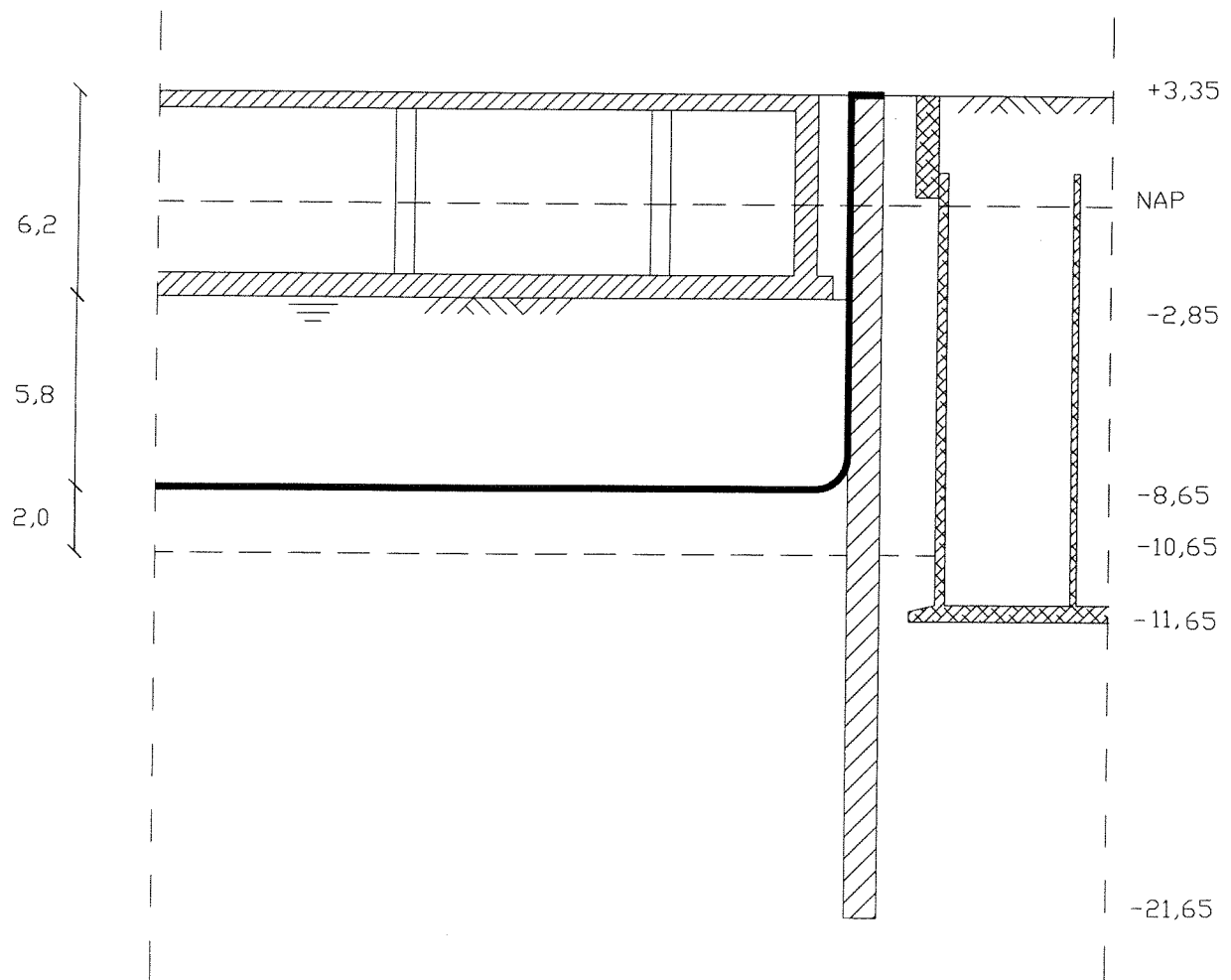
Uitvoeringswijze I- 15: Diepwand of schroefpalenwand met chemische injectie



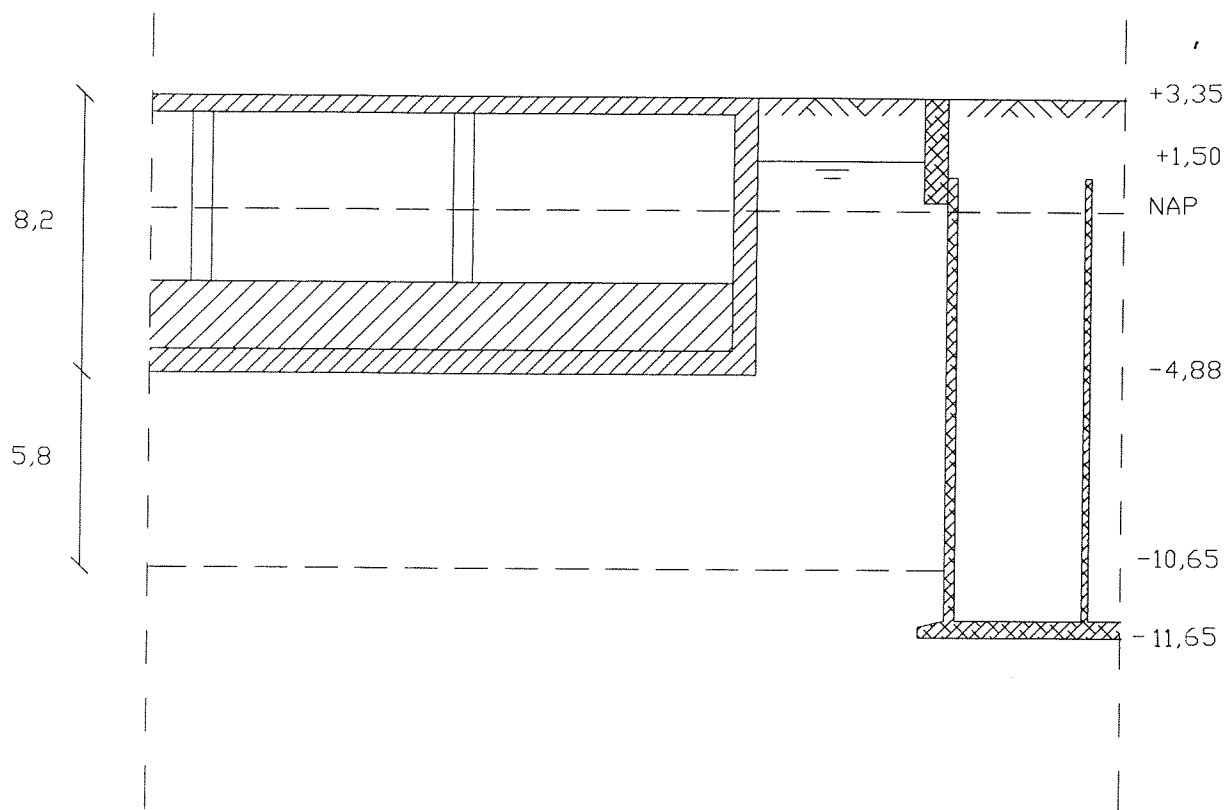
Uitvoeringswijze I- 16: Diepwand of schroefpalenwand met jetgrouting



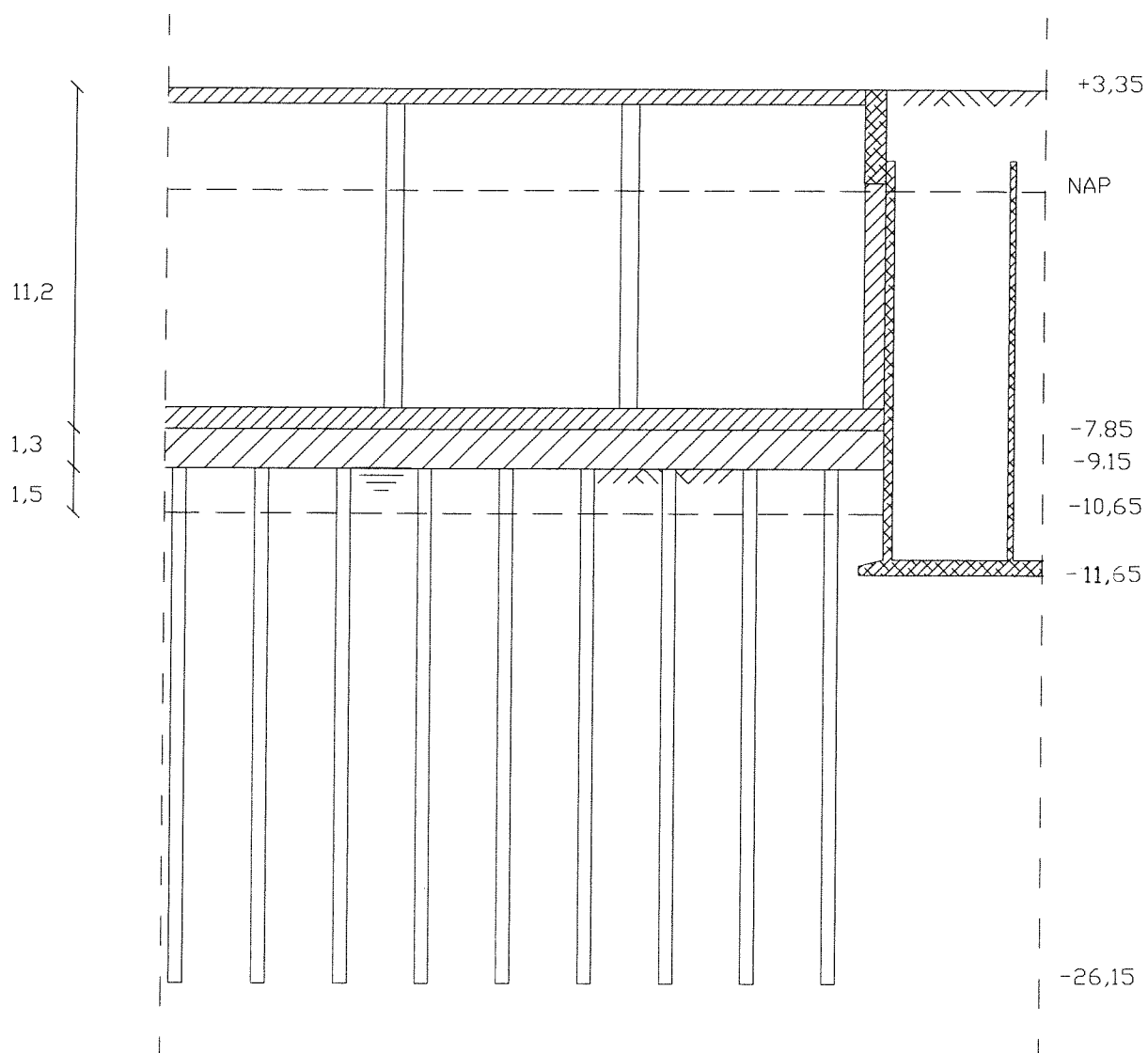
Uitvoeringswijze I- 17: Diepwand of schroefpalenwand met vlies



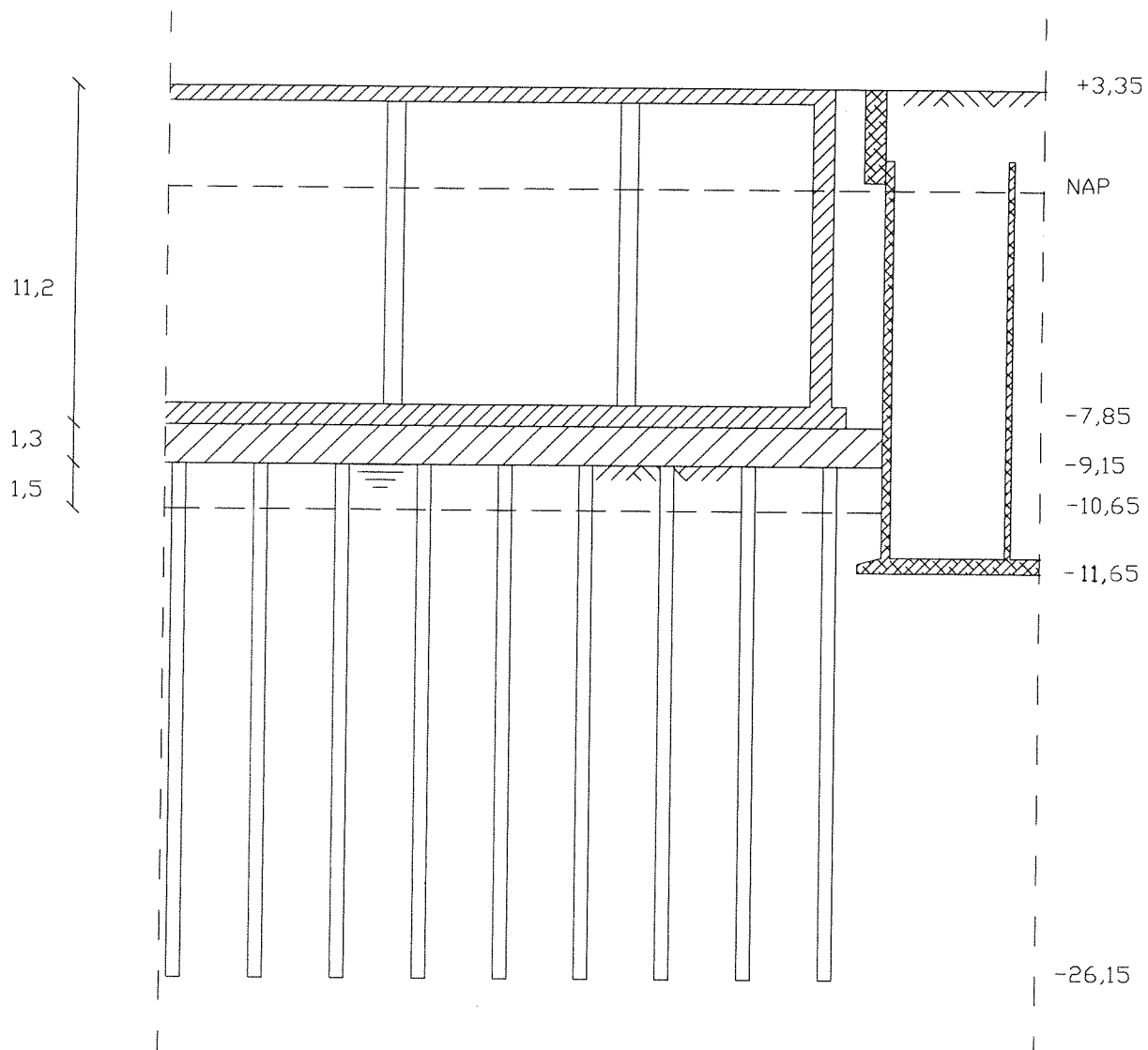
Uitvoeringswijze I- 18: Afzinkelementen



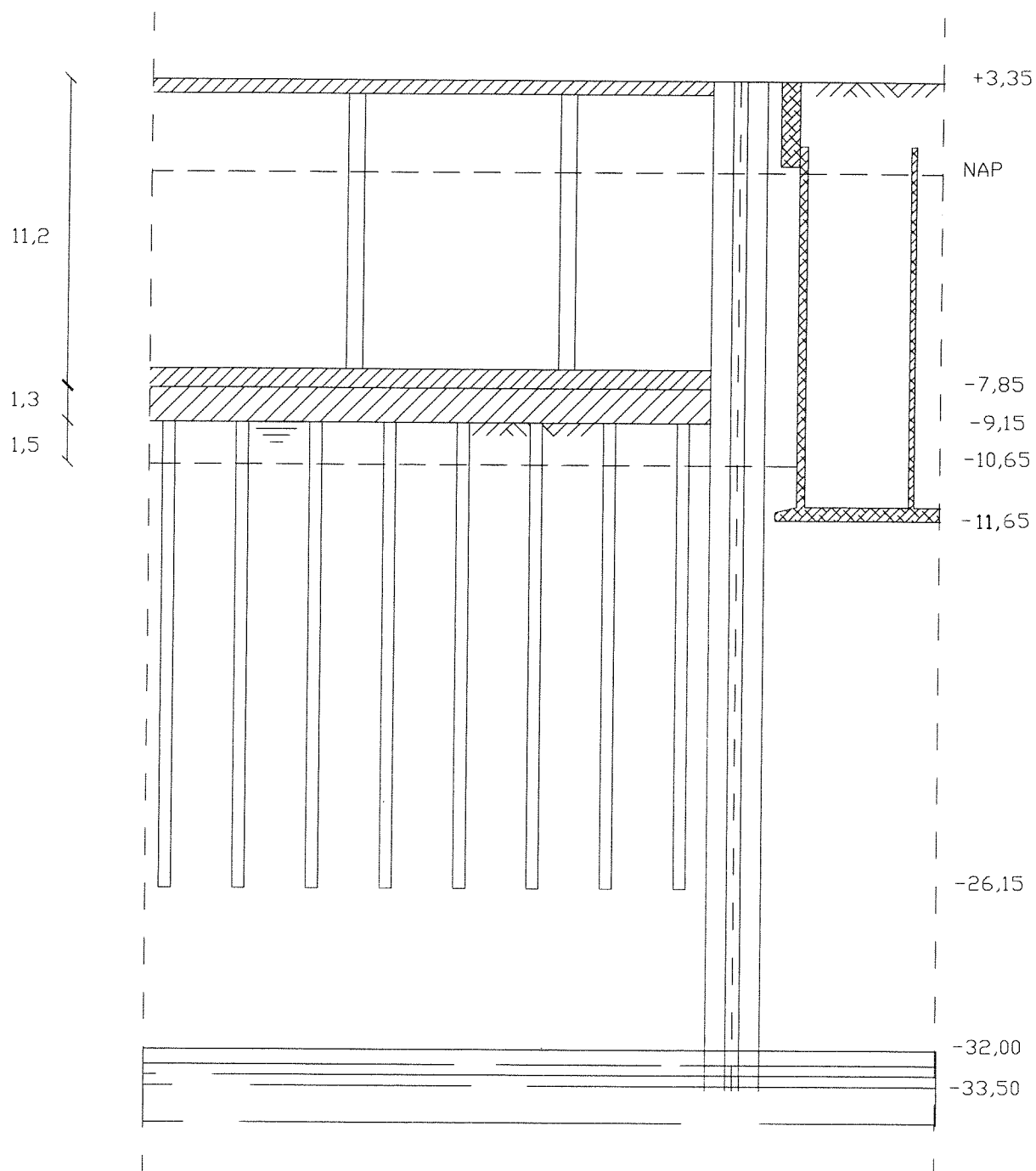
***Uitvoerwijze II-1: Bestaande kademuur als permanente wandconstructie met
onderwaterbetonvloer en trekpalen***



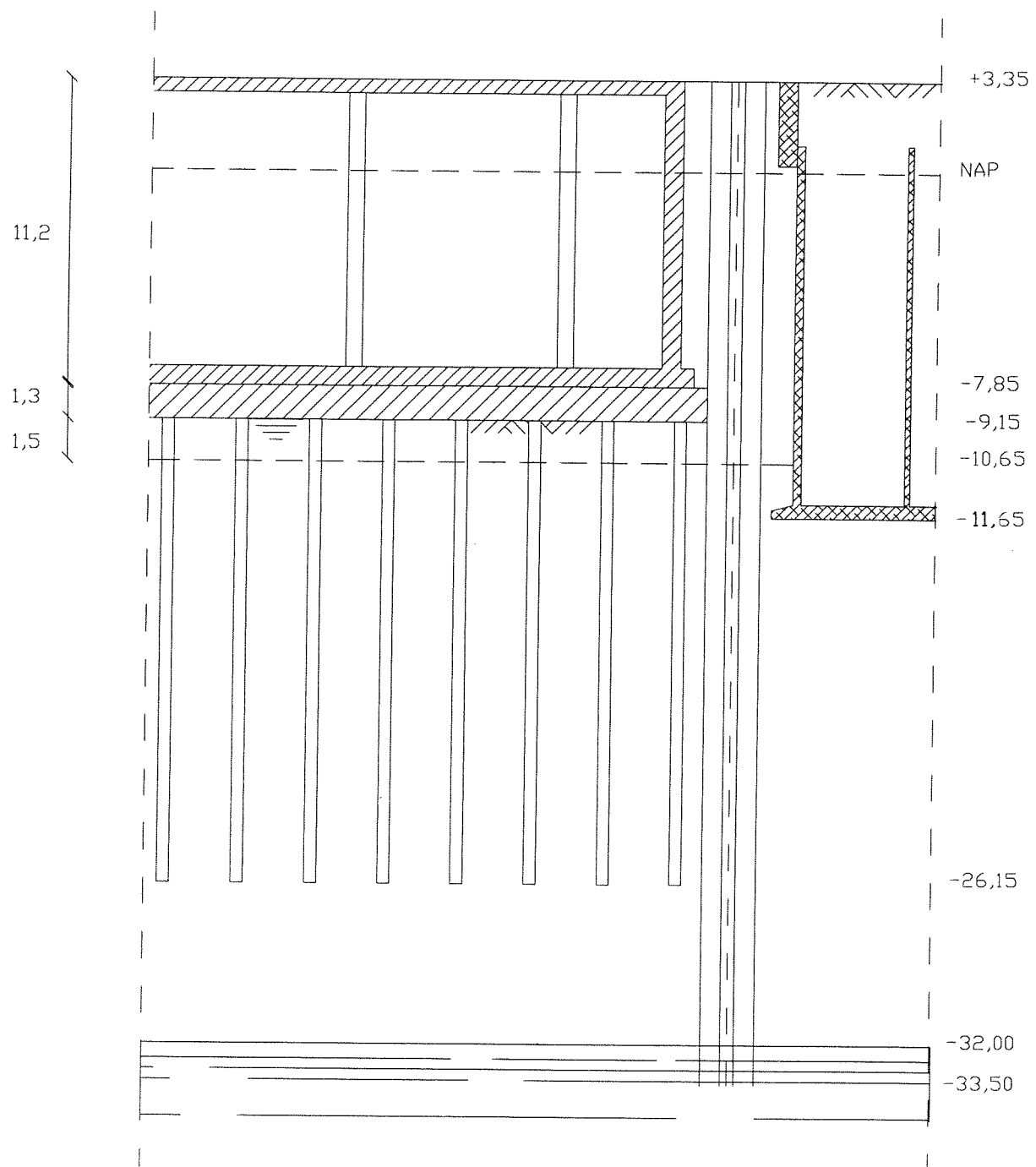
***Uitvoerwijze II-2: Bestaande kademuur als tijdelijke bouwkuipbegrenzing met
onderwaterbetonvloer en trekpalen***



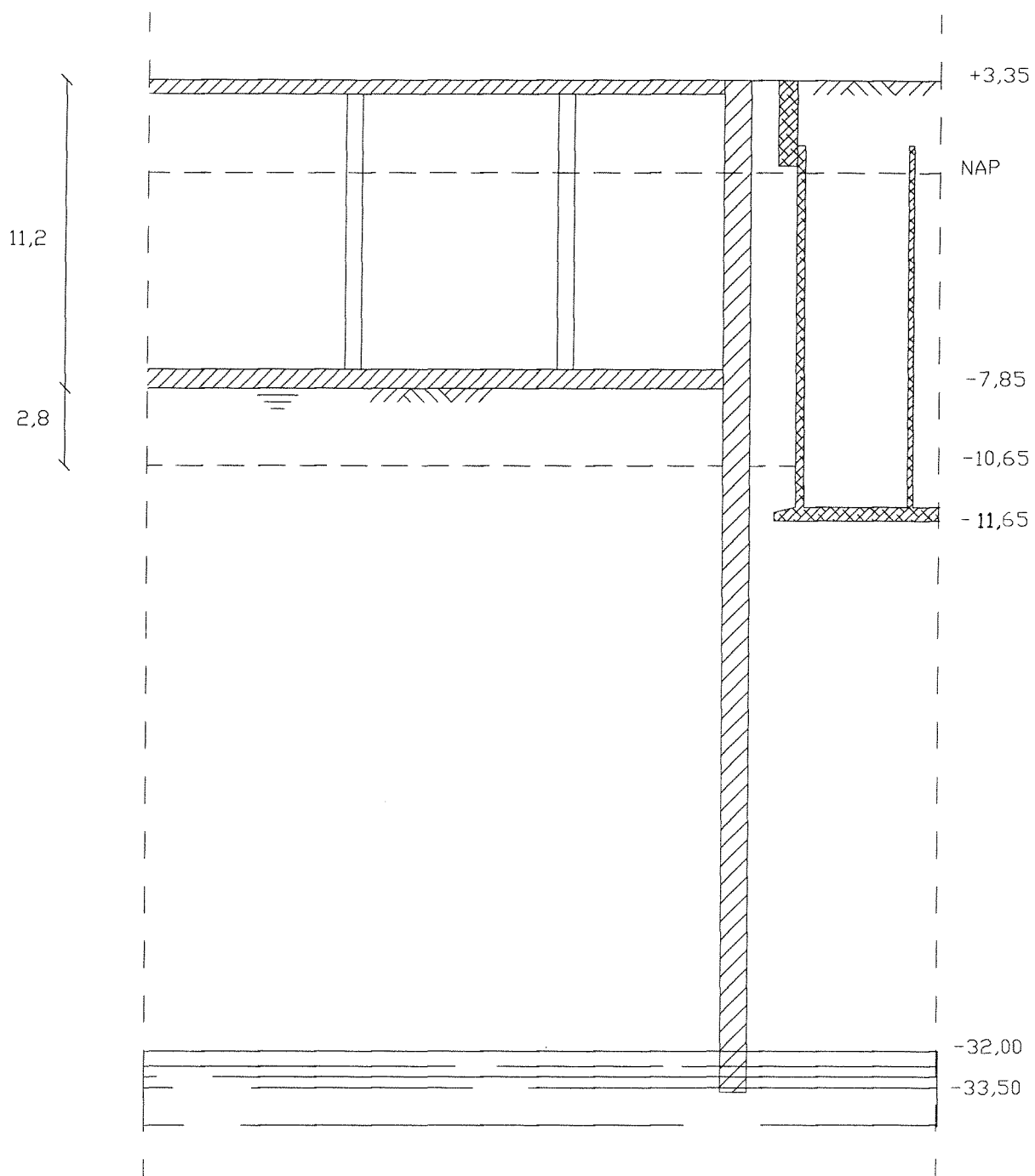
***Uitvoeringswijze II-6: Combiwand als permanente wandconstructie met
onderwaterbetonvloer en trekpalen***



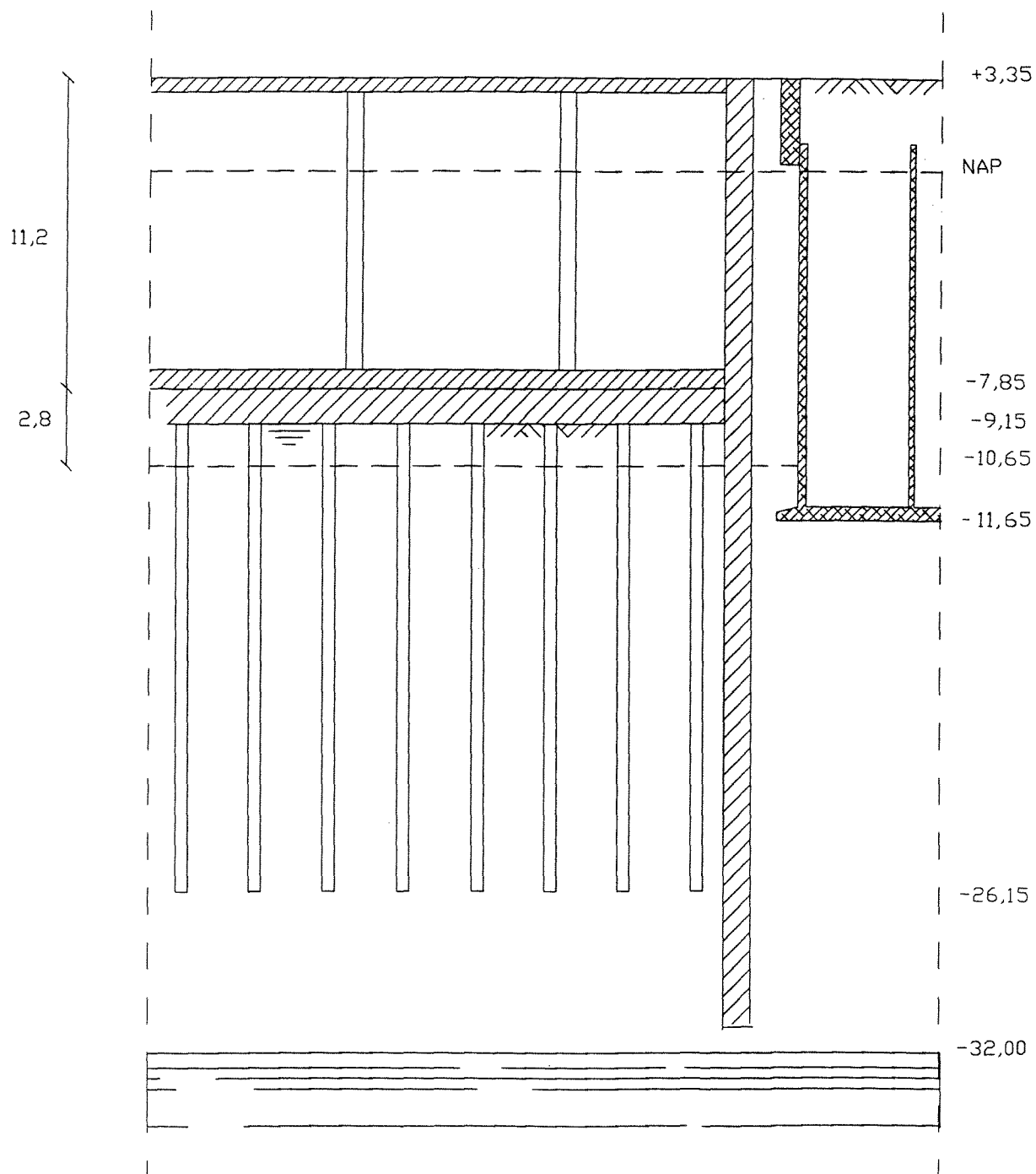
Uitvoeringswijze II-7: Combiwand met onderwaterbetonvloer en trekpalen



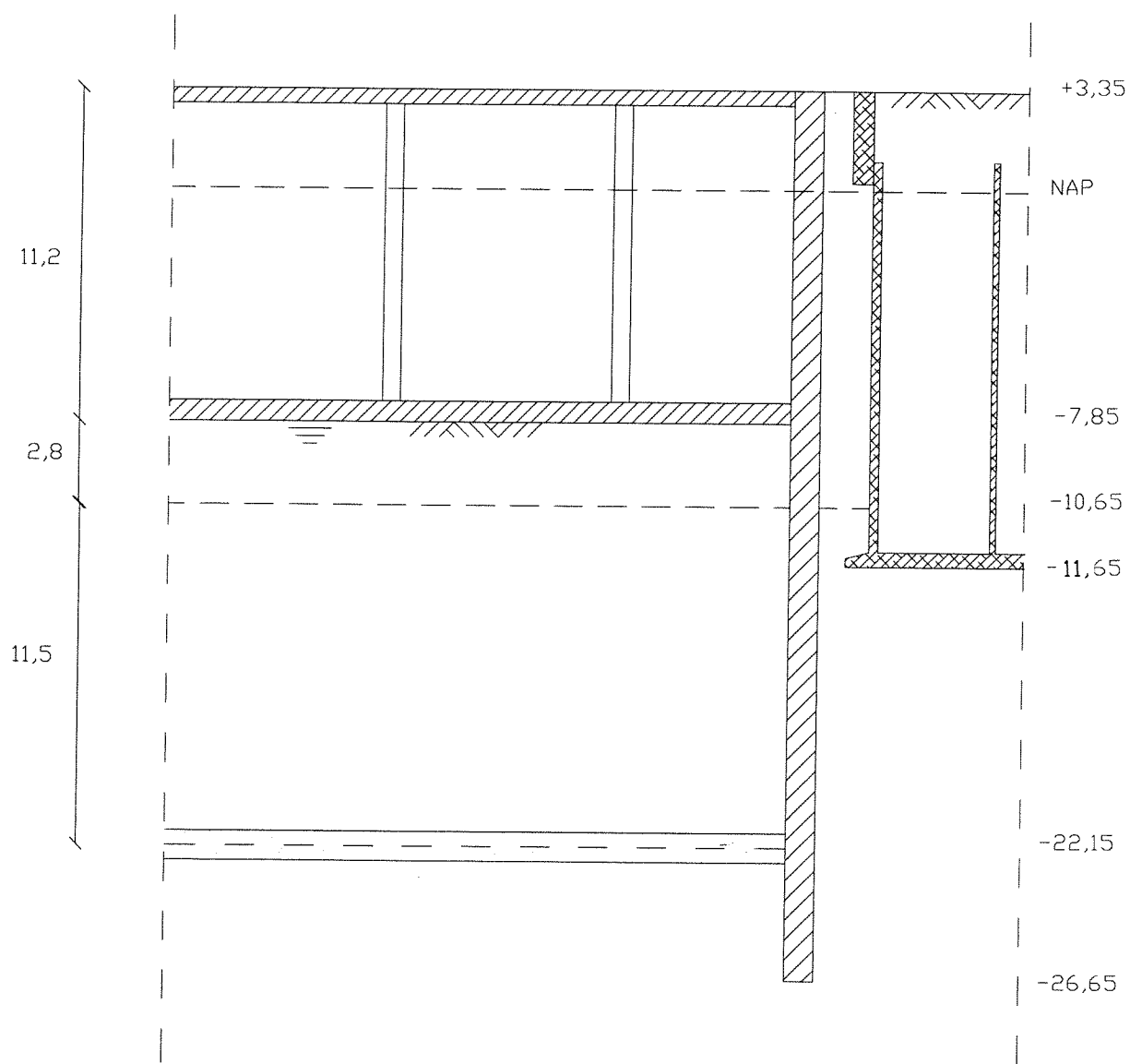
Uitvoeringswijze II-13: Diepwand of schroefpalenwand tot in de kleilaag



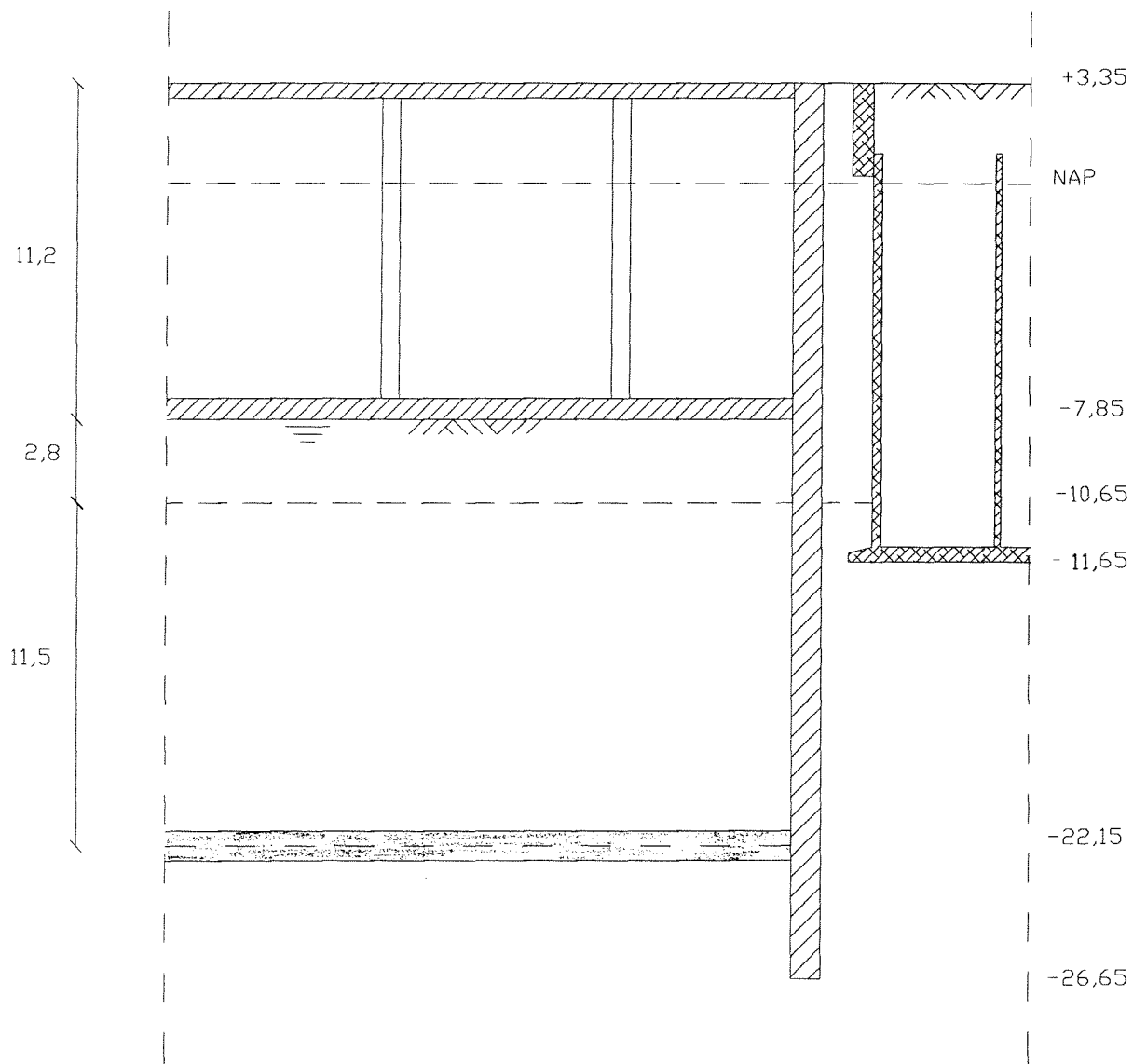
Uitvoeringswijze II-14: Diepwand of schroefpalenwand met onderwaterbetonvloer en trekpalen



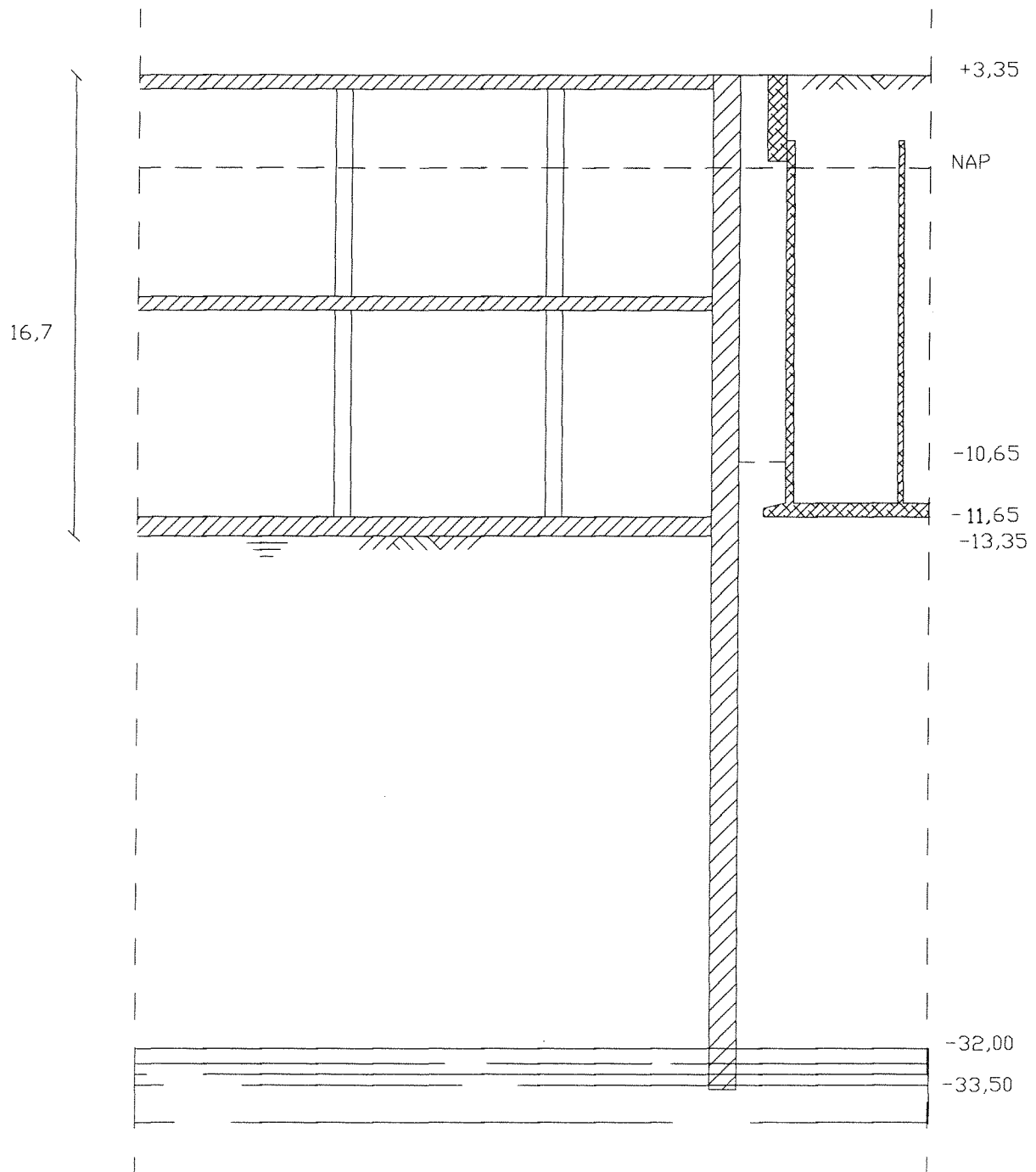
Uitvoeringswijze II-15: Diepwand of schroefpalenwand met chemische injectie



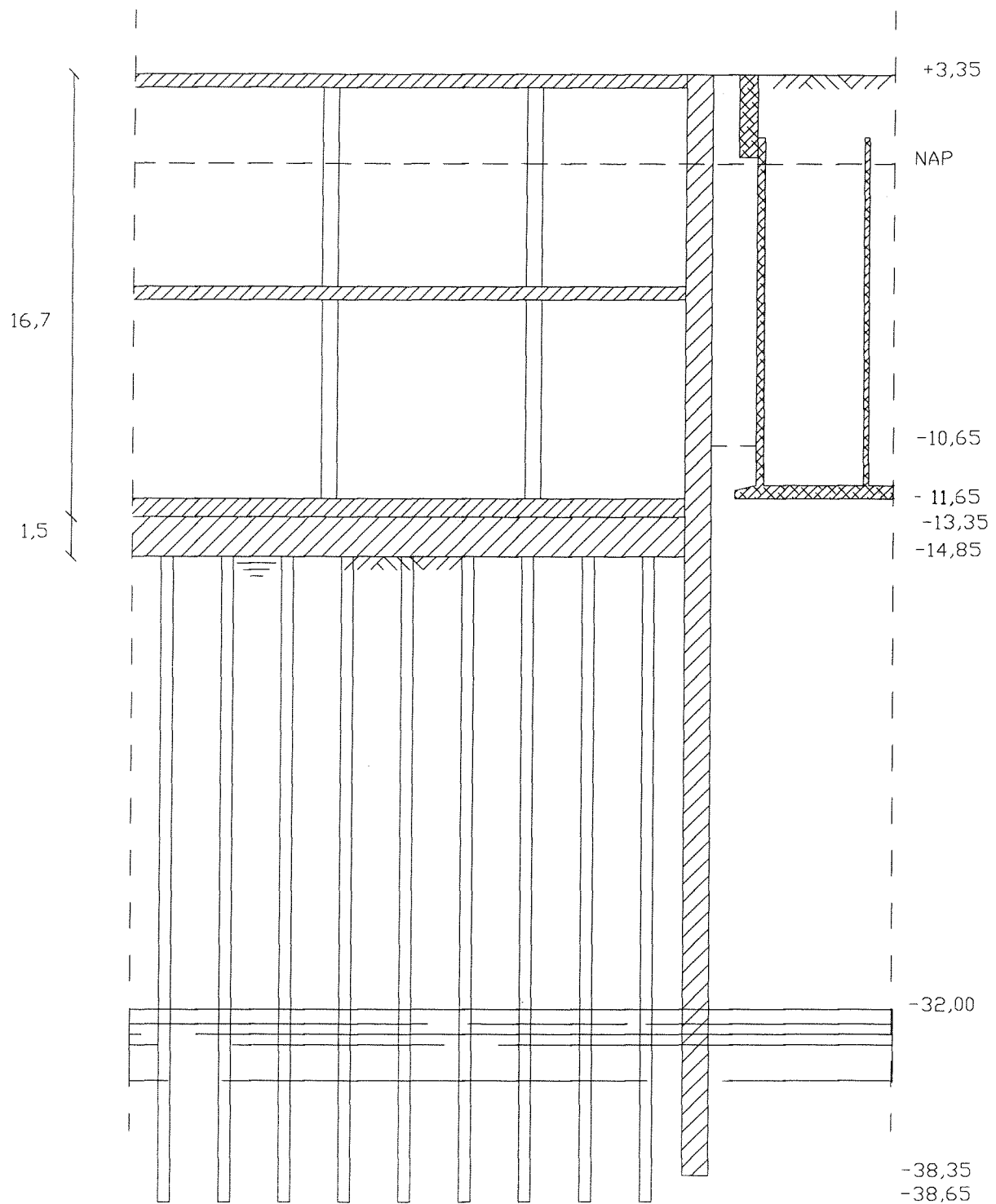
Uitvoeringswijze II-16: Diepwand of schroefpalenwand met jetgrouting



Uitvoeringswijze III-13: Diepwand of schroefpalenwand tot in de kleilaag



Uitvoeringswijze III-14: Diepwand of schroefpalenwand met onderwaterbetonvloer en trekpalen



Bijlage D: Controleberekeningen in Excel File

Controle berekeningen

Algemene gegevensKelder

inwendige hoogte	5,00 m.
dikte vloer	0,70 m.
dikte dak	0,50 m.

Bouwput

diepte bouwput	6,20 m.
breedte bouwput	120,00 m.
lengte bouwput	365,00 m.
mv tov NAP	3,35 m.
bodem havenbekken	10,65 m -NAP
grondwaterstand	1,4 m -NAP
HW tov NAP	1,5 m +NAP
LW tov NAP	0,5 m -NAP

Controle verticaal evenwicht vlies

x	6,74 m.
diepte vlies tov mv.	13,94 m.
diepte vlies tov NAP	-10,59 m.
weg baggeren:	0,00 m.
aanvullen onder vlies:	0,06 m.
aanvullen op vlies:	7,74 m.

Controle verticaal evenwicht chemische injectielaag

x	9,44 m.
diepte vlies tov mv.	16,64 m.
diepte vlies tov NAP	-13,29 m.

Controle verticaal evenwicht eindfase

gewicht kelder	1277,63 MN
opwaartse waterdruk	643,80 MN
resultante	633,83 MN

Waterstandsverlaging

G kelder;d	1149,87 MN
Fopwaarts;d	1149,87 MN
Fopwaarts;rep	958,22 MN
d	2,16 m
waterstand tov mv	4,04 m
waterstand tov NAP	-0,69 m

Caisson

B	110,00 m
d vloer	0,70 m
d gem dak	0,39 m
d wand	0,70 m
h inw	5,00 m
h uitw	8,23 m.

staan:

bodem tov NAP	-4,88 m.
h b	2,04 m.
G caisson	3115,57 kN/m1
G ballast	5317,06 kN/m1
F opwaarts	7018,59 kN/m1

eis $G_c + G_b = 1,2 \cdot F_{opw}$ ok
minder ballast proberen

Afweging hoeveelheden

Kelder

Algemeen

gemiddelde lengte max	370 m.
breedte max.	120 m.
inwendige hoogte	5,00 m.
hoh kolom langs.	7,80 m.
hoh kolom dwars.	7,40 m.
dikte vloer	0,70 m.
dikte wanden	0,70 m.
breedte langsstrook	2,00 m.
dikte langsstrook	0,50 m.
dikte breedplaat	0,35 m.
gem. dikte dak	0,39 m.
dikte kolom (vierkant)	0,60 m.

Bouwput

h uitw	6,20 m.
trekpalen	19,00 m.
diepte kleilaag tov NAP	32 m.
inheidiepte in kleilaag	1,5 m.
bovenkant damwand	3,35 m.
damwandlengte klei	36,85 m.
damwandlengte owb	20,00 m.
damwandlengte ci/jg	20,00 m.
damwandlengte vlies	20,00 m.
vliediepte tov mv	13,94 m.
d diepwand	1,02 m.
d diepwand	1,52 m.
d schroefpaalwand	1,00 m.
bovenkant diepwand	3,35 m.
diepwandlengte klei	36,85 m.
diepwandlengte owb	25,00 m.
diepwandlengte ci/jg	25,00 m.
diepwandlengte vlies	35,00 m.
l damwand voor diepwan	20 m.

drijven:

eis $F_{opw} = 1,1 \cdot G_c$	
diepgang	3,12 m.
benodigde waterdiepte	4,12 m.
min. waterstand: NAP	-0,76 m.

drijfvermogen ok

Controle verticaal evenwicht onderwaterbetonOnderwaterbeton

gewicht beton 24,00 kN/m³.
 dikte: 5,44 m.
 praktische dikte: 1,30 m.
 onderkant o.w. beton 4,15 m -NAP
 trekkracht palen: 23,22 kN/m².

Palen:

zijde 0,45 m.
 lengte 19,00 m.
 diepte paalpunt 21,15 m -NAP
 hoh x 3,50 m.
 hoh y 3,50 m.
 aantal x 34 stuks
 aantal y 104 stuks
 totaal aantal 3536 stuks

Dimensionering trekpalen:

q 25,30 kN/m².
 q,d (rekenwaarde) 39,72 kN/m².
 Q totale fundering 1739,74 MN.
 q per paal 486,57 kN.

$\alpha s \times 0.9 =$ 0,01 vibro-combi

ξ 0,87

γm 1,40

Op gem 1,80 m.

N 3,00

Sondering i	ΔL	p cza	p max schacht i	F max schacht i
67	1	2,50	12	0,13
	2	0,50	8	0,09
	3	3,15	15	0,16
76	1	1,00	2	0,02
	2	1,50	6	0,06
	3	3,65	10	0,11
	4	0,00	15	0,16
77	1	2,00	5	0,05
	2	0,50	4	0,04
	3	0,50	10	0,11
	4	3,15	15	0,16

Fmax gem 1,25 MN.

Fmax rep 1,09 MN.

Ffund max rep 3847,37 MN.

Ffund max d 2748,12 MN.

20% reductie 2198,50 MN.

Kluitgewicht

gewicht droge korrel 8,00 kN/m³

lengte kegelpunt 2,64 m.

gewicht rechthoek 1404,24 kN

gewicht kegel 94,53 kN

kluitgewicht per paal 1498,76 kN

kluitgewicht totaal 4891,97 MN.

Controle

wrijving ok 1,26 veiligheid

kluitgewicht ok 2,81 veiligheid

Berekening sterkte onderwaterbetonOnderwaterbetonvloer

H gem	1300,00 mm.
tolerantie boven	150,00 mm.
tolerantie onder	150,00 mm.
H min	1000,00 mm.

Belasting

q w,d (rekenwaarde)	39,72 kN/m ² .
q w (gebruikswaarde)	25,30 kN/m ² .

Beschouw de doorsnede met de grootste overspanning

l max is hoh x 3,50 m.

Toetsing sterkte drukboog

d (dikte drukboog)	130,00 mm.
p (pijl drukboog)	975,00 mm.
q d =	139,02 kN/m
R vert,d	243,29 kN
R hor,d	425,69 kN
N c,d	490,30 kN
N c,u	614,25 kN

controle: ok 1,25 veiligheid

Toetsing sterkte afschuifvlak langs paalomtrek

V z,d	243,29 kN
τ_1	0,92 N/mm ²
V z,u	414,00 kN

controle: ok 1,70 veiligheid

Betonkwaliteit

betonkwaliteit B	25
f _{b,rep}	18,00 N/mm ²
f _b	15,00 N/mm ²
f _{b,rep}	1,61 N/mm ²
f _b	1,15 N/mm ²

Toetsing buigtreksterkte in gebruiksstadium

M z,d	25,83 kNm
<u>theoretische vloerdikte</u>	
f _{br, gem}	0,30 N/mm ²
W gem	0,28 m ³
M z,u	84,50 kNm

controle: ok 3,27 veiligheid

minimale vloerdikte

f _{br,min}	0,50 N/mm ²
W min	0,17 m ³
M z,u	83,33 kNm

controle: ok 3,23 veiligheid

Controle berekeningen

Algemene gegevensKelder

inwendige hoogte	10,00	m.
dikte vloer	0,70	m.
dikte dak	0,50	m.

Bouwput

diepte bouwput	11,20	m.
breedte bouwput	120,00	m.
lengte bouwput	370,00	m.
mv tov NAP	3,35	m.
bodem havenbekken	10,65	m -NAP
HW tov NAP	1,5	m +NAP
LW tov NAP	0,5	m -NAP

Controle verticaal evenwicht vlies

x	15,31	m.
diepte vlies tov mv.	27,51	m.
diepte vlies tov NAP	-24,16	m.
weg baggeren:	13,51	m.
aanvullen onder vlies:	0,00	m.
aanvullen op vlies:	16,31	m.

Controle verticaal evenwicht chemische injectie laag

x	21,44	m.
diepte vlies tov mv.	33,64	m.
diepte vlies tov NAP	-30,29	m.

Controle verticaal evenwicht eindfase

gewichtkelder	1445,82	MN
opwaartse waterdruk	2863,80	MN
resultante	-1417,98	MN

Waterstandsverlaging

G kelder;d	1301,24	MN
Fopwaarts;d	1301,24	MN
Fopwaarts;rep	1084,36	MN
d	2,44	m
waterstand tov mv	8,76	m
waterstand tov NAP	-5,41	m

Caisson

B	110,00	m
d vloer	0,70	m
d gem dak	0,41	m
d wand	0,70	m
h inw	10,00	m
h uitw	18,12	m.

staan:

bodem tov NAP	-14,77	m.
h b	6,91	m.
G caisson	3498,58	kN/m1
G ballast	18010,22	kN/m1
F opwaarts	17897,00	kN/m1

eis $G_c + G_b = 1,2 \cdot F_{opw}$ ok
minder ballast proberen

Afweging hoeveelheden

Kelder

Algemeen

gemiddelde lengte max	370	m.
breedte max.	120	m.
inwendige hoogte	10,00	m.
hoh kolom langs.	7,80	m.
hoh kolom dwars.	5,00	m.
dikte vloer	0,70	m.
dikte wanden	0,70	m.
breedte langsstrook	2,00	m.
dikte langsstrook	0,50	m.
dikte breedplaat	0,35	m.
gem. dikte dak	0,41	m.
dikte kolom (vierkant)	0,60	m.

Bouwput

h uitw	11,20	m.
trekpalen	19,00	m.
diepte kleilaag tov NAP	32	m.
inheidiepte in kleilaag	1,5	m.
bovenkant damwand	3,35	m.
damwandlengte klei	36,85	m. x
damwandlengte owb	30,00	m.
damwandlengte ci/jg	30,00	m. x
damwandlengte vlies	30,00	m.
vliesdiepte tov mv	15,31	m.
d diepwand	1,02	m.
d diepwand	1,52	m.
d schroefpaalwand	1,00	m.
bovenkant diepwand	3,35	m.
diepwandlengte klei	36,85	m.
diepwandlengte owb	35,00	m.
diepwandlengte ci/jg	35,00	m.
diepwandlengte vlies	30,00	m. x
l damwand voor diepwan	20	m.

(4/3 van de te keren hoogte (14m))

drijven:

eis $F_{opw}=1,1 \cdot G_c$	
diepgang	3,50 m.
benodigde waterdiepte	4,50 m.
min. waterstand: NAP	-10,27 m.

drijfvermogen ok

Controle verticaal evenwicht onderwaterbetonOnderwaterbeton

gewicht beton 24,00 kN/m³.
 dikte: 11,69 m.
 praktische dikte: 1,30 m.
 onderkant o.w. beton 9,15 m -NAP
 trekkracht palen: 83,22 kN/m².

Palen:

zijde 0,45 m.
 lengte 19,00 m.
 diepte paalpunt 26,15 m -NAP
 hoh x 2,70 m.
 hoh y 2,70 m.
 aantal x 44 stuks
 aantal y 136 stuks
 totaal aantal 5984 stuks

Dimensionering trekpalen:

q 75,30 kN/m².
 q,d (rekenwaarde) 99,72 kN/m².
 Q totale fundering 4427,57 MN.
 q per paal 726,96 kN.

$\alpha s \times 0.9 =$ 0,01 vibro-combi

ξ 0,87

γm 1,40

Op gem 1,80 m.

N 3,00

Sondering i	ΔL	p cza	p max schacht i	F max schacht i
67	1	2,50	12	0,13
	2	0,50	8	0,09
	3	8,15	15	0,16
76	1	1,00	2	0,02
	2	1,50	6	0,06
	3	5,50	10	0,11
	4	3,15	15	0,16
77	1	2,00	5	0,05
	2	0,50	4	0,04
	3	0,50	10	0,11
	4	8,15	15	0,16

Fmax gem 2,65 MN.

Fmax rep 2,30 MN.

Ffund max rep 13789,34 MN.

Ffund max d 9849,53 MN.

20% reductie 7879,63 MN.

Kluitgewicht

gewicht droge korrel 8,00 kN/m³

lengte kegelpunt 1,95 m.

gewicht rechthoek 874,75 kN

gewicht kegel 42,09 kN

kluitgewicht per paal 916,84 kN

kluitgewicht totaal 5159,98 MN.

Controle

wrijving ok 1,78 veiligheid
 kluitgewicht ok 1,17 veiligheid

Berekening sterkte onderwaterbetonOnderwaterbetonvloer

H gem	1300,00 mm.
tolerantie boven	150,00 mm.
tolerantie onder	150,00 mm.
H min	1000,00 mm.

Belasting

q w,d (rekenwaarde)	99,72 kN/m ² .
q w (gebruikswaarde)	75,30 kN/m ² .

Beschouw de doorsnede met de grootste overspanning

l max is	hoh x	2,70 m.
----------	-------	---------

Toetsing sterkte drukboog

d (dikte drukboog)	130,00 mm.
p (pijl drukboog)	975,00 mm.
q d =	269,24 kN/m
R vert,d	363,48 kN
R hor,d	490,60 kN
N c,d	610,58 kN
N c,u	614,25 kN

controle: ok 1,01 veiligheid

Toetsing sterkte afschuifvlak langs paalomtrek

V z,d	363,48 kN
τ_1	0,92 N/mm ²
V z,u	414,00 kN

controle: ok 1,14 veiligheid

Betonkwaliteit

betonkwaliteit B	25
f _{b,rep}	18,00 N/mm ²
f _b	15,00 N/mm ²
f _{b,rep}	1,61 N/mm ²
f _b	1,15 N/mm ²

Toetsing buigtreksterkte in gebruiksstadium

M z,d	45,74 kNm
<u>theoretische vloerdikte</u>	
f _{br, gem}	0,30 N/mm ²
W gem	0,28 m ³
M z,u	84,50 kNm

controle: ok 1,85 veiligheid

minimale vloerdikte

f _{br,min}	0,50 N/mm ²
W min	0,17 m ³
M z,u	83,33 kNm

controle: ok 1,82 veiligheid

Controle berekeningen

Algemene gegevensKelder

inwendige hoogte	15,50 m.
dikte vloer	0,70 m.
dikte dak	0,50 m.

Bouwput

diepte bouwput	16,70 m.
breedte bouwput	120,00 m.
lengte bouwput	370,00 m.
mv tov NAP	3,35 m.
bodem havenbekken	10,65 m -NAP
HW tov NAP	1,5 m +NAP
LW tov NAP	0,5 m -NAP

Controle verticaal evenwicht vlies

x	24,74 m.
diepte vlies tov mv.	42,44 m.
diepte vlies tov NAP	-39,09 m.
weg baggeren:	28,44 m.
aanvullen onder vlies:	0,00 m.
aanvullen op vlies:	25,74 m.

Controle verticaal evenwicht chemische injectielaag

x	34,64 m.
diepte vlies tov mv.	52,34 m.
diepte vlies tov NAP	-48,99 m.

Controle verticaal evenwicht eindfase

gewichtkelder	1590,47 MN
opwaartse waterdruk	5305,80 MN
resultante	-3715,33 MN

Waterstandsverlaging

G kelder;d	1431,42 MN
Fopwaarts;d	1431,42 MN
Fopwaarts;rep	1192,85 MN
d	2,69 m
waterstand tov mv	14,01 m
waterstand tov NAP	-10,66 m

Caisson

B	110,00 m
d vloer	0,70 m
d gem dak	0,41 m
d wand	0,70 m
h inw	15,50 m
h uitw	28,98 m.

staan:

bodem tov NAP	-25,63 m.
h b	12,27 m.
G caisson	3863,47 kN/m1
G ballast	31980,53 kN/m1
F opwaarts	29843,00 kN/m1

eis $G_c + G_b = 1,2 \cdot F_{opw}$ ok
minder ballast proberen

Afweging hoeveelheden

Kelder

Algemeen

gemiddelde lengte max	370 m.
breedte max.	120 m.
inwendige hoogte	15,50 m.
hoh kolom langsr.	7,80 m.
hoh kolom dwarsr.	5,00 m.
dikte vloer	0,70 m.
dikte wanden	0,70 m.
breedte langsstrook	2,00 m.
dikte langsstrook	0,50 m.
dikte breedplaat	0,35 m.
gem. dikte dak	0,41 m.
dikte kolom (vierkant)	0,60 m.

Bouwput

h uitw	16,70 m.
trekpalen	26,00 m.
diepte kleilaag tov NAP	32 m.
inheidiepte in kleilaag	1,5 m.
bovenkant damwand	3,35 m.
damwandlengte klei	36,85 m.
damwandlengte owb	30,00 m.
damwandlengte ci/jg	30,00 m.
damwandlengte vlies	30,00 m.
vliesdiepte tov mv	24,74 m.
d diepwand	1,02 m.
d diepwand	1,52 m.
d schroefpaalwand	1,00 m.
bovenkant diepwand	3,35 m.
diepwandlengte klei	36,85 m. x
diepwandlengte owb	45,00 m.
diepwandlengte ci/jg	35,00 m. x
diepwandlengte vlies	35,00 m. x
l diepwand	35,00 m.
l damwand voor diepwan	20 m.

4/3 van de te keren hoogte (14,

drijven:

eis $F_{opw} = 1,1 \cdot G_c$	
diepgang	3,86 m.
benodigde waterdiepte	4,86 m.
min. waterstand: NAP	-20,77 m.

drijfvermogen ok

Controle verticaal evenwicht onderwaterbetonOnderwaterbeton

gewicht beton 24,00 kN/m³.
 dikte: 18,56 m.
 praktische dikte: 1,50 m.
 onderkant o.w. beton 14,85 m -NAP
 trekkkracht palen: 147,30 kN/m².

Palen:

zijde 0,45 m.
 lengte 26,00 m.
 diepte paalpunt 38,65 m -NAP
 hoh x 2,30 m.
 hoh y 2,30 m.
 aantal x 51 stuks
 aantal y 160 stuks
 totaal aantal 8160 stuks

Dimensionering trekpalen:

q 127,50 kN/m².
 q,d (rekenwaarde) 163,80 kN/m².
 Q totale fundering 7272,72 MN.
 q per paal 866,50 kN.

$\alpha s \times 0.9 =$ 0,01 vibro-combi

ξ 0,87

γm 1,40

Op gem 1,80 m.

N 3,00

Sondering i	ΔL	p cza	p max schacht i
67	1 2,50	12	0,13
	2 0,50	8	0,09
	3 20,65	15	0,16
76	1 1,00	2	0,02
	2 1,50	6	0,06
	3 5,50	10	0,11
	4 15,65	15	0,16
77	1 2,00	5	0,05
	2 0,50	4	0,04
	3 0,50	10	0,11
	4 20,65	15	0,16

F max schacht i
6,68 MN

5,85 MN

6,35 MN

Fmax gem 6,29 MN.
 Fmax rep 5,48 MN.
 Ffund max rep 44680,24 MN.
 Ffund max d 31914,45 MN.
 20% reductie 25531,56 MN.

Kluitgewicht

gewicht droge korrel 8,00 kN/m³
 lengte kegelpunt 1,60 m.
 gewicht rechthoek 934,92 kN
 gewicht kegel 25,29 kN
 kluitgewicht per paal 960,21 kN
 kluitgewicht totaal 7433,95 MN.

Controle

wrijving ok 3,51 veiligheid
 kluitgewicht ok 1,02 veiligheid

Berekening sterkte onderwaterbetonOnderwaterbetonvloer

H gem	1500,00 mm.
tolerantie boven	150,00 mm.
tolerantie onder	150,00 mm.
H min	1200,00 mm.

Belasting

q w,d (rekenwaarde)	163,80 kN/m ² .
q w (gebruikswaarde)	127,50 kN/m ² .

Beschouw de doorsnede met de grootste overspanning

l max is hoh x 2,30 m.

Toetsing sterkte drukboog

d (dikte drukboog)	150,00 mm.
p (pijl drukboog)	1125,00 mm.
q d =	376,74 kN/m
R vert,d	433,25 kN
R hor,d	498,14 kN
N c,d	660,19 kN
N c,u	708,75 kN

controle: ok 1,07 veiligheid

Toetsing sterkte afschuifvlak langs paalomtrek

V z,d	433,25 kN
τ_1	0,92 N/mm ²
V z,u	496,80 kN

controle: ok 1,15 veiligheid

Betonkwaliteit

betonkwaliteit B	25
f _{b,rep}	18,00 N/mm ²
f _b	15,00 N/mm ²
f _{b,rep}	1,61 N/mm ²
f _b	1,15 N/mm ²

Toetsing buigtreksterkte in gebruiksstadium

M z,d	56,21 kNm
<u>theoretische vloerdikte</u>	
f _{br, gem}	0,30 N/mm ²
W gem	0,38 m ³
M z,u	112,50 kNm

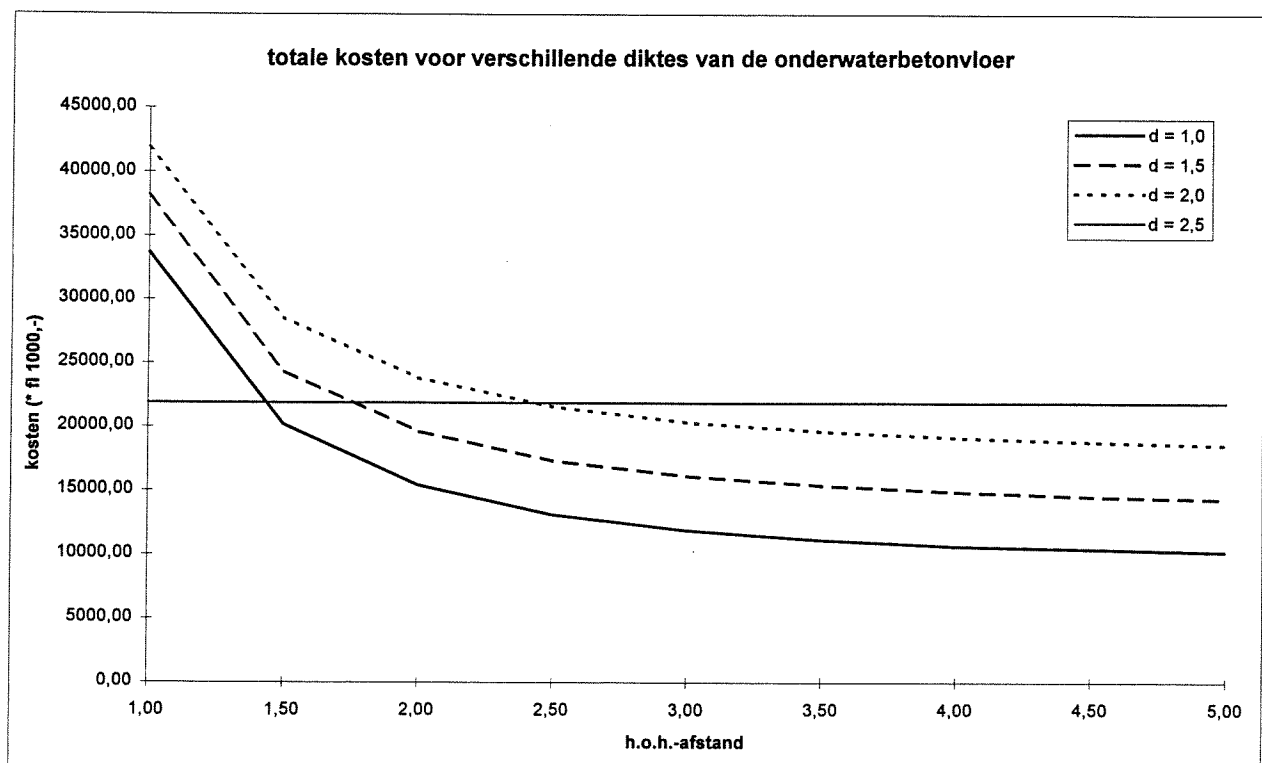
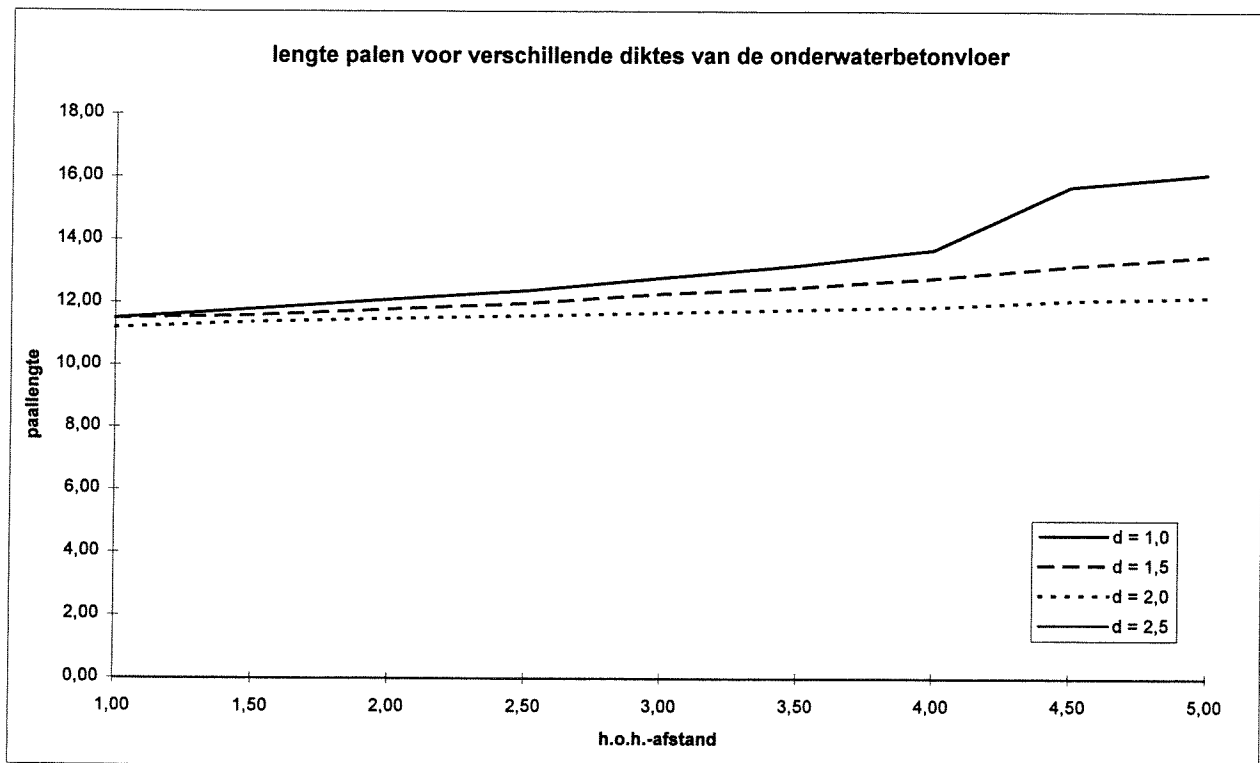
controle: ok 2,00 veiligheid

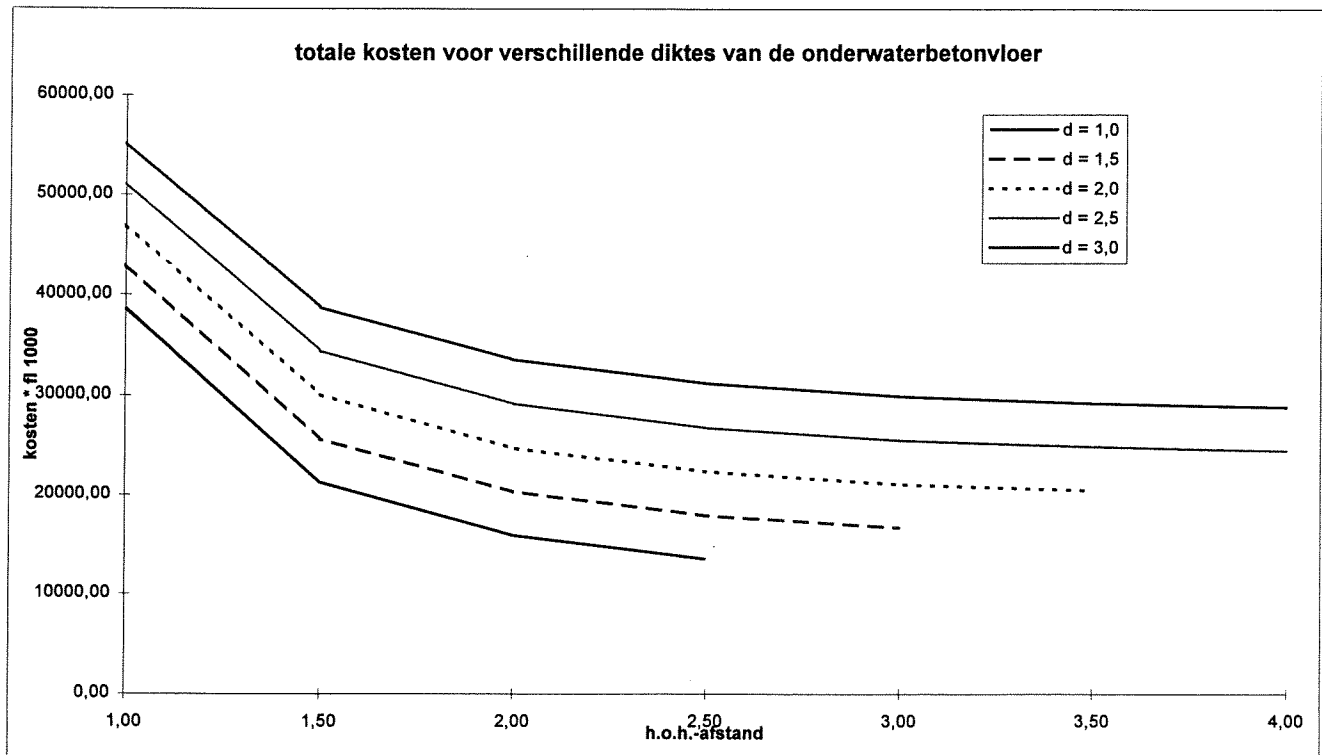
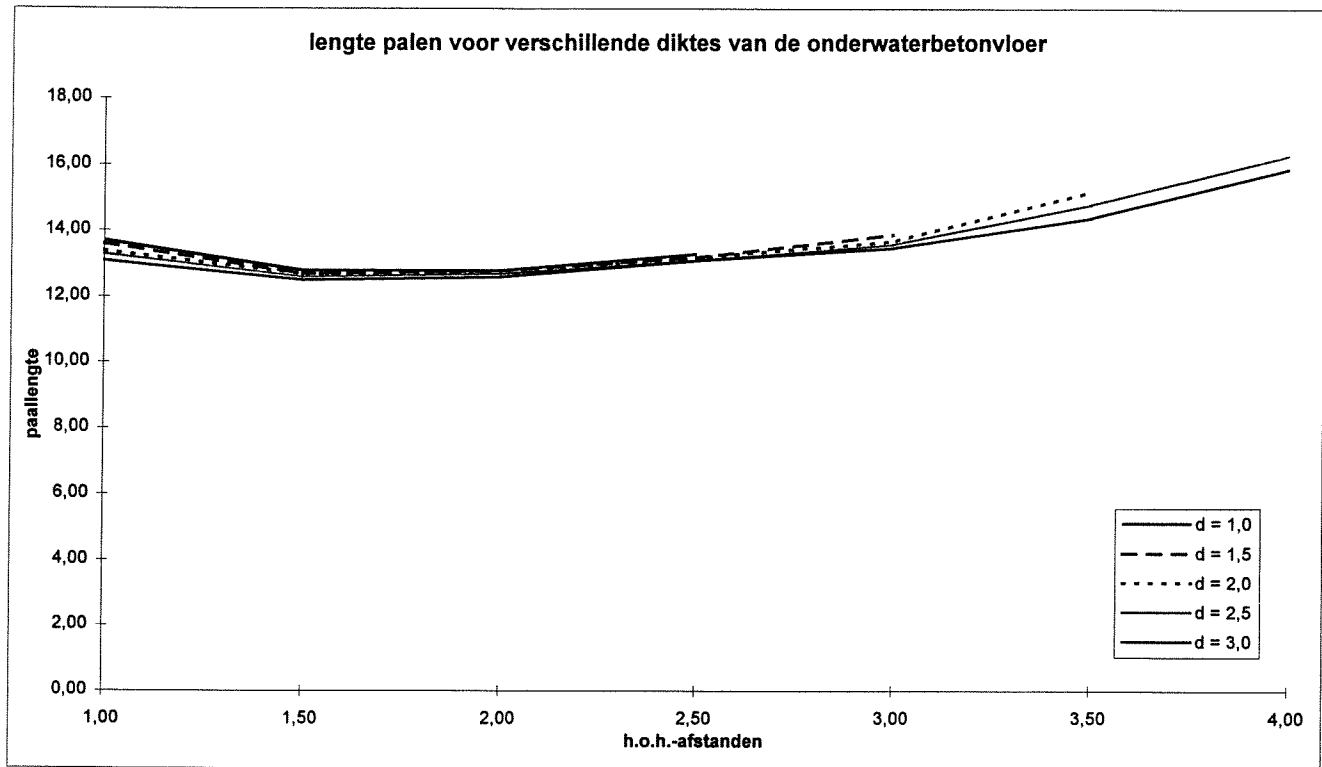
minimale vloerdikte

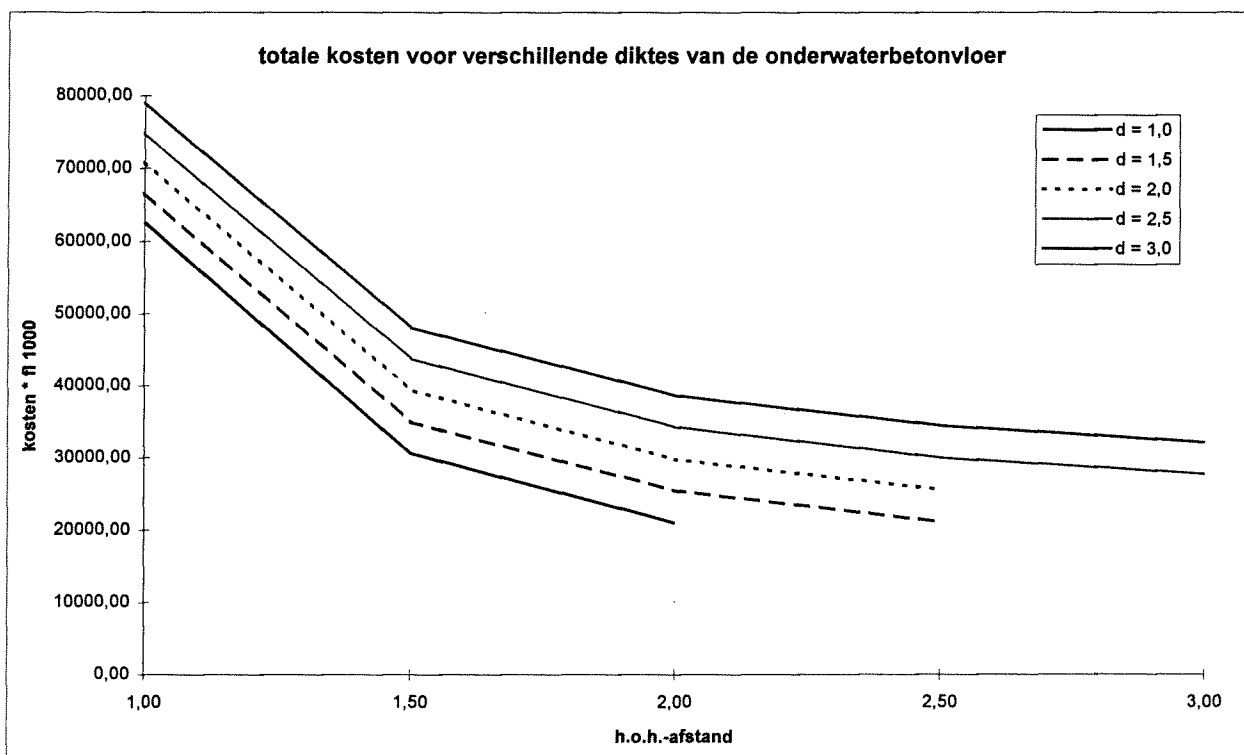
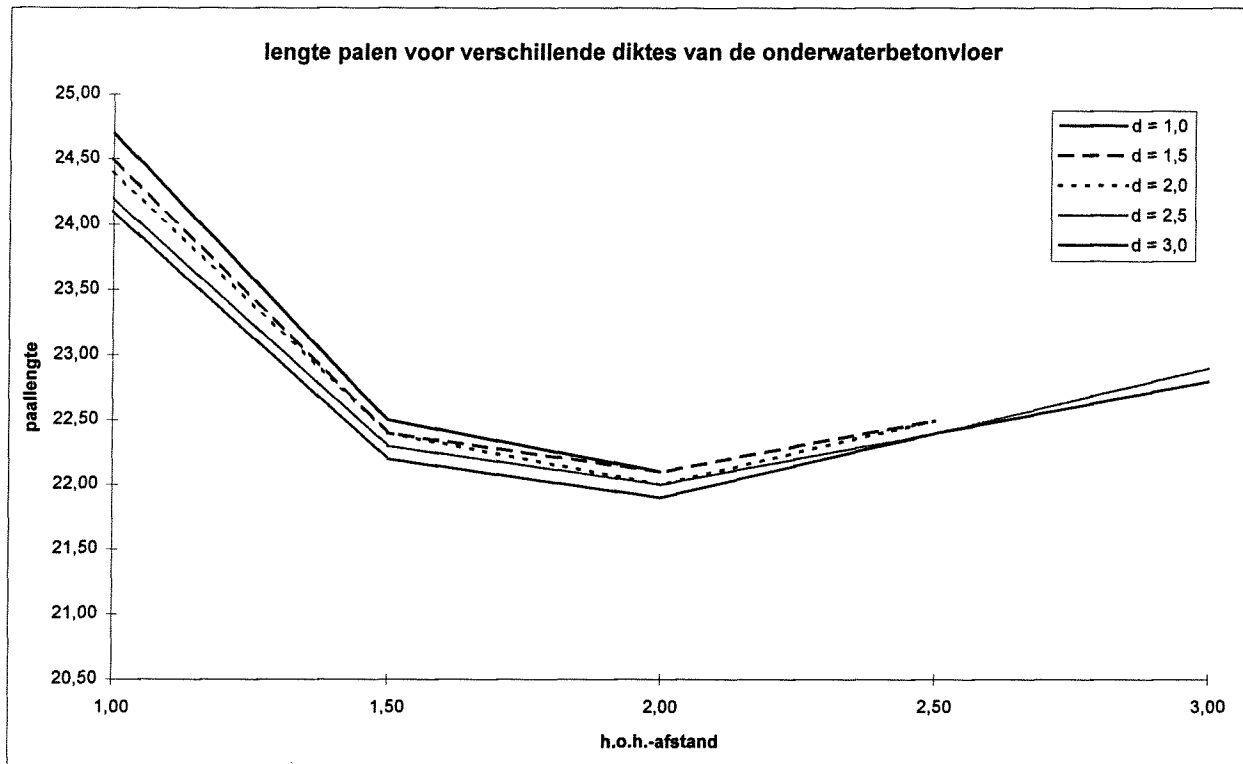
f _{br,min}	0,50 N/mm ²
W min	0,24 m ³
M z,u	120,00 kNm

controle: ok 2,13 veiligheid

Bijlage E: Afweging onderwaterbeton / trekpalen



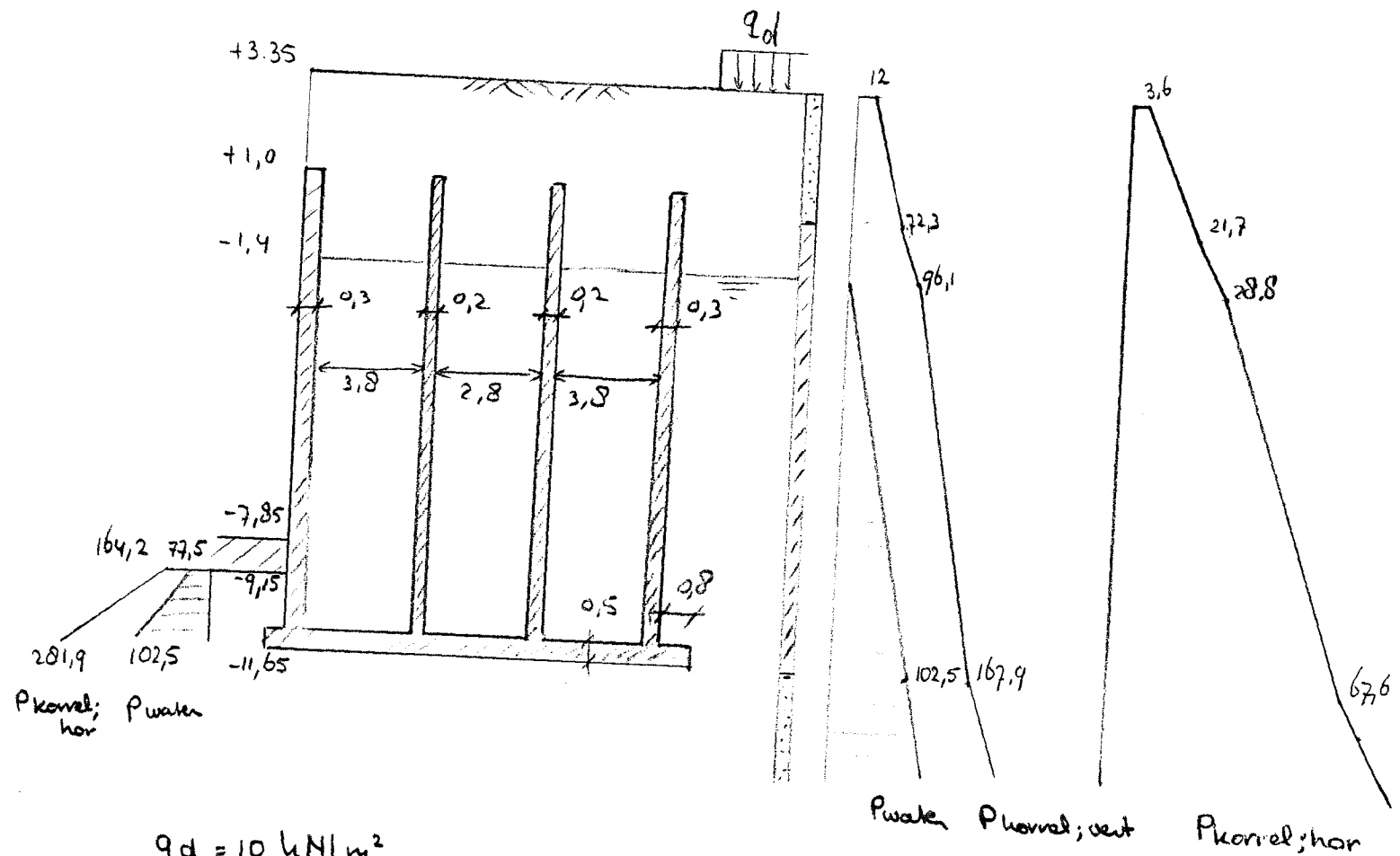




Bijlage F: Controleberekeningen voor de stabiliteit van de kadeconstructie

Stabiliteit kademuur Scheutworp II-1 & II-2

Schematische :



$$q_d = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{\text{zand}} = 18$$

$$\gamma_{n \text{ zand}} = 20$$

$$\varphi_{\text{zand}} = 30^\circ$$

gunstig

$$\gamma_d = 16.4$$

$$\gamma_{n,d} = 18.2$$

$$\varphi_d = 26.1^\circ$$

ongunstig

$$\gamma_d = 18$$

$$\gamma_{n,d} = 20$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\lambda_a = 0.3$$

$$\lambda_p = 5.7$$

$$\gamma_{\text{klei/veen}} = 17$$

$$\gamma_{n \text{ klei/veen}} = 17$$

$$\varphi_{\text{klei/veen}} = 17.5^\circ$$

$$\gamma_d = 15.5$$

$$\gamma_{n,d} = 15.5$$

$$\varphi_d = 15.2$$

$$\gamma_d = 17$$

$$\gamma_{n,d} = 17$$

$$\varphi_d = 17.5^\circ$$

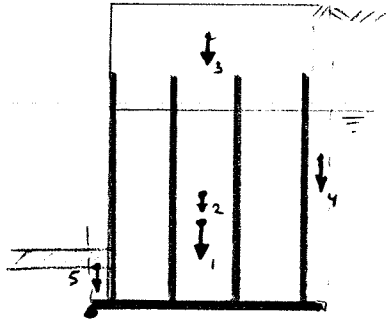
$$\lambda_a = 0.54$$

$$\lambda_p = 1.86$$

MB. Het onderwaterbeton wordt alleen als bovenbelasting meegenomen en niet als stempel

Belastingen

Verticaal:



V_1 = beton van caisson

V_2 = natte grond in caisson

V_3 = droge grond in en boven caisson

V_4 = grond op teen achterkant

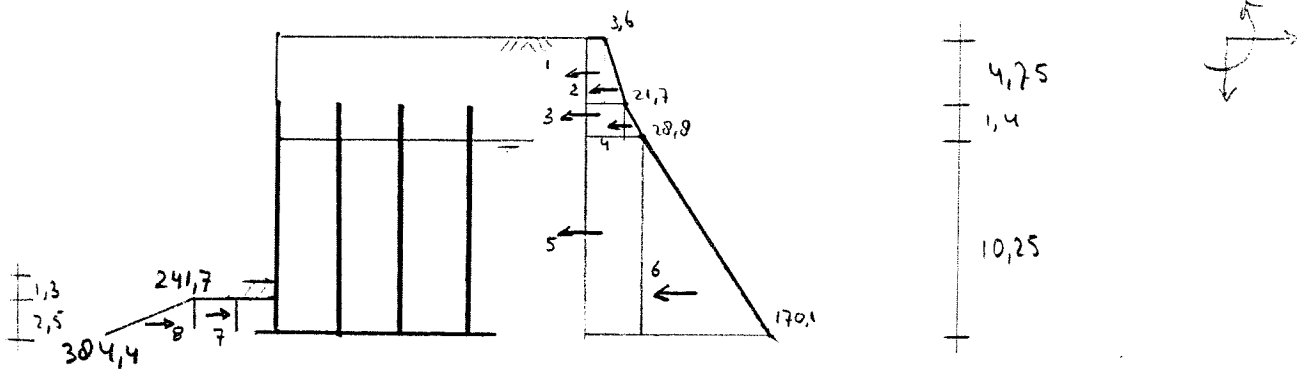
V_5 = grond en onderwater beton op teen voor

	F_v	a	M_v
$V_1 = 24 \cdot (12,65 \cdot (2 \cdot 0,2 + 2 \cdot 0,3) + 12,0 \cdot 0,5) \cdot 0,9$	$= 402,84$	$\times -6$	$= -2417,04$
$V_2 = 18,2 \cdot (9,75 \cdot (2 \cdot 3,8 + 2,8))$	$= 1045,50$	$\times -6$	$= -11072,90$
$V_3 = 16,4 \cdot (11,4 \cdot 2,35 + 2,4 \cdot (2 \cdot 3,8 + 2,8))$	$= 848,7$	$\times -6$	$= -5092,20$
$V_4 = 0,8 \cdot (10,2 \cdot 9,75 + 16,4 \cdot 4,75)$	$= 204,3$	$\times -11,6$	$= -2369,70$
$V_5 = 0,8 \cdot (18,2 \cdot 2,0 + 0,9 \cdot 24 \cdot 1,3)$	$= 51,6$	$\times -0,4$	$= -20,60$

$$F_{s;v;d} = \overline{\hspace{10em}}^+ \hspace{10em} \overline{\hspace{10em}}^+ = 3352,9 \text{ kN/m'}$$

$$M_{s;v;d} = \hspace{10em} -20972,4 \text{ kNm}$$

Horizontal



	F_n	$\cdot a$	M_n
$H_1 = -4,75 \cdot 3,6$	$= -17,10$	$\times -14,0$	$= 239,8$
$H_2 = -\frac{1}{2} \cdot 4,75 \cdot (21,7 - 3,6)$	$= -43,0$	$\times -13,2$	$= 569,0$
$H_3 = -1,4 \cdot 21,7$	$= -30,38$	$\times -10,95$	$= 332,6$
$H_4 = -\frac{1}{2} \cdot 1,4 \cdot (28,8 - 21,7)$	$= -4,97$	$\times -10,72$	$= 53,3$
$H_5 = -10,25 \cdot 28,8$	$= -295,20$	$\times -5,13$	$= 1512,9$
$H_6 = -\frac{1}{2} \cdot 10,25 \cdot (170,1 - 28,8)$	$= -724,16$	$\times -3,42$	$= 2474,2$
$H_7 = +2,5 \cdot 241,7$	$= +604,25$	$\times -1,25$	$= -755,3$
$H_8 = +\frac{1}{2} \cdot 2,5 \cdot (384,4 - 241,7)$	$= +177,90$	$\times -0,83$	$= -148,25$
	<u>+</u>		<u>+</u>

$$F_{s;h;d} = -332,7 \text{ kN/m} \quad M_{s;h;d} = 4278,3 \text{ kNm/m}$$

Kantel moment

$$\frac{\sum M_2}{\sum M_1} = \frac{20972,4 + 755,3 + 140,25}{4270,3 - 755,3 + 1,40,25} = \frac{21875,9}{3374,8} = 6,5 \rightarrow ok$$

Schuifkracht in de grond

Er moet gelden $S_{h;d} > F_{s;h;d}$

$$S_{h;d} = F_{s;v;d} \cdot \tan \delta_d$$

$$\delta_d = \frac{2}{3} \varphi_d$$

$$S_{h;d} = 3352,9 \cdot \tan \frac{2}{3} \cdot 26,1 \\ = 1050,7 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma F_{s;h;d} = 332,7 \text{ kN/m}$$

$$1050,7 > 332,7 \rightarrow \text{ok.}$$

Draagvermogen van de grond

$$\sigma_{\max;d} = \sigma'_{v;2;0;d} \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \gamma_{ed} \cdot B_{eff} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$\sigma'_{v;2;0;d} = 1 \cdot \gamma_d = 18,2$$

$$N_q = 12 \quad s_q = 1,0$$

$$i_q = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{F_{s;h;d}}{F_{s;v;d}} \right)^3 = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{332,7}{3352,9} \right)^3 = 0,81$$

$$\gamma_{ed} = 18,2$$

$$e = \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_H}{\Sigma F_{s;v;d}} = \frac{20972,4 - 4278,3}{3352,9} = 4,99$$

$$B_{eff} = 2 \cdot e = 10,0$$

$$N_\gamma = 11$$

$$s_\gamma = 1,0$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{F_{s;h;d}}{F_{s;v;d}} \right)^3 = \left(1 - \frac{332,7}{3352,9} \right)^3 = 0,73$$

$$\sigma_{\max;d} = 18,2 \cdot 12 \cdot 1 \cdot 0,81 + 0,5 \cdot 18,2 \cdot 10 \cdot 11 \cdot 1,0 \cdot 0,73 = 907,6$$

$$F_{r;v;d} = \sigma_{\max} \cdot B_{eff} = 907,6 \cdot 10 = 9076 \text{ kN/m}$$

$$9076 > 3352,9 = F_{s;v;d} \rightarrow \text{ok.}$$

Bijlage G: Multicriteria-analyse voor het geval van de Merwehaven

Tabel 8.1: Kwantificering eigenschappen
Criteria

Combinatie	Betrouwbaarheid / toepasbaarheid			Water- dichtheid	Vervormings- gedrag	Hinder omwonenden	Belendende bebouwing	Verstoring Infrastructuur	Beschikbare ruimte	Milieu	Capaciteit
	I	II	III								
1 const. kade / ow. beton	4	2	-	2	4	4	5	4	2	4	4
2 kade / ow. beton	4	2	-	2	4	4	5	4	2	4	3
3 kade / vlies	3	-	-	5	4	4	5	3	3	3	3
4 const. damwand / afsl.laag	5	-	-	3	5	2	5	4	4	4	3
5 damwand / afsl.laag	5	-	-	3	5	2	5	4	4	4	2
6 const. damwand / ow. beton	5	3	-	3	5	2	5	3	3	4	3
7 damwand / ow. beton	5	3	-	3	5	2	5	3	3	4	2
8 const. damwand / chem.inj.	4	-	-	3	5	2	5	3	4	1	3
9 damwand / chem.inj.	4	-	-	3	5	2	5	3	4	1	2
10 const. damwand / jetgrout	3	-	-	3	5	2	5	3	4	3	3
11 damwand / jetgrout	3	-	-	3	5	2	5	3	4	3	2
12 damwand / vlies	3	-	-	5	5	2	5	3	4	4	2
13 diepwand / afsl.laag	3	4	-	5	5	4	4	4	2	3	5
14 diepwand / ow. beton	3	4	4	5	5	4	4	3	2	3	5
15 diepwand / chem.inj.	2	3	-	5	5	4	4	3	2	1	5
16 diepwand / jetgrout	2	3	-	5	5	3	3	3	2	3	5
17 diepwand / vlies	2	-	-	5	5	4	4	3	2	3	4
18 afzinkelementen	2	-	-	5	5	4	5	2	4	5	1

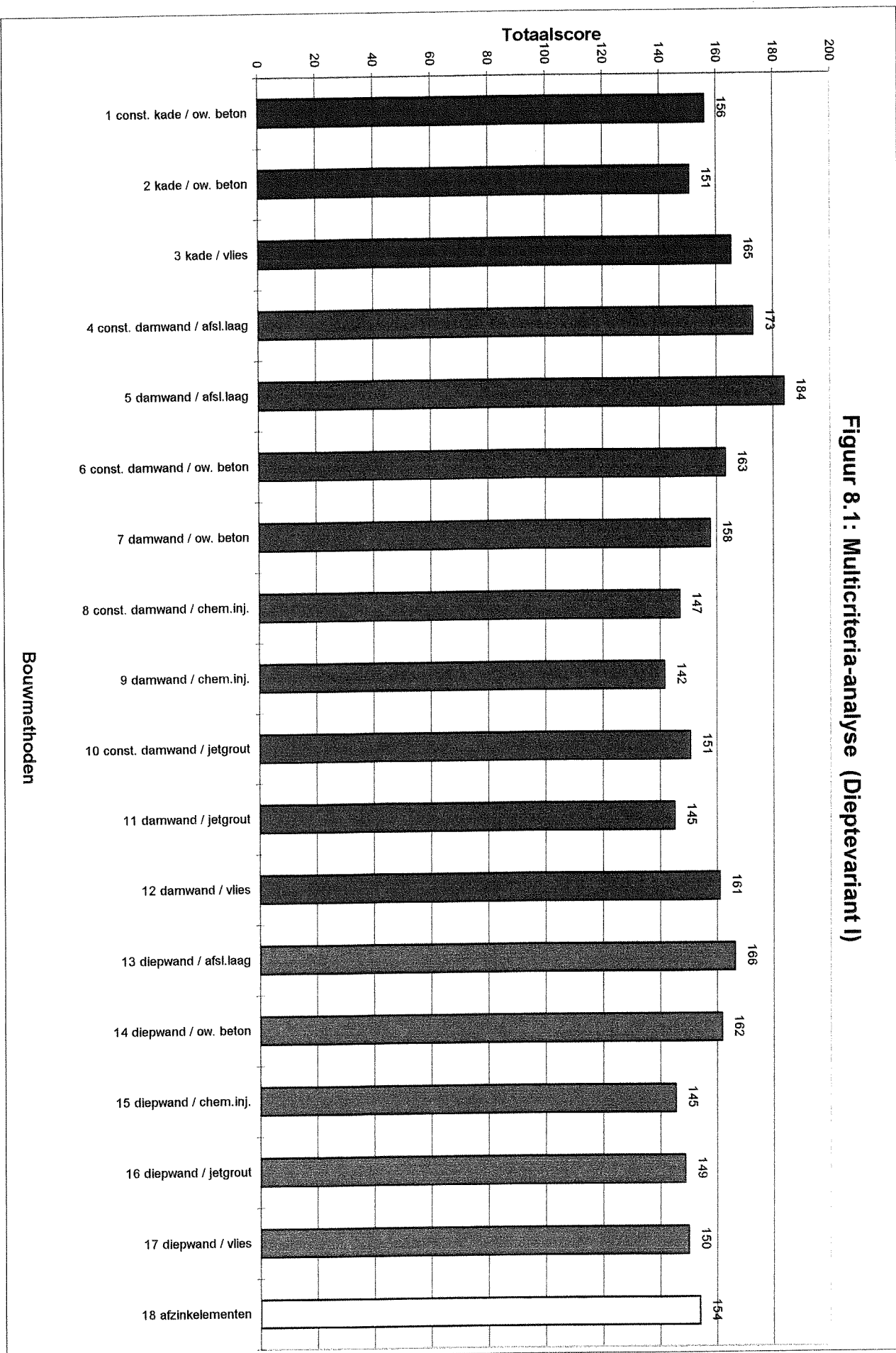
Tabel 8.2: Belang van de criteria

Criteria

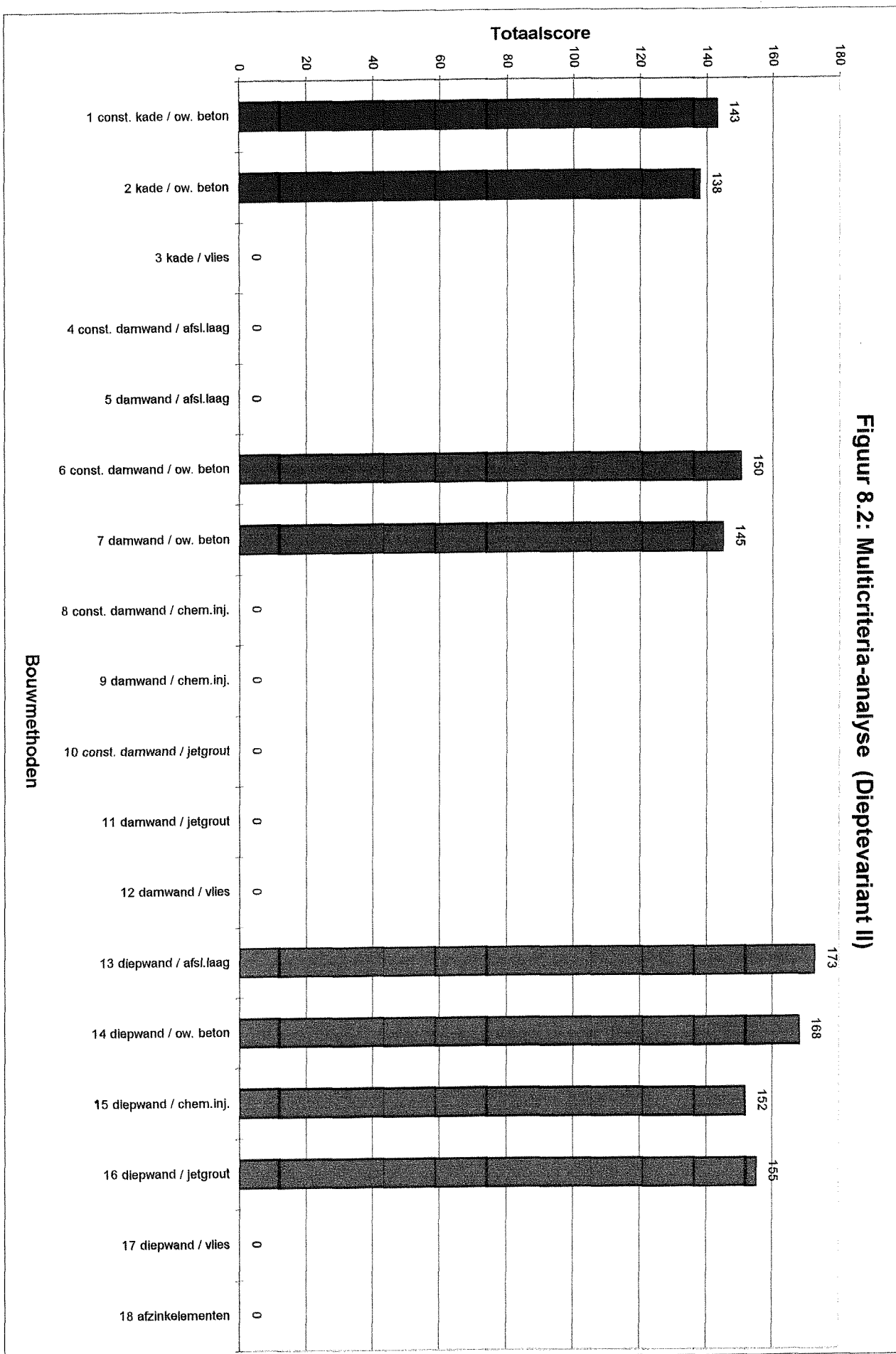
[illegible]

Tabel 8.3: Totaalscore	Dieptevariant I	Dieptevariant II	Dieptevariant III
1 const. kade / ow. beton	156	143	0
2 kade / ow. beton	151	138	0
3 kade / vlies	165	0	0
4 const. damwand / afsl.laag	173	0	0
5 damwand / afsl.laag	184	0	0
6 const. damwand / ow. beton	163	150	0
7 damwand / ow. beton	158	145	0
8 const. damwand / chem.inj.	147	0	0
9 damwand / chem.inj.	142	0	0
10 const. damwand / jetgrout	151	0	0
11 damwand / jetgrout	145	0	0
12 damwand / vlies	161	0	0
13 diepwand / afsl.laag	166	173	0
14 diepwand / ow. beton	162	168	168
15 diepwand / chem.inj.	145	152	0
16 diepwand / jetgrout	149	155	0
17 diepwand / vlies	150	0	0
18 afzinkelementen	154	0	0

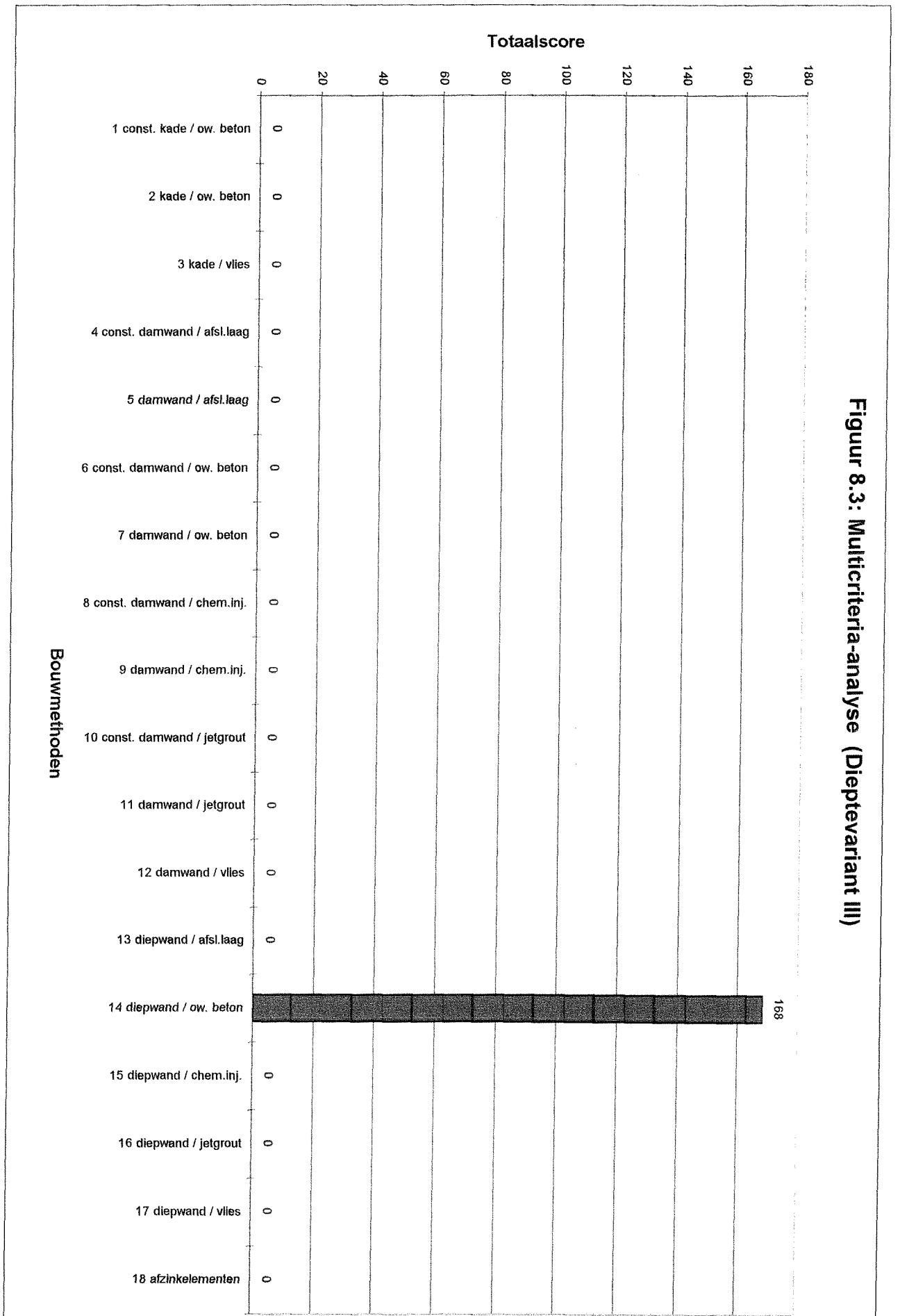
Figuur 8.1: Multicriteria-analyse (Dieptevariant I)



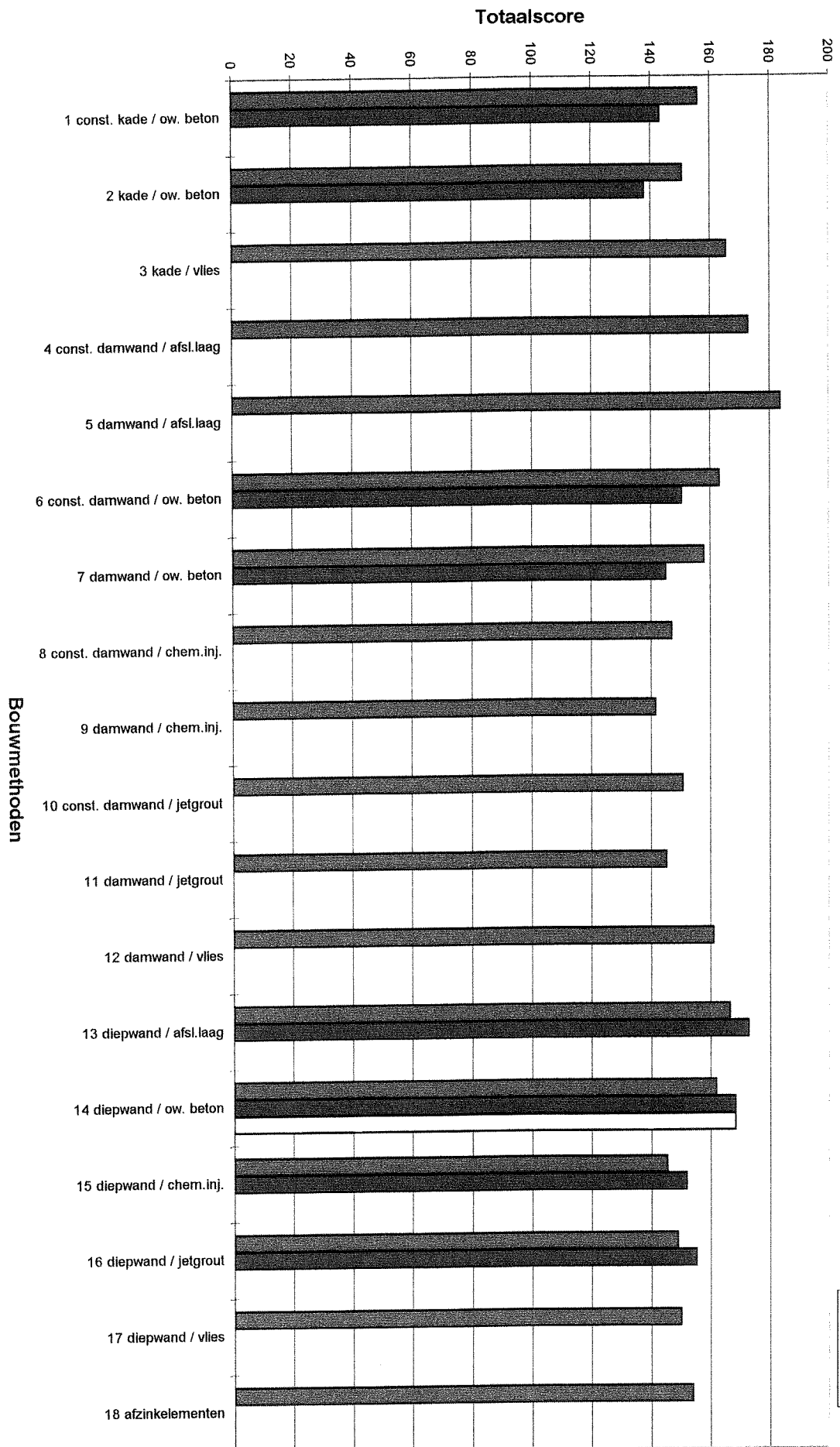
Figuur 8.2: Multicriteria-analyse (Dieptevariant II)



Figuur 8.3: Multicriteria-analyse (Dieptevariant III)



Figuur 8.4: Overzicht van de multicriteria-analyse



Bijlage H: Kostenberekening voor het geval van de Merwehaven

Overzicht hoeveelheden

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
<u>Afmetingen</u>	L gem	369	368	368	368	367	368	367	368	367	368	367	367	367,00	367,00	367,00	367,00	367,00	360,00 m1
	B	120	118	118	118	116	118	116	118	116	118	116	116	116	116	116	116	114	110 m1
	d ballast	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,04 m1
	l gem	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370 m1
	b	120	120	120	118	118	118	118	118	118	118	118	118	116	116	116	116	116	120 m1
<u>Grond</u>	ontgraven	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00 m1
	aanvullen	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80	7,80	7,80	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80	6,96 m1
	rand inw	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	5,00 m1
	rand uitw	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,00 m1
<u>Vert. grens</u>	d owbeton	1,30	1,30	-	-	-	1,30	1,30	-	-	-	-	-	-	1,30	-	-	-	- m1
	chem inj.	-	-	-	-	-	-	-	1,00	1,00	-	-	-	-	-	1,00	-	-	- m1
	jetgrout	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	1,00	-	-	-	-	1,00	-	- m1
waterstandsverlaging		-	-	1,08	0,89	1,05	-	-	0,89	1,05	0,89	1,05	1,05	0,89	-	0,89	0,89	1,05	- m1
	waterstandsniveau tov NAP	-	-	0,42	0,61	0,45	-	-	0,61	0,45	0,61	0,45	0,45	0,61	-	0,61	0,61	0,45	- m1
kelder	opp	44280	43424	43424	43424	42572	43424	42572	43424	42572	43424	42572	42572	42572	42572	42572	42572	41838	39600 m2.
	omtrek (excl kopwand)	858	854	854	854	850	854	850	854	850	854	850	850	850	850	850	850	848	940 m1.
	bouwput	44400	44400	44400	43660	43660	43660	43660	43660	43660	43660	43660	43660	42920	42920	42920	42920	42920	44400 m2.
	omtrek (excl. kistdam)	860	860	860	858	858	858	858	858	858	858	858	858	856	856	856	856	856	860 m1.
<u>Hoeveelheden</u>																			
<u>Kelder</u>	vloer	30996	30994,6	30994,6	30396,8	29800,4	30396,8	29800,4	30396,8	29800,4	30396,8	29800,4	29800,4	29800,4	29800,4	29800,4	29800,4	29286,6	27720 m3
	dak	17293,14	16958,83	16958,83	16958,83	16626,09	16958,83	16626,09	16958,83	16626,09	16958,83	16626,09	16626,09	16626,09	16626,09	16626,09	16626,09	16339,44	15465,41 m3
	wanden	420	3402	3402	413	3381	413	3381	413	3381	413	3381	406	406	406	406	406	3367	3290 m3
	kolommen	1381	1355	1355	1355	1328	1355	1328	1355	1328	1355	1328	1328	1328	1328	1328	1328	1305	1235 m3
	afwerking	4290	0,00	0,00	4270	0,00	4270	0,00	4270	0,00	4270	0,00	0,00	4250	4250	4250	4250	0,00	0,00 m2
<u>Bouwput</u>	ow beton	57720	57720	-	-	-	56758	56758	-	-	-	-	-	-	55796	-	-	-	- m3
	chem inj	-	-	-	-	-	-	-	44640	44640	-	-	-	-	-	42920	-	-	- m3
	jetgrout	-	-	-	-	-	-	-	-	-	43660	44640	-	-	-	-	42920	-	- m3
	vlies	-	-	56157,2	-	-	-	-	-	-	-	-	55369,21	-	-	-	-	54581,22	- m2
	ballastbeton	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	79755,84 m3
lengte kistdam		120	120	120	118	118	118	118	118	118	118	118	118	116	116	116	116	116	- m1
lengte kopwand		120	118	118	118	116	118	116	118	116	118	116	116	116	116	116	116	114	- m1
<u>Palen</u>	aantal x	34	34	-	-	-	33	33	-	-	-	-	-	-	33	-	-	-	- stuks
	aantal y	105	105	-	-	-	106	106	-	-	-	-	-	-	105	-	-	-	- stuks
	totaal	139	139	-	-	-	139	139	-	-	-	-	-	-	138	-	-	-	- stuks
	lengte	19,00	19,00	-	-	-	19,00	19,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	- m.
<u>Hor. grens</u>	damwand	-	-	-	858,00	858,00	858,00	858,00	858,00	858,00	858,00	858,00	858,00	-	-	-	-	-	- m
	excl. kistdam	-	-	-	36,85	36,85	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	25,50	-	-	-	-	-	- m
	combiwand	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	- m
	strek meter	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	- m
	lengte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	- m
	diepwand	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	32174,47	21828,00	21828,00	21828,00	30559,20	- m3
	excl. kistdam	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	36,85	25,00	25,00	25,00	35,00	- m
	schroefpaalwand	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	- m3
	excl. kistdam	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	- m
	lengte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	- m
grondaanvulli	nat	288600	288600	346320	340548	340548	283790	283790	340548	340548	340548	340548	340548	334776	278980	334776	334776	334776	309024 m3
	droog	0	6026,4	6026,4	7124,8	13114	7124,8	13114	7124,8	13114	7124,8	13114	13114	14191,2	14191,2	14191,2	14191,2	20155,6	0 m3
	baggeren	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	10847,52	13122	10847,52	10847,52	10847,52	0,00 m3
slopen caissons		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	856	856	856	856	856	0,00 m1
<u>capaciteit</u>	per m2	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69 pallet/m2
	totaal	27347	26449	26449	26818	25925	26818	25925	26818	25925	26818	25925	25925	26292	26292	26292	26292	25472	24097 pallets
	procent	44,83	43,36	43,36	43,96	42,50	43,96	42,50	43,96	42,50	43,96	42,50	42,50	43,10	43,10	43,10	43,10	41,76	39,50 %

Kosten						
DIRECTE KOSTEN						
Kelder		Eenheidsprijs	1	2	3	4
vloer	beton	F 200,00 /m3	F 6.199.200,00	F 6.198.920,00	F 6.198.920,00	F 6.079.360,00
	wapening (120kg/m3)	F 1,45 /kg	F 5.393.304,00	F 5.393.060,40	F 5.393.060,40	F 5.289.043,20
totaal			F 11.592.504,00	F 11.591.980,40	F 11.591.980,40	F 11.368.403,20
dak	prefab balk	F 1.500,00 /m3	F 8.975.675,68	F 8.802.162,16	F 8.802.162,16	F 8.802.162,16
	breedplaatvloer	F 60,00 /m2	F 1.938.745,95	F 1.901.267,03	F 1.901.267,03	F 1.901.267,03
	beton	F 225,00 /m3	F 2.544.604,05	F 2.495.412,97	F 2.495.412,97	F 2.495.412,97
totaal			F 13.459.025,68	F 13.198.842,16	F 13.198.842,16	F 13.198.842,16
kolommen	prefab	F 1.750,00 /m3	F 2.416.750,00	F 2.371.250,00	F 2.371.250,00	F 2.371.250,00
wanden	beton	F 225,00 /m3	-	F 765.450,00	F 765.450,00	-
	wapening (100kg/m3)	F 1,45 /kg	-	F 493.290,00	F 493.290,00	-
	bekisting	F 150,00 /m2	-	F 1.281.000,00	F 1.281.000,00	-
totaal			-	F 2.539.740,00	F 2.539.740,00	-
afwerking						
Totaal Kelder			F 27.468.279,68	F 29.701.812,56	F 29.701.812,56	F 26.938.495,36
Bouwput						
o.w.beton	beton	F 200,00 /m3	F 11.544.000,00	F 11.544.000,00		
	afwerking	F 15,00 /m2	F 666.000,00	F 666.000,00		
	duiken	F 6,00 /m2	F 266.400,00	F 266.400,00		
	damw. kassen	F 10,00 /m2	F 1.460,00	F 1.460,00		
totaal			F 12.477.860,00	F 12.477.860,00		
Chem. inj.		F 700,00 /m3				
Jetgrout		F 400,00 /m3				
Vlies		F 200,00 /m2			F 44.400,00	
Afzinkelementen						
Ballastbeton	beton	F 225,00 /m3				
of:	zand	F 15,00 /m3				
	beton	F 225,00 /m3				
bouwdok		F 5.000.000,00				
transport		F 1.000.000,00 /stuk				
voorzieningen afzinken		F 1.000.000,00 /stuk				
kopschotten		F 1.500,00 /m2				
voorzieningen voegen		F 10.000,00 /m1				
onderstromen		F 40,00 /m2				
totaal						
vibrocombinatie-palen		F 250,00 /m1	F 660.250,00	F 660.250,00		
Kistdam	damwand	F 1,45 /kg				
	drijvend heien	F 35,00 /m2				
	zand	F 20,00 /m3				
	ankers	F 2.500,00 /stuk				
totaal			F -	F -	F -	F -
Damwand AZ 36	kopen	F 1,45 /kg				F 8.893.946,49
	heien vanaf kade	F 22,50 /m2				F 711.389,25
totaal						F 9.605.335,74
Combiwand	damwand	F 1,45 /kg				
	heien vanaf kade	F 22,50 /m2				
	buispalen + slot	F 1,65 /kg				
	heien vanaf kade	F 35,00 /m1				
totaal						
Diepwand	wand	F 600,00 /m3				
	ankers	F 2.500,00 /stuk				
	damwand AZ36	F 1,45 /kg				
	heien vanaf kade	F 22,50 /m2				
totaal						
Zand	nat	F 12,00 /m3	F 3.463.200,00	F 3.463.200,00	F 4.155.840,00	F 4.086.576,00
	droog	F 20,00 /m3	F -	F 120.528,00	F 120.528,00	F 142.496,00
Baggeren	schoon	F 25,00 /m3	F -	F -	F -	F -
Totaal Bouwkuip			F 16.601.310,00	F 16.721.838,00	F 4.320.768,00	F 13.834.407,74
TOTAAL DIRECTE KOSTEN			F 44.069.589,68	F 46.423.650,56	F 34.022.580,56	F 40.772.903,10
Totaal per m3			F 199,05	F 213,82	F 156,70	F 187,79
Totaal per pallet			F 1.611,50	F 1.755,21	F 1.286,35	F 1.520,36
INDIRECTE KOSTEN		20,00 %	F 8.813.917,94	F 9.284.730,11	F 6.804.516,11	F 8.154.580,62
TOTAAL direct + indirect			F 52.883.507,61	F 55.708.380,67	F 40.827.096,67	F 48.927.483,72
algemeen		6,50 %	F 3.437.427,99	F 3.621.044,74	F 2.653.761,28	F 3.180.286,44
winst/risico		3,50 %	F 1.850.922,77	F 1.949.793,32	F 1.428.948,38	F 1.712.461,93
ontwerpkosten		10,00 %	F 5.288.350,76	F 5.570.838,07	F 4.082.709,67	F 4.892.748,37
onvoorzien		13 %	F 6.874.855,99	F 7.242.089,49	F 5.307.522,57	F 6.360.572,88
TOTAAL			F 70.335.065,12	F 74.092.146,30	F 54.300.038,58	F 65.073.553,35
Totaal per m3			F 317,68	F 341,25	F 250,09	F 299,71
Totaal per pallet			F 2.571,95	F 2.801,32	F 2.053,01	F 2.426,49

5	6	7	8	9	10	11	12
F 5.960.080,00	F 6.079.360,00	F 5.960.080,00	F 6.079.360,00	F 5.960.080,00	F 6.079.360,00	F 5.960.080,00	F 5.960.080,00
F 5.185.269,60	F 5.289.043,20	F 5.185.269,60	F 5.289.043,20	F 5.185.269,60	F 5.289.043,20	F 5.185.269,60	F 5.185.269,60
F 11.145.349,60	F 11.368.403,20	F 11.145.349,60	F 11.368.403,20	F 11.145.349,60	F 11.368.403,20	F 11.145.349,60	F 11.145.349,60
F 8.629.459,46	F 8.802.162,16	F 8.629.459,46	F 8.802.162,16	F 8.629.459,46	F 8.802.162,16	F 8.629.459,46	F 8.629.459,46
F 1.863.963,24	F 1.901.267,03	F 1.863.963,24	F 1.901.267,03	F 1.863.963,24	F 1.901.267,03	F 1.863.963,24	F 1.863.963,24
F 2.446.451,76	F 2.495.412,97	F 2.446.451,76	F 2.495.412,97	F 2.446.451,76	F 2.495.412,97	F 2.446.451,76	F 2.446.451,76
F 12.939.874,46	F 13.198.842,16	F 12.939.874,46	F 13.198.842,16	F 12.939.874,46	F 13.198.842,16	F 12.939.874,46	F 12.939.874,46
F 2.324.000,00	F 2.371.250,00	F 2.324.000,00	F 2.371.250,00	F 2.324.000,00	F 2.371.250,00	F 2.324.000,00	F 2.324.000,00
F 760.725,00	-	F 760.725,00	-	F 760.725,00	-	F 760.725,00	F 760.725,00
F 490.245,00	-	F 490.245,00	-	F 490.245,00	-	F 490.245,00	F 490.245,00
F 1.275.000,00	-	F 1.275.000,00	-	F 1.275.000,00	-	F 1.275.000,00	F 1.275.000,00
F 2.525.970,00	-	F 2.525.970,00	-	F 2.525.970,00	-	F 2.525.970,00	F 2.525.970,00
F 28.935.194,06	F 26.938.495,36	F 28.935.194,06	F 26.938.495,36	F 28.935.194,06	F 26.938.495,36	F 28.935.194,06	F 28.935.194,06
	F 11.351.600,00	F 11.351.600,00					
	F 654.900,00	F 654.900,00					
	F 261.960,00	F 261.960,00					
	F 1.448,00	F 1.448,00					
	F 12.269.908,00	F 12.269.908,00					
			F 31.248.000,00	F 31.248.000,00			
					F 17.464.000,00	F 17.856.000,00	
							F 43.660,00
	F 660.250,00	F 660.250,00					
F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F 8.893.946,49	F 4.827.108,00	F 4.827.108,00	F 4.827.108,00	F 4.827.108,00	F 4.827.108,00	F 4.827.108,00	F 6.154.562,70
F 711.389,25	F 386.100,00	F 386.100,00	F 386.100,00	F 386.100,00	F 386.100,00	F 386.100,00	F 492.277,50
F 9.605.335,74	F 5.213.208,00	F 5.213.208,00	F 5.213.208,00	F 5.213.208,00	F 5.213.208,00	F 5.213.208,00	F 6.646.840,20
F 4.086.576,00	F 3.405.480,00	F 3.405.480,00	F 4.086.576,00	F 4.086.576,00	F 4.086.576,00	F 4.086.576,00	F 4.086.576,00
F 262.280,00	F 142.496,00	F 262.280,00	F 142.496,00	F 262.280,00	F 142.496,00	F 262.280,00	F 262.280,00
F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F 13.954.191,74	F 21.691.342,00	F 21.811.126,00	F 40.690.280,00	F 40.810.064,00	F 26.906.280,00	F 27.418.064,00	F 11.039.356,20
F 42.889.385,80	F 48.629.837,36	F 50.746.320,06	F 67.628.775,36	F 69.745.258,06	F 53.844.775,36	F 56.353.258,06	F 39.974.550,26
F 201,49	F 223,98	F 238,40	F 311,48	F 327,66	F 248,00	F 264,74	F 187,80
F 1.654,36	F 1.813,33	F 1.957,43	F 2.521,77	F 2.690,27	F 2.007,78	F 2.173,70	F 1.541,93
F 8.577.877,16	F 9.725.967,47	F 10.149.264,01	F 13.525.755,07	F 13.949.051,61	F 10.768.955,07	F 11.270.651,61	F 7.994.910,05
F 51.467.262,96	F 58.355.804,83	F 60.895.584,07	F 81.154.530,43	F 83.694.309,67	F 64.613.730,43	F 67.623.909,67	F 47.969.460,31
F 3.345.372,09	F 3.793.127,31	F 3.958.212,96	F 5.275.044,48	F 5.440.130,13	F 4.199.892,48	F 4.395.554,13	F 3.118.014,92
F 1.801.354,20	F 2.042.453,17	F 2.131.345,44	F 2.840.408,57	F 2.929.300,84	F 2.261.480,57	F 2.366.836,84	F 1.678.931,11
F 5.146.726,30	F 5.835.580,48	F 6.089.558,41	F 8.115.453,04	F 8.369.430,97	F 6.461.373,04	F 6.762.390,97	F 4.796.946,03
F 6.690.744,18	F 7.586.254,63	F 7.916.425,93	F 10.550.088,96	F 10.880.260,26	F 8.399.784,96	F 8.791.108,26	F 6.236.029,84
F 68.451.459,74	F 77.613.220,43	F 80.991.126,81	F 107.935.525,48	F 111.313.431,86	F 85.936.261,48	F 89.939.799,86	F 63.799.382,21
F 321,58	F 357,47	F 380,49	F 497,12	F 522,94	F 395,80	F 422,53	F 299,73
F 2.640,36	F 2.894,07	F 3.124,06	F 4.024,74	F 4.293,67	F 3.204,42	F 3.469,23	F 2.460,92

13	14	15	16	17	18
F 5.960.080,00	F 5.960.080,00	F 5.960.080,00	F 5.960.080,00	F 5.857.320,00	F 5.544.000,00
F 5.185.269,60	F 5.185.269,60	F 5.185.269,60	F 5.185.269,60	F 5.095.868,40	F 4.823.280,00
F 11.145.349,60	F 11.145.349,60	F 11.145.349,60	F 11.145.349,60	F 10.953.188,40	F 10.367.280,00
F 8.629.459,46	F 8.629.459,46	F 8.629.459,46	F 8.629.459,46	F 8.480.675,68	F 8.027.027,03
F 1.863.963,24	F 1.863.963,24	F 1.863.963,24	F 1.863.963,24	F 1.831.825,95	F 1.733.837,84
F 2.446.451,76	F 2.446.451,76	F 2.446.451,76	F 2.446.451,76	F 2.404.271,55	F 2.275.662,16
F 12.939.874,46	F 12.939.874,46	F 12.939.874,46	F 12.939.874,46	F 12.716.773,18	F 12.036.527,03
F 2.324.000,00	F 2.324.000,00	F 2.324.000,00	F 2.324.000,00	F 2.283.750,00	F 2.161.250,00
-	-	-	-	F 757.575,00	F 740.250,00
-	-	-	-	F 488.215,00	F 477.050,00
-	-	-	-	F 1.272.000,00	F 1.410.000,00
-	-	-	-	F 2.517.790,00	F 2.627.300,00
F 26.409.224,06	F 26.409.224,06	F 26.409.224,06	F 26.409.224,06	F 28.471.501,58	F 27.192.357,03
	F 11.159.200,00				
	F 643.800,00				
	F 257.520,00				
	F 12.060.520,00				
		F 30.044.000,00			
			F 17.168.000,00		
				F 42.920,00	
					F 17.945.064,00
					F 903.117,60
					F 4.398.300,00
					F 5.000.000,00
					F 7.000.000,00
					F 7.000.000,00
					F 5.438.400,00
					F 7.700.000,00
					F 1.584.000,00
					F 51.667.464,00
F -	F -	F -	F -	F -	F -
F 19.304.683,20	F 13.096.800,00	F 13.096.800,00	F 13.096.800,00	F 18.335.520,00	
F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	
F 24.824,00	F 24.824,00	F 24.824,00	F 24.824,00	F 24.824,00	
F 19.304.683,20	F 17.937.480,00	F 17.937.480,00	F 17.937.480,00	F 23.176.200,00	F -
F 4.017.312,00	F 3.347.760,00	F 4.017.312,00	F 4.017.312,00	F 4.017.312,00	F 3.708.288,00
F 283.824,00	F 283.824,00	F 283.824,00	F 283.824,00	F 403.112,00	F -
F 271.188,00	F 328.050,00	F 271.188,00	F 271.188,00	F 271.188,00	F -
F 23.877.007,20	F 33.957.634,00	F 52.553.804,00	F 39.677.804,00	F 27.910.732,00	F 55.375.752,00
F 50.286.231,26	F 60.366.858,06	F 78.963.028,06	F 66.087.028,06	F 56.382.233,58	F 82.568.109,03
F 236,24	F 283,60	F 370,96	F 310,47	F 269,53	F 417,01
F 1.912,61	F 2.296,02	F 3.003,31	F 2.513,58	F 2.213,50	F 3.426,49
F 10.057.246,25	F 12.073.371,61	F 15.792.605,61	F 13.217.405,61	F 11.276.446,72	F 16.513.621,81
F 60.343.477,51	F 72.440.229,67	F 94.755.633,67	F 79.304.433,67	F 67.658.680,29	F 99.081.730,83
F 3.922.326,04	F 4.708.614,93	F 6.159.116,19	F 5.154.788,19	F 4.397.814,22	F 6.440.312,50
F 2.112.021,71	F 2.535.408,04	F 3.316.447,18	F 2.775.655,18	F 2.368.053,81	F 3.467.860,58
F 6.034.347,75	F 7.244.022,97	F 9.475.563,37	F 7.930.443,37	F 6.765.868,03	F 9.908.173,08
F 7.844.652,08	F 9.417.229,86	F 12.318.232,38	F 10.309.576,38	F 8.795.628,44	F 12.880.625,01
F 80.256.825,09	F 96.345.505,46	F 126.024.992,78	F 105.474.896,78	F 89.986.044,79	F 131.778.702,01
F 377,04	F 452,62	F 592,06	F 495,51	F 430,17	F 665,55
F 3.052,52	F 3.664,44	F 4.793,28	F 4.011,67	F 3.532,74	F 5.468,68

Overzicht hoeveelheden

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Afmetingen	L gem	369	368	368	368	367	368	367	368	367	368	367	367	367,00	367,00	367,00	367,00	367,00	360,00 m1
	B	120	118	118	118	116	118	116	118	116	118	116	116	116	116	116	116	114	110 m1
	d ballast	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,91 m1
	l gem	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370 m1
	b	120	120	120	118	118	118	118	118	118	118	118	118	116	116	116	116	116	120 m1
Grond	ontgraven	0,00	0,00	11,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11,50	0,00	0,00	0,00	0,00	11,50	4,11 m1
	aanvullen	1,50	1,50	14,30	2,80	2,80	1,50	1,50	2,80	2,80	2,80	2,80	14,30	2,80	1,50	2,80	2,80	2,80	0,00 m1
	rand inw	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	5,00 m1
	rand uitw	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,00 m1
Vert. grens	d owbeton	1,30	1,30	-	-	-	1,30	1,30	-	-	-	-	-	-	1,30	-	-	-	m1
	chem inj.	-	-	-	-	-	-	-	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	m1
	jetgrout	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	1,00	-	-	-	1,00	-	-	m1
	waterstandsverlaging	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	m1
waterstandsniveau tov NAP		-	-	1,50	1,50	1,50	-	-	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	-	1,50	1,50	1,50	m1
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m1
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m1
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m1
kelder	opp	44280	43424	43424	43424	42572	43424	42572	43424	42572	43424	42572	42572	42572	42572	42572	42572	41838	39600 m2.
	omtrek (excl kopwand)	858	854	854	854	850	854	850	854	850	854	850	850	850	850	850	850	848	940 m1.
	bouwput opp	44400	44400	44400	43660	43660	43660	43660	43660	43660	43660	43660	43660	42920	42920	42920	42920	42920	44400 m2.
	omtrek (excl. kistdam)	860	860	860	858	858	858	858	858	858	858	858	858	856	856	856	856	856	860 m1.
Hoeveelheden																			
Kelder	vloer	30996	30994,6	30994,6	30396,8	29800,4	30396,8	29800,4	30396,8	29800,4	30396,8	29800,4	29800,4	29800,4	29800,4	29800,4	29800,4	29286,6	27720 m3
	dak	18154,8	17803,84	17803,84	17803,84	17454,52	17803,84	17454,52	17803,84	17454,52	17803,84	17454,52	17454,52	17454,52	17454,52	17454,52	17454,52	17153,58	16236 m3
	wanden	840	6804	6804	826	6762	826	6762	826	6762	826	6762	6762	812	812	812	812	6734	6580 m3
	kolommen	4088	4009	4009	4009	3930	4009	3930	4009	3930	4009	3930	3930	3930	3930	3930	3930	3862	3656 m3
	afwerking	8580	0,00	0,00	8540	0,00	8540	0,00	8540	0,00	8540	0,00	0,00	8500	8500	8500	8500	0,00	0,00 m2
Bouwput	ow beton	57720	57720	-	-	-	56758	56758	-	-	-	-	-	-	55796	-	-	-	m3
	chem inj	-	-	-	-	-	-	-	44640	44640	-	-	-	-	-	42920	-	-	m3
	jetgrout	-	-	-	-	-	-	-	-	-	43660	44640	-	-	-	-	42920	-	m3
	vlies	-	-	69387,2	-	-	-	-	-	-	-	-	68545,21	-	-	-	-	67703,22	m2
	ballastbeton	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	270153,4	m3
lengte kistdam		120	120	120	118	118	118	118	118	118	118	118	118	116	116	116	116	116	m1
lengte kopwand		120	118	118	118	116	118	116	118	118	118	116	116	116	116	116	116	114	m1
Palen	aantal x	44	44	-	-	-	43	43	-	-	-	-	-	-	42	-	-	-	stuks
	aantal y	136	136	-	-	-	137	137	-	-	-	-	-	-	136	-	-	-	stuks
	totaal	180	180	-	-	-	180	180	-	-	-	-	-	-	178	-	-	-	stuks
	lengte	19,00	19,00	-	-	-	19,00	19,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m.
Hor. grens	damwand strek.m.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
	excl kistdam lengte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
	combiwand strek meter	-	-	-	858,00	858,00	858,00	858,00	858,00	858,00	858,00	858,00	858,00	-	-	-	-	-	m
	lengte	-	-	-	36,85	36,85	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	25,50	-	-	-	-	-	m
diep wand	excl. kistdam lengte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	47946,27	30559,20	45539,20	45539,20	26193,60	m3
	schroefpaalwand	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	36,85	35,00	35,00	35,00	30,00	m
	excl. kistdam lengte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m3
	excl. kistdam lengte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
grondaanvulli	nat	66600	66600	634793,1	122248	122248	65490	65490	122248	122248	122248	122248	624213,3	120176	64380	120176	120176	120176	0 m3
	droog	0	10886,4	10886,4	7124,8	17944	7124,8	17944	7124,8	17944	7124,8	17944	17944	14191,2	14191,2	14191,2	14191,2	24965,6	0 m3
	baggeren	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	19595,52	21870	19595,52	19595,52	513052,9	182484,00 m3
	slopen caissons	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	856	856	856	856	856	0,00 m1
capaciteit	per m2	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03 pallet/m2
	totaal	40473	39145	39145	39690	38368	39690	38368	39690	38368	39690	38368	38368	38911	38911	38911	38911	37699	35663 pallets
	procent	66,35	64,17	64,17	65,07	62,90	65,07	62,90	65,07	62,90	65,07	62,90	62,90	63,79	63,79	63,79	63,79	61,80	58,46 %

Kosten			1	2	3	4
DIRECTE KOSTEN						
Kelder		Eenheidsprijs				
vloer	beton	F 200,00 /m3	F 6.199.200,00	F 6.198.920,00	F 6.198.920,00	F 6.079.380,00
	wapening (120kg/m3)	F 1,45 /kg	F 5.393.304,00	F 5.393.060,40	F 5.393.060,40	F 5.289.043,20
totaal			F 11.592.504,00	F 11.591.980,40	F 11.591.980,40	F 11.368.403,20
dak	prefab balk	F 1.500,00 /m3	F 13.284.000,00	F 13.027.200,00	F 13.027.200,00	F 13.027.200,00
	breedplaatvloer	F 60,00 /m2	F 1.594.080,00	F 1.563.264,00	F 1.563.264,00	F 1.563.264,00
	beton	F 225,00 /m3	F 2.092.230,00	F 2.051.784,00	F 2.051.784,00	F 2.051.784,00
totaal			F 16.970.310,00	F 16.642.248,00	F 16.642.248,00	F 16.642.248,00
kolommen	prefab	F 1.750,00 /m3	F 7.154.000,00	F 7.015.750,00	F 7.015.750,00	F 7.015.750,00
wanden	beton	F 225,00 /m3	-	F 1.530.900,00	F 1.530.900,00	-
	wapening (100kg/m3)	F 1,45 /kg	-	F 986.580,00	F 986.580,00	-
	bekisting	F 150,00 /m2	-	F 2.562.000,00	F 2.562.000,00	-
totaal			-	F 5.079.480,00	F 5.079.480,00	-
afwerking						
Totaal Kelder			F 35.716.814,00	F 40.329.458,40	F 40.329.458,40	F 35.028.401,20
Bouwput						
o.w. beton	beton	F 200,00 /m3	F 11.544.000,00	F 11.544.000,00		
	afwerking	F 15,00 /m2	F 666.000,00	F 666.000,00		
	duiken	F 6,00 /m2	F 266.400,00	F 266.400,00		
	damw. kassen	F 10,00 /m2	F 1.460,00	F 1.460,00		
totaal			F 12.477.860,00	F 12.477.860,00		
Chem. inj.		F 700,00 /m3				
Jetgrout		F 400,00 /m3				
Vlies		F 200,00 /m2			F 44.400,00	
Afzinkelementen						
Ballastbeton	beton	F 225,00 /m3				
of:	zand	F 15,00 /m3				
	beton	F 225,00 /m3				
bouwdok		F 5.000.000,00				
transport		F 1.000.000,00 /stuk				
voorzieningen afzinken		F 1.000.000,00 /stuk				
kopschotten		F 1.500,00 /m2				
voorzieningen voegen		F 10.000,00 /m1				
onderstromen		F 40,00 /m2				
totaal						
vibrocombinatie-palen		F 250,00 /m1	F 855.000,00	F 855.000,00		
Kistdam	damwand	F 1,45 /kg				
	drijvend heien	F 35,00 /m2				
	zand	F 20,00 /m3				
	ankers	F 2.500,00 /stuk				
totaal			F -	F -	F -	F -
Damwand AZ 36	kopen	F 1,45 /kg				
	heien vanaf kade	F 22,50 /m2				
totaal						
Combiwand	damwand	F 1,45 /kg				
	heien vanaf kade	F 22,50 /m2				
	buispalen + slot	F 1,65 /kg				
	heien vanaf kade	F 35,00 /m1				
totaal						
Diepwand	wand	F 600,00 /m3				
	ankers	F 2.500,00 /stuk				
	damwand AZ36	F 1,45 /kg				
	heien vanaf kade	F 22,50 /m2				
totaal						
Zand	nat	F 12,00 /m3	F 799.200,00	F 799.200,00	F 7.617.517,71	F 1.466.976,00
	droog	F 20,00 /m3	F -	F 217.728,00	F 217.728,00	F 142.496,00
Baggeren	schoon	F 25,00 /m3	F -	F -	F -	F -
Totaal Bouwkuip			F 14.132.060,00	F 14.349.788,00	F 7.879.645,71	F 22.476.942,41
TOTAAL DIRECTE KOSTEN			F 49.848.874,00	F 54.679.246,40	F 48.209.104,11	F 67.502.343,61
Totaal per m3			F 112,58	F 125,92	F 111,02	F 132,42
Totaal per pallet			F 1.231,66	F 1.396,84	F 1.231,55	F 1.448,79
INDIRECTE KOSTEN		20,00 %	F 9.969.774,80	F 10.935.849,28	F 9.641.820,82	F 11.500.488,72
TOTAAL direct + indirect			F 59.818.648,80	F 65.615.095,68	F 57.850.924,94	F 69.002.832,33
algemeen		6,50 %	F 3.888.212,17	F 4.264.981,22	F 3.760.310,12	F 4.485.182,80
winst/risico		3,50 %	F 2.093.652,71	F 2.296.528,35	F 2.024.782,37	F 2.415.098,43
ontwerpkosten		10,00 %	F 5.981.864,88	F 6.561.509,57	F 5.785.092,49	F 6.900.281,23
onvoorzien		13 %	F 7.776.424,34	F 8.529.962,44	F 7.520.620,24	F 8.970.365,60
TOTAAL			F 79.558.802,90	F 87.268.077,25	F 76.941.730,17	F 91.773.740,40
Totaal per m3			F 179,67	F 200,97	F 177,19	F 211,34
Totaal per pallet			F 1.965,73	F 2.229,35	F 1.965,56	F 2.312,26

	5	6	7	8	9	10	11	12
F	5.960.080,00	F 6.079.360,00	F 5.960.080,00	F 6.079.360,00	F 5.960.080,00	F 6.079.360,00	F 5.960.080,00	F 5.960.080,00
F	5.185.269,60	F 5.289.043,20	F 5.185.269,60	F 5.289.043,20	F 5.185.269,60	F 5.289.043,20	F 5.185.269,60	F 5.185.269,60
F	11.145.349,60	F 11.368.403,20	F 11.145.349,60	F 11.368.403,20	F 11.145.349,60	F 11.368.403,20	F 11.145.349,60	F 11.145.349,60
F	12.771.600,00	F 13.027.200,00	F 12.771.600,00	F 13.027.200,00	F 12.771.600,00	F 13.027.200,00	F 12.771.600,00	F 12.771.600,00
F	1.532.592,00	F 1.563.264,00	F 1.532.592,00	F 1.563.264,00	F 1.532.592,00	F 1.563.264,00	F 1.532.592,00	F 1.532.592,00
F	2.011.527,00	F 2.051.784,00	F 2.011.527,00	F 2.051.784,00	F 2.011.527,00	F 2.051.784,00	F 2.011.527,00	F 2.011.527,00
F	16.315.719,00	F 16.642.248,00	F 16.315.719,00	F 16.642.248,00	F 16.315.719,00	F 16.642.248,00	F 16.315.719,00	F 16.315.719,00
F	6.877.500,00	F 7.015.750,00	F 6.877.500,00	F 7.015.750,00	F 6.877.500,00	F 7.015.750,00	F 6.877.500,00	F 6.877.500,00
F	1.521.450,00	-	F 1.521.450,00	-	F 1.521.450,00	-	F 1.521.450,00	F 1.521.450,00
F	980.490,00	-	F 980.490,00	-	F 980.490,00	-	F 980.490,00	F 980.490,00
F	2.550.000,00	-	F 2.550.000,00	-	F 2.550.000,00	-	F 2.550.000,00	F 2.550.000,00
F	5.051.940,00	-	F 5.051.940,00	-	F 5.051.940,00	-	F 5.051.940,00	F 5.051.940,00
F	39.390.508,60	F 35.026.401,20	F 39.390.508,60	F 35.026.401,20	F 39.390.508,60	F 35.026.401,20	F 39.390.508,60	F 39.390.508,60
		F 11.351.600,00	F 11.351.600,00					
		F 654.900,00	F 654.900,00					
		F 261.960,00	F 261.960,00					
		F 1.448,00	F 1.448,00					
		F 12.269.908,00	F 12.269.908,00					
				F 31.248.000,00	F 31.248.000,00			
						F 17.464.000,00	F 17.856.000,00	
								F 43.680,00
		F 855.000,00	F 855.000,00					
F	-	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F	-	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F	-	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F	-	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F	3.147.203,13	F 2.562.173,51	F 2.562.173,51	F 2.562.173,51	F 2.562.173,51	F 2.562.173,51	F 2.562.173,51	F 2.177.847,49
F	384.534,73	F 313.054,05	F 313.054,05	F 313.054,05	F 313.054,05	F 313.054,05	F 313.054,05	F 266.095,95
F	16.786.908,04	F 13.666.410,89	F 13.666.410,89	F 13.666.410,89	F 13.666.410,89	F 13.666.410,89	F 13.666.410,89	F 11.616.449,26
F	547.824,50	F 445.990,10	F 445.990,10	F 445.990,10	F 445.990,10	F 445.990,10	F 445.990,10	F 379.091,58
F	20.866.470,41	F 16.987.628,56	F 16.987.628,56	F 16.987.628,56	F 16.987.628,56	F 16.987.628,56	F 16.987.628,56	F 14.439.484,27
F	1.466.976,00	F 785.880,00	F 785.880,00	F 1.466.976,00	F 1.466.976,00	F 1.466.976,00	F 1.466.976,00	F 7.490.558,09
F	358.880,00	F 142.496,00	F 358.880,00	F 142.496,00	F 358.880,00	F 142.496,00	F 358.880,00	F 358.880,00
F	-	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F	22.692.328,41	F 31.040.912,56	F 31.257.296,56	F 49.845.100,56	F 60.061.484,56	F 36.061.100,56	F 36.669.484,56	F 22.332.683,36
F	62.082.835,01	F 66.067.313,76	F 70.647.805,16	F 84.871.501,76	F 89.451.993,16	F 71.087.501,76	F 76.089.993,16	F 61.723.091,96
F	146,83	F 152,14	F 165,95	F 195,45	F 210,12	F 163,71	F 178,66	F 144,99
F	1.618,09	F 1.664,58	F 1.841,32	F 2.138,38	F 2.331,42	F 1.791,07	F 1.982,38	F 1.608,71
F	12.416.567,00	F 13.213.462,75	F 14.129.561,03	F 16.974.300,35	F 17.890.396,63	F 14.217.500,35	F 15.211.988,63	F 12.344.618,39
F	74.499.402,01	F 79.280.776,51	F 84.777.366,19	F 101.845.802,11	F 107.342.391,79	F 85.305.002,11	F 91.271.991,79	F 74.067.710,35
F	4.842.461,13	F 5.153.250,47	F 5.510.528,80	F 6.619.977,14	F 6.977.255,47	F 5.544.825,14	F 5.932.679,47	F 4.814.401,17
F	2.607.479,07	F 2.774.827,18	F 2.967.207,82	F 3.564.603,07	F 3.756.983,71	F 2.985.675,07	F 3.194.519,71	F 2.592.368,86
F	7.449.940,20	F 7.928.077,65	F 8.477.736,62	F 10.184.580,21	F 10.734.239,18	F 8.530.500,21	F 9.127.189,18	F 7.406.771,04
F	9.684.922,26	F 10.306.500,95	F 11.021.057,60	F 13.239.954,27	F 13.954.510,93	F 11.089.650,27	F 11.865.358,93	F 9.628.802,35
F	99.084.204,68	F 105.443.432,76	F 112.753.897,03	F 135.454.916,81	F 142.766.381,08	F 113.465.852,81	F 121.391.749,08	F 98.510.054,77
F	232,75	F 242,82	F 264,85	F 311,94	F 335,36	F 281,27	F 285,14	F 231,40
F	2.582,47	F 2.656,68	F 2.938,75	F 3.412,82	F 3.720,95	F 2.858,55	F 3.163,88	F 2.567,51

13	14	15	16	17	18
F 5.960.080,00	F 5.960.080,00	F 5.960.080,00	F 5.960.080,00	F 5.857.320,00	F 5.544.000,00
F 5.185.269,60	F 5.185.269,60	F 5.185.269,60	F 5.185.269,60	F 5.095.868,40	F 4.823.280,00
F 11.145.349,60	F 11.145.349,60	F 11.145.349,60	F 11.145.349,60	F 10.953.188,40	F 10.367.280,00
F 12.771.600,00	F 12.771.600,00	F 12.771.600,00	F 12.771.600,00	F 12.551.400,00	F 11.880.000,00
F 1.532.592,00	F 1.532.592,00	F 1.532.592,00	F 1.532.592,00	F 1.506.168,00	F 1.425.600,00
F 2.011.527,00	F 2.011.527,00	F 2.011.527,00	F 2.011.527,00	F 1.976.845,50	F 1.871.100,00
F 16.315.719,00	F 16.315.719,00	F 16.315.719,00	F 16.315.719,00	F 16.034.413,50	F 15.176.700,00
F 6.877.500,00	F 6.877.500,00	F 6.877.500,00	F 6.877.500,00	F 6.758.500,00	F 6.398.000,00
-	-	-	-	F 1.515.150,00	F 1.480.500,00
-	-	-	-	F 978.430,00	F 954.100,00
-	-	-	-	F 2.544.000,00	F 2.820.000,00
-	-	-	-	F 5.035.580,00	F 5.254.600,00
F 34.338.568,60	F 34.338.568,60	F 34.338.568,60	F 34.338.568,60	F 38.781.681,90	F 37.196.580,00
	F 11.159.200,00				
	F 643.800,00				
	F 257.520,00				
	F 12.060.520,00				
		F 30.044.000,00			
			F 17.168.000,00		
				F 42.920,00	
					F 60.784.506,00
					F 3.759.080,40
					F 4.398.300,00
					F 5.000.000,00
					F 7.000.000,00
					F 7.000.000,00
					F 11.952.600,00
					F 7.700.000,00
					F 1.584.000,00
					F 101.021.106,00
F -	F -	F -	F -	F -	F -
F 19.304.683,20	F 13.096.800,00	F 13.096.800,00	F 13.096.800,00	F 18.335.520,00	
F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	
F 24.824,00	F 24.824,00	F 24.824,00	F 24.824,00	F 24.824,00	
F 19.304.683,20	F 17.937.480,00	F 17.937.480,00	F 17.937.480,00	F 23.176.200,00	F -
F 1.442.112,00	F 772.560,00	F 1.442.112,00	F 1.442.112,00	F 1.442.112,00	F -
F 283.824,00	F 283.824,00	F 283.824,00	F 283.824,00	F 499.312,00	F -
F 489.888,00	F 546.750,00	F 489.888,00	F 489.888,00	F 12.826.322,29	F 4.662.100,00
F 21.520.507,20	F 31.601.134,00	F 50.197.304,00	F 37.321.304,00	F 37.986.866,29	F 105.583.206,00
F 55.859.075,80	F 65.939.702,60	F 84.535.872,60	F 71.659.872,60	F 76.768.548,19	F 142.779.786,00
F 131,21	F 154,89	F 198,57	F 168,33	F 183,49	F 360,56
F 1.435,56	F 1.694,63	F 2.172,54	F 1.841,64	F 2.036,36	F 4.003,58
F 11.171.815,16	F 13.187.940,52	F 16.907.174,52	F 14.331.974,52	F 15.353.709,64	F 28.555.957,20
F 67.030.890,96	F 79.127.643,12	F 101.443.047,12	F 85.991.847,12	F 92.122.257,82	F 171.335.743,20
F 4.357.007,91	F 5.143.296,80	F 6.593.798,06	F 5.589.470,06	F 5.987.946,76	F 11.136.823,31
F 2.346.081,18	F 2.769.467,51	F 3.550.506,65	F 3.009.714,65	F 3.224.279,02	F 5.996.751,01
F 6.703.089,10	F 7.912.764,31	F 10.144.304,71	F 8.599.184,71	F 9.212.225,78	F 17.133.574,32
F 8.714.015,82	F 10.286.593,61	F 13.187.596,13	F 11.178.940,13	F 11.975.893,52	F 22.273.646,62
F 89.151.084,98	F 105.239.765,35	F 134.919.252,67	F 114.369.156,67	F 122.522.602,90	F 227.876.538,46
F 209,41	F 247,20	F 316,92	F 268,65	F 292,85	F 575,45
F 2.291,15	F 2.704,63	F 3.467,38	F 2.939,25	F 3.250,02	F 6.389,72

Overzicht hoeveelheden

Afmetingen L gem	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
B	369	368	368	368	367	368	367	368	367	368	367	367	367,00	367,00	367,00	367,00	367,00	360,00 m1
d ballast	120	118	118	118	116	118	116	118	116	118	116	116	116	116	116	116	114	110 m1
l gem	-	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370	370 m1
b	120	120	120	118	118	118	118	118	118	118	118	118	116	116	116	116	116	120 m1
ontravnen	420	420	26,35	270	270	420	420	270	270	270	270	26,35	270	420	270	270	26,35	14,97 m1
aanvullen	0,00	0,00	23,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	23,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00 m1
rand inw	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00 m1
rand uitw	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,00 m1
Vert. gren	1,50	1,50	-	-	-	1,50	1,50	-	-	-	-	-	-	1,50	-	-	-	m1
d owbeton	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	-	-	m1
chem inj.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	-	m1
jelgrout	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m1
waterstandsverlaging	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	m1
terstandsniveau tov NAP	-	-	1,50	1,50	1,50	-	-	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	-	1,50	1,50	1,50	m1
keider opp	44280	43424	43424	43424	42572	43424	42572	43424	42572	43424	42572	42572	42572	42572	42572	42572	41838	39600 m2
omtrek (excl kopwand)	858	854	854	854	850	854	850	854	850	854	850	850	850	850	850	850	848	940 m1
bouwput opp	44400	44400	44400	43660	43660	43660	43660	43660	43660	43660	43660	43660	42920	42920	42920	42920	42920	44400 m2
omtrek (excl kistdam)	860	860	860	858	858	858	858	858	858	858	858	858	856	856	856	856	856	860 m1
Hoeveelheden																		
Kelder	30996	30994,6	30994,6	30396,8	29800,4	30396,8	29800,4	30396,8	29800,4	30396,8	29800,4	29800,4	29800,4	29800,4	29800,4	29800,4	28286,6	27720 m3
vloer	36309,6	35607,68	35607,68	35607,68	34909,04	35607,68	34909,04	35607,68	34909,04	35607,68	34909,04	34909,04	34909,04	34909,04	34909,04	34909,04	34307,16	32472 m3
dak	1302	10546,2	10546,2	1280,3	10481,1	1280,3	10481,1	1280,3	10481,1	1280,3	10481,1	10481,1	1258,6	1258,6	1258,6	1258,6	10437,7	10199 m3
wanden	6336	6213	6213	6213	6092	6213	6092	6213	6092	6213	6092	6092	6092	6092	6092	6092	5987	5666 m3
kolommen	13299	0,00	0,00	13237	0,00	13237	0,00	13237	0,00	13237	0,00	0,00	13175	13175	13175	13175	0,00	0,00 m2
afwerking																		
Bouwput	66600	66600	-	-	-	65490	65490	44640	44640	-	-	-	-	64380	-	-	-	m3
ow beton	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	42920	-	-	m3
chem inj	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m3
jelgrout	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m3
vlies	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m2
ballastbeton	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m2
lengte kistdam	120	120	120	118	118	118	118	118	118	118	118	118	116	116	116	116	116	m1
lengte kopwand	120	118	118	118	116	118	116	118	116	118	116	116	116	116	116	116	114	m1
Palen																		
aantal x	51	51	-	-	-	50	50	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	stuks
aantal y	160	160	-	-	-	160	160	-	-	-	-	-	-	160	-	-	-	stuks
lengte	211	211	-	-	-	210	210	-	-	-	-	-	-	210	-	-	-	stuks
lengte	26,00	26,00	-	-	-	26,00	26,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m.
Hor. grens	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
damwand strek m.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
excl kist lengte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
combiwand strek meter	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
lengte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
diepwand	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
excl kist lengte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
schroefpaalwand	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
excl kist lengte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	m
grondaanv	0	0	1049933	0	0	0	0	0	0	0	0	1032434	0	0	0	0	0	0 m3
nat droog	0	16232,4	16232,4	7124,8	23257	7124,8	23257	7124,8	23257	7124,8	23257	23257	14191,2	14191,2	14191,2	14191,2	30256,6	0 m3
baggeren	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	212106,7	145102,3	145102,3	1160038	664668,00 m3
slopen caissons	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	856	856	856	856	0,00 m1
capaciteit	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54 pallet/m2
per m2	60709	58717	58717	59535	57552	59535	57552	59535	57552	59535	57552	57552	58367	58367	58367	58367	58367	53495 pallets
procent	99,52	96,26	96,26	97,60	94,35	97,60	94,35	97,60	94,35	97,60	94,35	94,35	95,68	95,68	95,68	95,68	92,70	87,70 %

Kosten			1	2	3	4
DIRECTE KOSTEN						
Kelder		Eenheidsprijs				
vloer	beton	F 200,00 /m3	F 6.199.200,00	F 6.198.920,00	F 6.198.920,00	F 6.079.360,00
	wapening (120kg/m3)	F 1,45 /kg	F 5.393.304,00	F 5.393.060,40	F 5.393.060,40	F 5.289.043,20
totaal			F 11.592.504,00	F 11.591.980,40	F 11.591.980,40	F 11.368.403,20
dak	prefab balk	F 1.500,00 /m3	F 26.568.000,00	F 26.054.400,00	F 26.054.400,00	F 26.054.400,00
	breedplaatvloer	F 60,00 /m2	F 3.188.160,00	F 3.126.528,00	F 3.126.528,00	F 3.126.528,00
	beton	F 225,00 /m3	F 4.184.460,00	F 4.103.568,00	F 4.103.568,00	F 4.103.568,00
totaal			F 33.940.620,00	F 33.284.496,00	F 33.284.496,00	F 33.284.496,00
kolommen	prefab	F 1.750,00 /m3	F 11.088.000,00	F 10.872.750,00	F 10.872.750,00	F 10.872.750,00
wanden	beton	F 225,00 /m3	-	F 2.372.895,00	F 2.372.895,00	-
	wapening (100kg/m3)	F 1,45 /kg	-	F 1.529.199,00	F 1.529.199,00	-
	bekisting	F 150,00 /m2	-	F 3.971.100,00	F 3.971.100,00	-
totaal			-	F 7.873.194,00	F 7.873.194,00	-
afwerking						
Totaal Kelder			F 56.621.124,00	F 63.622.420,40	F 63.622.420,40	F 65.525.649,20
Bouwput						
o.w.beton	beton	F 200,00 /m3	F 13.320.000,00	F 13.320.000,00		
	afwerking	F 15,00 /m2	F 666.000,00	F 666.000,00		
	duiken	F 6,00 /m2	F 266.400,00	F 266.400,00		
	damw. kassen	F 10,00 /m2	F 1.460,00	F 1.460,00		
totaal			F 14.253.860,00	F 14.253.860,00		
Chem. inj.		F 700,00 /m3				
Jetgrout		F 400,00 /m3				
Vlies		F 200,00 /m2			F 44.400,00	
Afzinkelementen						
Ballastbeton	beton	F 225,00 /m3				
of:	zand	F 15,00 /m3				
	beton	F 225,00 /m3				
bouwdok		F 5.000.000,00				
transport		F 1.000.000,00 /stuk				
voorzieningen afzinken		F 1.000.000,00 /stuk				
kopschotten		F 1.500,00 /m2				
voorzieningen voegen		F 10.000,00 /m1				
onderstromen		F 40,00 /m2				
totaal						
vibrocombinatie-palen		F 250,00 /m1	F 1.371.500,00	F 1.371.500,00		
Kistdam	damwand	F 1,45 /kg				
	drijvend heien	F 35,00 /m2				
	zand	F 20,00 /m3				
	ankers	F 2.500,00 /stuk				
totaal						
Damwand AZ 36	kopen	F 1,45 /kg				
	heien vanaf kade	F 22,50 /m2				
totaal						
Combiwand	damwand	F 1,45 /kg				F 3.147.203,13
	heien vanaf kade	F 22,50 /m2				F 384.534,73
	buispalen + slot	F 1,65 /kg				F 16.786.908,04
	heien vanaf kade	F 35,00 /m1				F 547.824,50
totaal						F 20.866.470,41
Diepwand	wand	F 600,00 /m3				
	ankers	F 2.500,00 /stuk				
	damwand AZ36	F 1,45 /kg				
	heien vanaf kade	F 22,50 /m2				
totaal						
Zand	nat	F 12,00 /m3			F 12.599.197,71	
	droog	F 20,00 /m3		F 324.648,00	F 324.648,00	F 142.498,00
Baggeren	schoon	F 25,00 /m3				
Totaal Bouwkuip			F 15.625.360,00	F 15.950.008,00	F 12.968.245,71	F 21.009.986,41
TOTAAL DIRECTE KOSTEN			F 72.246.484,00	F 79.572.428,40	F 76.590.666,11	F 76.534.615,61
Totaal per m3			F 105,26	F 118,22	F 113,79	F 113,71
Totaal per pallet			F 1.190,05	F 1.355,19	F 1.304,40	F 1.285,54
INDIRECTE KOSTEN		20,00 %	F 14.449.296,80	F 15.914.485,68	F 15.318.133,22	F 15.306.923,12
TOTAAL direct + indirect			F 86.695.780,80	F 95.486.914,08	F 91.908.799,34	F 91.841.538,73
algemeen		6,50 %	F 5.635.225,75	F 6.206.649,42	F 5.974.071,96	F 5.869.700,02
winst/risico		3,50 %	F 3.034.352,33	F 3.342.041,99	F 3.216.807,98	F 3.214.453,86
ontwerpkosten		10,00 %	F 8.669.578,08	F 9.548.691,41	F 9.190.879,93	F 9.184.153,87
onvoorzien		13 %	F 11.270.451,50	F 12.413.298,83	F 11.948.143,91	F 11.839.400,04
TOTAAL			F 115.305.388,46	F 126.997.595,73	F 122.238.703,12	F 122.149.246,52
Totaal per m3			F 168,00	F 188,68	F 181,61	F 181,48
Totaal per pallet			F 1.899,31	F 2.162,88	F 2.081,83	F 2.051,72

5	6	7	8	9	10	11	12
F 5.960.080,00	F 6.079.360,00	F 5.960.080,00	F 6.079.360,00	F 5.960.080,00	F 6.079.360,00	F 5.960.080,00	F 5.960.080,00
F 5.185.269,60	F 5.289.043,20	F 5.185.269,60	F 5.289.043,20	F 5.185.269,60	F 5.289.043,20	F 5.185.269,60	F 5.185.269,60
F 11.145.349,60	F 11.368.403,20	F 11.145.349,60	F 11.368.403,20	F 11.145.349,60	F 11.368.403,20	F 11.145.349,60	F 11.145.349,60
F 26.543.200,00	F 26.054.400,00	F 25.543.200,00	F 26.054.400,00	F 25.543.200,00	F 26.054.400,00	F 25.543.200,00	F 25.543.200,00
F 3.065.184,00	F 3.126.528,00	F 3.065.184,00	F 3.126.528,00	F 3.065.184,00	F 3.126.528,00	F 3.065.184,00	F 3.065.184,00
F 4.023.054,00	F 4.103.568,00	F 4.023.054,00	F 4.103.568,00	F 4.023.054,00	F 4.103.568,00	F 4.023.054,00	F 4.023.054,00
F 32.631.438,00	F 33.284.496,00	F 32.631.438,00	F 33.284.496,00	F 32.631.438,00	F 33.284.496,00	F 32.631.438,00	F 32.631.438,00
F 10.661.000,00	F 10.872.750,00	F 10.661.000,00	F 10.872.750,00	F 10.661.000,00	F 10.872.750,00	F 10.661.000,00	F 10.661.000,00
F 2.358.247,50	-	F 2.358.247,50	-	F 2.358.247,50	-	F 2.358.247,50	F 2.358.247,50
F 1.519.759,50	-	F 1.519.759,50	-	F 1.519.759,50	-	F 1.519.759,50	F 1.519.759,50
F 3.952.500,00	-	F 3.952.500,00	-	F 3.952.500,00	-	F 3.952.500,00	F 3.952.500,00
F 7.830.507,00	-	F 7.830.507,00	-	F 7.830.507,00	-	F 7.830.507,00	F 7.830.507,00
F 62.268.294,60	F 55.525.649,20	F 62.268.294,60	F 55.525.649,20	F 62.268.294,60	F 55.525.649,20	F 62.268.294,60	F 62.268.294,60
	F 13.098.000,00	F 13.098.000,00					
	F 654.900,00	F 654.900,00					
	F 261.960,00	F 261.960,00					
	F 1.448,00	F 1.448,00					
	F 14.016.308,00	F 14.016.308,00					
			F 31.248.000,00	F 31.248.000,00			
					F 17.464.000,00	F 17.856.000,00	
							F 43.660,00
	F 1.365.000,00	F 1.365.000,00					
F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F 3.147.203,13	F 2.562.173,51	F 2.562.173,51	F 3.445.879,36	F 3.445.879,36	F 3.445.879,36	F 3.445.879,36	F 2.177.847,49
F 384.534,73	F 313.054,05	F 313.054,05	F 421.027,89	F 421.027,89	F 421.027,89	F 421.027,89	F 266.095,95
F 16.786.908,04	F 13.666.410,89	F 13.666.410,89	F 18.380.021,09	F 18.380.021,09	F 18.380.021,09	F 18.380.021,09	F 11.616.449,26
F 547.824,50	F 445.990,10	F 445.990,10	F 599.814,21	F 599.814,21	F 599.814,21	F 599.814,21	F 379.091,58
F 20.866.470,41	F 16.987.628,56	F 16.987.628,56	F 22.846.742,54	F 22.846.742,54	F 22.846.742,54	F 22.846.742,54	F 14.439.484,27
F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F 465.140,00	F 142.496,00	F 465.140,00	F 142.496,00	F 465.140,00	F 142.496,00	F 465.140,00	F 12.389.211,09
F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -	F -
F 21.331.610,41	F 32.611.432,56	F 32.834.076,56	F 54.237.238,54	F 64.559.882,54	F 40.453.238,54	F 41.167.882,54	F 27.337.495,36
F 63.599.905,01	F 88.037.081,76	F 95.102.371,16	F 109.762.887,74	F 116.828.177,14	F 96.978.887,74	F 103.436.177,14	F 89.605.789,96
F 126,89	F 130,80	F 144,12	F 163,08	F 177,05	F 142,60	F 156,75	F 135,79
F 1.452,60	F 1.478,74	F 1.652,46	F 1.843,67	F 2.029,96	F 1.612,14	F 1.797,26	F 1.556,95
F 16.719.981,00	F 17.607.416,35	F 19.020.474,23	F 21.952.577,55	F 23.385.635,43	F 19.195.777,55	F 20.687.235,43	F 17.921.157,99
F 100.319.886,01	F 105.644.498,11	F 114.122.845,39	F 131.715.465,29	F 140.193.812,57	F 115.174.665,29	F 124.123.412,57	F 107.526.947,95
F 6.520.792,59	F 6.666.692,38	F 7.417.984,95	F 8.561.505,24	F 9.112.597,82	F 7.486.353,24	F 8.068.021,82	F 6.989.251,62
F 3.511.196,01	F 3.697.557,43	F 3.994.299,59	F 4.610.041,29	F 4.906.783,44	F 4.031.113,29	F 4.344.319,44	F 3.763.443,18
F 10.031.988,60	F 10.564.449,81	F 11.412.284,54	F 13.171.546,53	F 14.019.381,26	F 11.517.466,53	F 12.412.341,26	F 10.752.694,80
F 13.041.585,18	F 13.733.784,75	F 14.835.969,90	F 17.123.010,49	F 18.225.195,63	F 14.972.706,49	F 16.136.043,63	F 13.978.503,23
F 133.425.448,40	F 140.507.182,49	F 151.783.384,37	F 175.181.568,83	F 186.467.770,72	F 163.182.304,83	F 165.084.138,72	F 143.010.840,78
F 202,20	F 208,76	F 230,02	F 260,27	F 282,57	F 227,59	F 250,18	F 216,73
F 2.318,35	F 2.360,08	F 2.637,33	F 2.942,50	F 3.239,81	F 2.572,98	F 2.888,43	F 2.484,90

	13	14	15	16	17	18
F 5.960.080,00	F 5.960.080,00	F 5.960.080,00	F 5.960.080,00	F 5.857.320,00	F 5.544.000,00	
F 5.185.269,60	F 5.185.269,60	F 5.185.269,60	F 5.185.269,60	F 5.095.868,40	F 4.823.280,00	
F 11.145.349,60	F 11.145.349,60	F 11.145.349,60	F 11.145.349,60	F 10.953.188,40	F 10.367.280,00	
F 25.543.200,00	F 25.543.200,00	F 25.543.200,00	F 25.543.200,00	F 25.102.800,00	F 23.760.000,00	
F 3.065.184,00	F 3.065.184,00	F 3.065.184,00	F 3.065.184,00	F 3.012.336,00	F 2.851.200,00	
F 4.023.054,00	F 4.023.054,00	F 4.023.054,00	F 4.023.054,00	F 3.953.691,00	F 3.742.200,00	
F 32.631.438,00	F 32.631.438,00	F 32.631.438,00	F 32.631.438,00	F 32.068.827,00	F 30.353.400,00	
F 10.661.000,00	F 10.661.000,00	F 10.661.000,00	F 10.661.000,00	F 10.477.250,00	F 9.915.500,00	
-	-	-	-	F 2.348.482,50	F 2.294.775,00	
-	-	-	-	F 1.513.466,50	F 1.478.855,00	
-	-	-	-	F 3.943.200,00	F 4.371.000,00	
-	-	-	-	F 7.805.149,00	F 8.144.630,00	
F 54.437.787,60	F 54.437.787,60	F 54.437.787,60	F 54.437.787,60	F 61.304.414,40	F 58.780.810,00	
	F 12.876.000,00					
	F 643.800,00					
	F 257.520,00					
	F 13.777.320,00					
		F 30.044.000,00				
			F 17.168.000,00			
				F 42.920,00		
					F 107.934.282,00	
					F 6.902.398,80	
					F 4.398.300,00	
					F 5.000.000,00	
					F 7.000.000,00	
					F 7.000.000,00	
					F 19.120.200,00	
					F 7.700.000,00	
					F 1.584.000,00	
					F 155.338.482,00	
F -	F -	F -	F -	F -	F -	-
F 19.304.683,20	F 13.096.800,00	F 13.096.800,00	F 13.096.800,00	F 18.335.520,00		
F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	F 4.815.856,00	F 4.815.856,00		
F 24.824,00	F 24.824,00	F 24.824,00	F 24.824,00	F 24.824,00		
F 19.304.683,20	F 17.937.480,00	F 17.937.480,00	F 17.937.480,00	F 23.176.200,00	F -	
F -	F -	F -	F -	F -	F -	-
F 283.824,00	F 283.824,00	F 283.824,00	F 283.824,00	F 605.132,00	F -	
F 3.627.558,00	F 5.302.668,00	F 3.627.558,00	F 3.627.558,00	F 29.000.942,29	F 16.616.700,00	
F 23.216.065,20	F 37.301.292,00	F 51.892.862,00	F 39.016.862,00	F 52.825.184,29	F 171.955.182,00	
F 77.653.852,80	F 91.739.079,60	F 106.330.649,60	F 93.454.649,60	F 114.129.608,69	F 230.735.992,00	
F 117,68	F 139,03	F 161,14	F 141,63	F 175,99	F 375,91	
F 1.330,44	F 1.571,76	F 1.821,76	F 1.601,16	F 2.018,28	F 4.313,23	
F 15.530.770,56	F 18.347.815,92	F 21.266.129,92	F 18.690.929,92	F 22.825.921,74	F 46.147.198,40	
F 93.184.623,36	F 110.086.895,52	F 127.596.779,52	F 112.145.579,52	F 136.955.530,42	F 276.883.190,40	
F 6.057.000,52	F 7.155.648,21	F 8.293.790,67	F 7.289.462,67	F 8.902.109,48	F 17.997.407,38	
F 3.261.461,82	F 3.853.041,34	F 4.465.887,28	F 3.925.095,28	F 4.793.443,56	F 9.690.911,66	
F 9.318.462,34	F 11.008.689,55	F 12.759.677,95	F 11.214.557,95	F 13.695.553,04	F 27.688.319,04	
F 12.114.001,04	F 14.311.296,42	F 16.587.581,34	F 14.578.925,34	F 17.804.218,95	F 35.994.814,75	
F 123.935.549,07	F 146.415.571,04	F 169.703.716,78	F 149.153.620,78	F 182.150.855,46	F 368.264.643,23	
F 187,82	F 221,89	F 257,18	F 226,04	F 280,89	F 599,96	
F 2.123,38	F 2.508,53	F 2.907,53	F 2.555,44	F 3.221,17	F 6.883,91	

Tabel 8.4: Kosten per uitvoeringsmethode

Uitvoeringsmethode			
	Dieptevariant I	Dieptevariant II	Dieptevariant III
1 const. kade / ow. beton	F 70.335.065	F 79.558.803	
2 kade / ow. beton	F 74.092.146	F 87.268.077	
3 kade / vlies	F 54.300.039		
4 const. damwand / afsl.laag	F 65.073.553		
5 damwand / afsl.laag	F 68.451.460		
6 const. damwand / ow. beton	F 77.613.220	F 105.443.433	
7 damwand / ow. beton	F 80.991.127	F 112.753.897	
8 const. damwand / chem.inj.	F 107.935.525		
9 damwand / chem.inj.	F 111.313.432		
10 const. damwand / jetgrout	F 85.936.261		
11 damwand / jetgrout	F 89.939.800		
12 damwand / vlies	F 63.799.382		
13 diepwand / afsl.laag	F 80.256.825	F 89.151.085	
14 diepwand / ow. beton	F 96.345.505	F 105.239.765	F 146.415.571
15 diepwand / chem.inj.	F 126.024.993	F 134.919.253	
16 diepwand / jetgrout	F 105.474.897	F 114.369.157	
17 diepwand / vlies	F 89.986.045		
18 afzinkelementen	F 131.778.702		

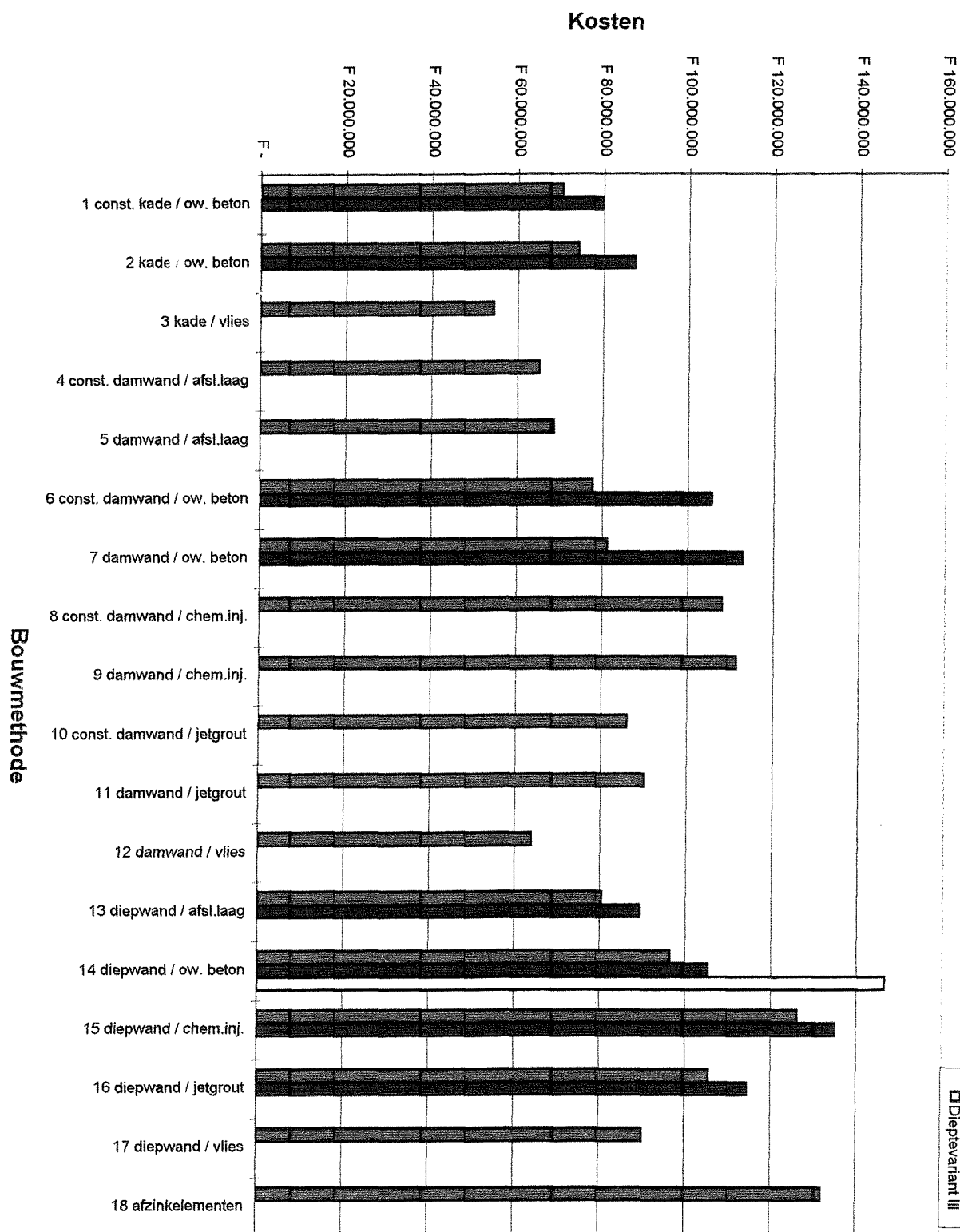
Tabel 8.5: Kosten per m3 effectieve ruimte

Uitvoeringsmethode				
	Dieptevariant I		Dieptevariant II	
1 const. kade / ow. beton	F	318	F	180
2 kade / ow. beton	F	341	F	201
3 kade / vlies	F	250		
4 const. damwand / afsl.laag	F	300		
5 damwand / afsl.laag	F	322		
6 const. damwand / ow. beton	F	357	F	243
7 damwand / ow. beton	F	380	F	265
8 const. damwand / chem.inj.	F	497		
9 damwand / chem.inj.	F	523		
10 const. damwand / jetgrout	F	396		
11 damwand / jetgrout	F	423		
12 damwand / vlies	F	300		
13 diepwand / afsl.laag	F	377	F	209
14 diepwand / ow. beton	F	453	F	247
15 diepwand / chem.inj.	F	592	F	317
16 diepwand / jetgrout	F	496	F	269
17 diepwand / vlies	F	430		
18 afzinkelementen	F	666		

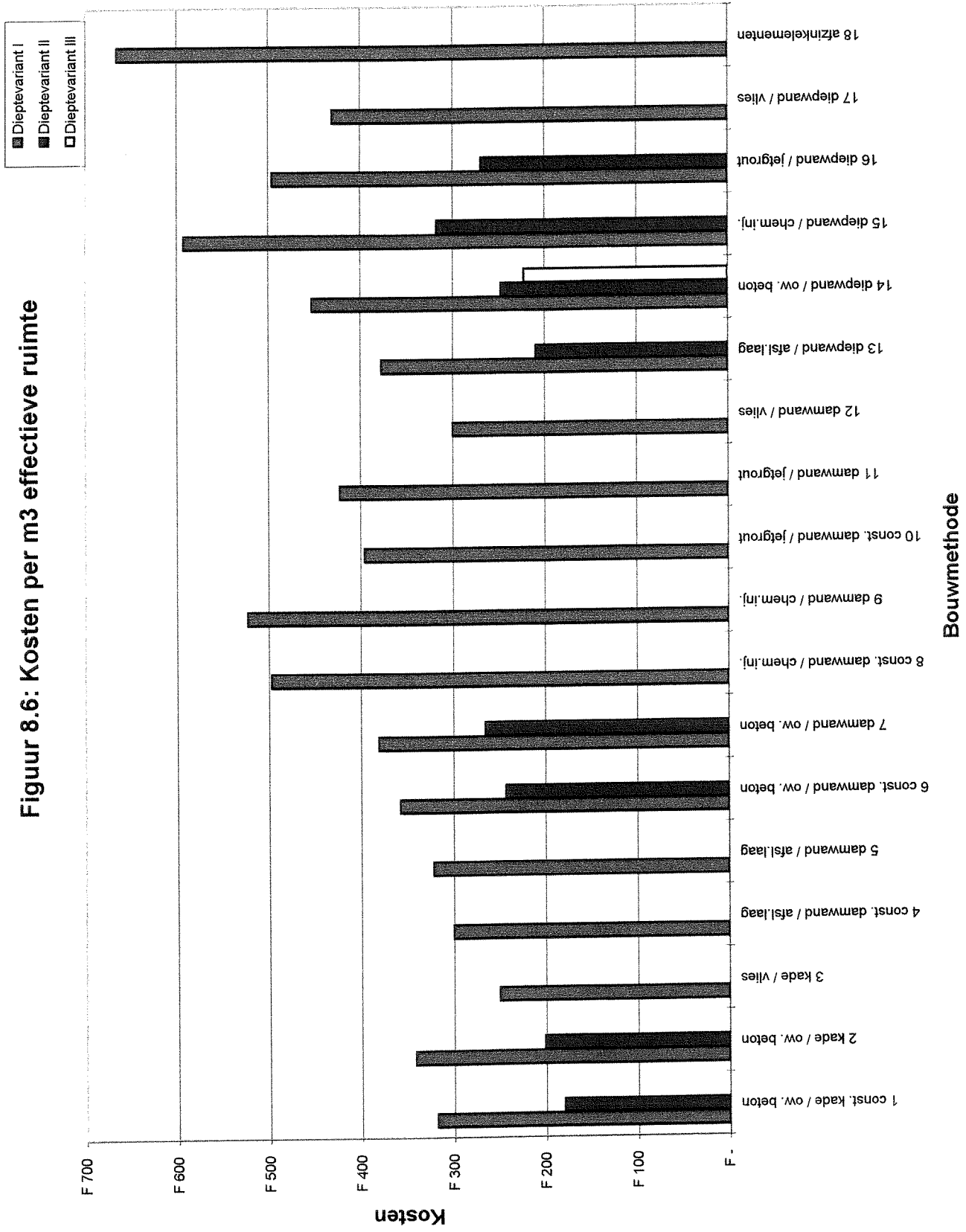
Tabel 8.6: Kosten per opgeslagen pallet

Uitvoeringsmethode				
	Dieptevariant I		Dieptevariant II	
1 const. kade / ow. beton	F	2.572	F	1.966
2 kade / ow. beton	F	3.124	F	2.229
3 kade / vlies	F	2.053		
4 const. damwand / afsl.laag	F	2.426		
5 damwand / afsl.laag	F	2.640		
6 const. damwand / ow. beton	F	2.894	F	2.657
7 damwand / ow. beton	F	3.124	F	2.939
8 const. damwand / chem.inj.	F	4.025		
9 damwand / chem.inj.	F	4.294		
10 const. damwand / jetgrout	F	3.204		
11 damwand / jetgrout	F	3.469		
12 damwand / vlies	F	2.461		
13 diepwand / afsl.laag	F	3.053	F	2.291
14 diepwand / ow. beton	F	3.664	F	2.705
15 diepwand / chem.inj.	F	4.793	F	3.467
16 diepwand / jetgrout	F	4.012	F	2.939
17 diepwand / vlies	F	3.533		
18 afzinkelementen	F	5.469		

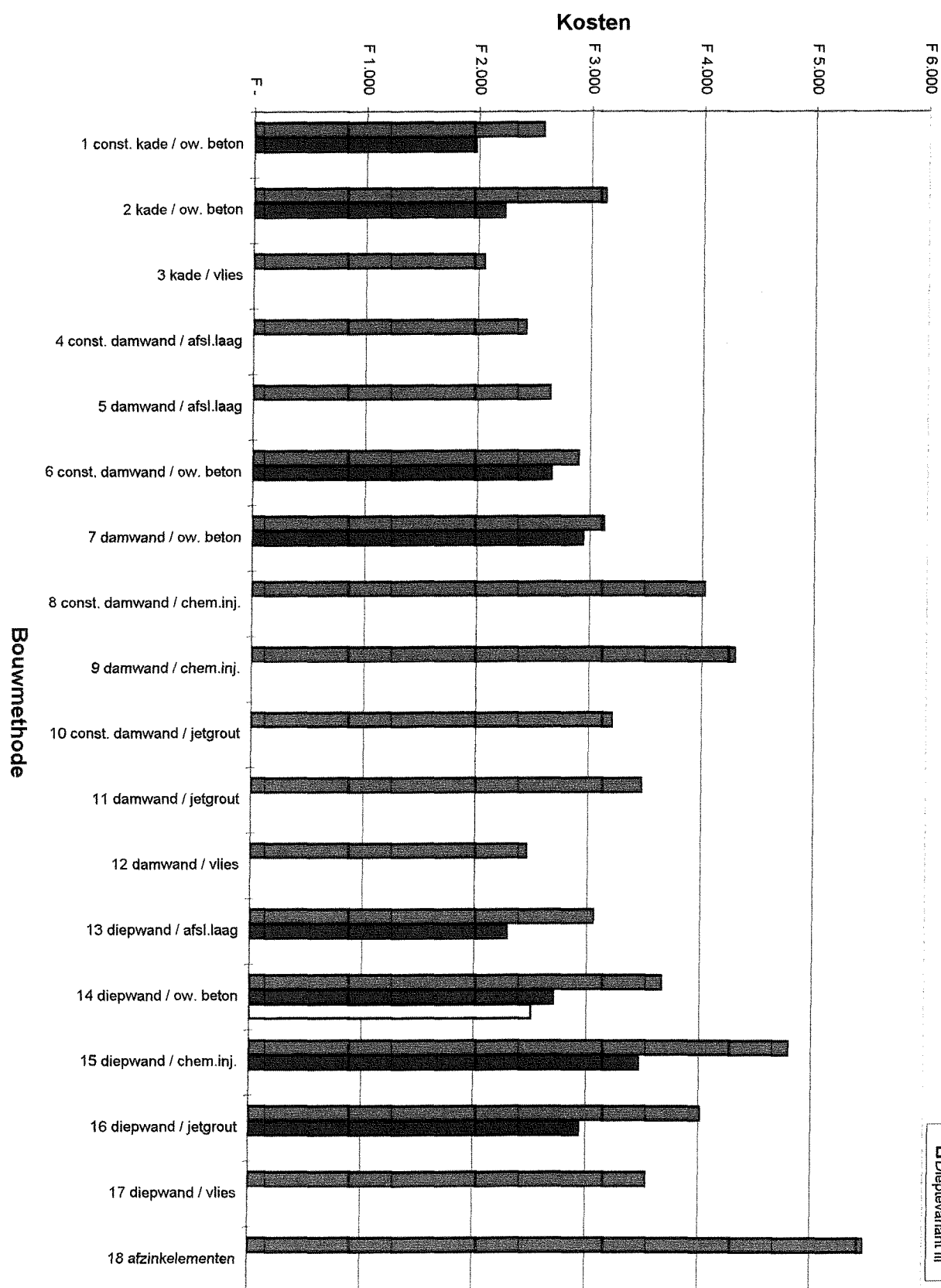
Figuur 8.5: Kosten per bouwmethode



Figuur 8.6: Kosten per m3 effectieve ruimte



Figuur 8.7: Kosten per pallet



Bijlage I: Berekening onderwaterbeton variant III-14

Controle berekeningen variant III-14

Algemene gegevensKelder

inwendige hoogte	15,00 m.
dikte vloer	1,00 m.
dikte dak	1,00 m.
dikte verdiepingvloer	1,00 m.

gemiddelde lengte max	370,00 m.
breedte max.	120,00 m.
hoh kolom langsr.	7,80 m.
hoh kolom dwarsr.	10,00 m.
breedte langsstrook	1,00 m.
dikte langsstrook	0,60 m.
dikte plaatvloer	0,40 m.
gem. dikte dak	0,43 m.
dikte kolom (vierkant)	0,60 m.
dikte wanden	1,52 m.

Bouwput

diepte bouwput	18,00 m.
breedte bouwput	112,00 m.
lengte bouwput	363,00 m.
mv tov NAP	3,35 m.
bodem havenbekken	10,65 m -NAP
bodem bouwkuip	14,65 m -NAP

grondwaterstand	1,4 m -NAP
HW tov NAP	1,5 m +NAP
LW tov NAP	0,5 m -NAP

Globale controle verticaal evenwicht eindfase

gewichtkelder	2129,19 MN
opwaartse waterdruk	5883,00 MN
resultante	-3753,81 MN

Controle verticaal evenwicht onderwaterbetonOnderwaterbeton

gewicht beton	22,00 kN/m ³ .
dikte:	14,23 m.
praktische dikte:	1,50 m.
onderkant o.w. beton	16,15 m -NAP
trekkracht palen:	147,30 kN/m ² .

Palen:

zijde	0,45 m.
lengte	22,60 m.
diepte paalpunt	36,25 m -NAP
hoh x	2,40 m.
hoh y	2,40 m.
aantal x	46 stuks
aantal y	150 stuks
totaal aantal	6900 stuks

Dimensionering trekpalen:

q d;water	147,50 kN/m ² .
q d;ow beton	33,00 kN/m ² .
q d (rekenwaarde)	147,30 kN/m ² .
Q totale fundering	5988,63 MN.
q per paal	848,45 kN.

$\alpha s \times 0.9 =$	0,01	vibro-combi
ξ	0,87	
γm	1,40	
Op gem	1,80 m.	
N	3,00	

Sondering i	ΔL	p cza	p max s i	F max s i	
67	1	2,50	12	0,13	5,98 MN
	2	0,50	8	0,09	
	3	18,25	15	0,16	
76	1	1,00	2	0,02	5,34 MN
	2	1,50	6	0,06	
	3	6,50	10	0,11	
	4	13,25	15	0,16	
77	1	2,00	5	0,05	5,65 MN
	2	0,50	4	0,04	
	3	0,50	10	0,11	
	4	18,25	15	0,16	

Fmax gem	5,66 MN.
Fmax rep	4,92 MN.
Ffund max rep	33968,94 MN.
Ffund max d	24263,53 MN.
20% reductie	19410,82 MN.

Kluitgewicht

gewicht droge korrel	9,00 kN/m ³
lengte kegelpunt	2,68 m.
gewicht rechthoek	871,34 kN
gewicht kegel	51,72 kN
kluitgewicht per paal	923,06 kN
kluitgewicht totaal	6010,98 MN.

Controle

wrijving	ok	3,24 veiligheid
kluitgewicht	ok	1,00 veiligheid

Trekpalen voor eindfase

tijdens de bouwfase de waterspanning
onder onderwaterbeton tijdelijk verlagen

uit gewichtsberekening komt:

totale opwaartse kracht	3391,88 MN
gebruikswaarde	2018,69 MN

Palen:

zijde	0,45 m.
lengte	15,50 m.
diepte paalpunt	29,15 m -NAP
hoh x	3,00 m.
hoh y	3,00 m.
aantal x	37 stuks
aantal y	120 stuks
totaal aantal	4440 stuks

Dimensionering trekpalen:

q d (rekenwaarde)	83,43 kN/m ²
Q;d totale fundering	3391,88 MN
q per paal	750,86 kN

$\alpha s \times 0.9 =$	0,01	vibro-combi
ξ	0,87	
γm	1,40	
Op gem	1,80 m.	
N	3,00	

Sondering i	ΔL	p cza	p max s i	F max s i	
67	1	2,50	12	0,13	3,91 MN
	2	0,50	8	0,09	
	3	11,15	15	0,16	
76	1	1,00	2	0,02	3,27 MN
	2	1,50	6	0,06	
	3	6,50	10	0,11	
	4	6,15	15	0,16	
77	1	2,00	5	0,05	3,58 MN
	2	0,50	4	0,04	
	3	0,50	10	0,11	
	4	11,15	15	0,16	

Fmax gem	3,59 MN.
Fmax rep	3,12 MN.
Ffund max rep	13860,89 MN.
Ffund max d	9900,63 MN.
20% reductie	7920,51 MN.

Kluitgewicht

gewicht droge korrel	9,00 kN/m ³
lengte kegelpunt	3,50 m.
gewicht rechthoek	751,89 kN
gewicht kegel	104,53 kN
kluitgewicht per paal	856,42 kN
kluitgewicht totaal	3537,03 MN.

Controle

wrijving	ok	2,34 veiligheid
kluitgewicht	ok	1,04 veiligheid

Berekening sterkte onderwaterbetonvloerOnderwaterbetonvloer

H gem	1500,00 mm.
tolerantie boven	150,00 mm.
tolerantie onder	150,00 mm.
H min	1200,00 mm.

Betonkwaliteit

betonkwaliteit B	25,00 N/mm ²
f _{b,rep}	18,00 N/mm ²
f _b	15,00 N/mm ²
f _{b,rep}	1,61 N/mm ²
f _b	1,15

Belasting

q w,d (rekenwaarde)	147,30 kN/m ² .
q w (gebruikswaarde)	114,50 kN/m ² .

Beschouw de doorsnede met de grootste overspanning

l max is hoh x 2,40 m.

Toetsing sterkte drukboog

d (dikte drukboog)	150,00 mm.
p (pijl drukboog)	1125,00 mm.
q d =	353,52 kN/m
R vert,d	424,22 kN
R hor,d	508,97 kN
N c,d	662,59 kN
N c,u	708,75 kN

controle: ok 1,07 veiligheid

Toetsing sterkte afschuifvlak langs paalomtrek

V z,d	424,22 kN
τ 1	0,92 N/mm ²
V z,u	496,80 kN

controle: ok 1,17 veiligheid

Toetsing buigtreksterkte in gebruiksstadium

M z,d	54,96 kNm
theoretische vloerdikte	
f br, gem	0,30 N/mm ²
W gem	0,38 m ³
M z,u	112,50 kNm

controle: ok 2,05 veiligheid

minimale vloerdikte

f br,min	0,50 N/mm ²
W min	0,24 m ³
M z,u	120,00 kNm

controle: ok 2,18 veiligheid

Belasting

q w,d (rekenwaarde)	83,43 kN/m ² .
q w (gebruikswaarde)	49,65 kN/m ² .

Beschouw de doorsnede met de grootste overspanning

l max is hoh x 3,00 m.

Toetsing sterkte drukboog

d (dikte drukboog)	150,00 mm.
p (pijl drukboog)	1125,00 mm.
q d =	250,29 kN/m
R vert,d	375,43 kN
R hor,d	563,06 kN
N c,d	676,74 kN
N c,u	708,75 kN

controle: ok 1,05 veiligheid

Toetsing sterkte afschuifvlak langs paalomtrek

V z,d	375,43 kN
τ 1	0,92 N/mm ²
V z,u	496,80 kN

controle: ok 1,32 veiligheid

Toetsing buigtreksterkte in gebruiksstadium

M z,d	37,24 kNm
theoretische vloerdikte	
f br, gem	0,30 N/mm ²
W gem	0,38 m ³
M z,u	112,50 kNm

controle: ok 3,02 veiligheid

minimale vloerdikte

f br,min	0,50 N/mm ²
W min	0,24 m ³
M z,u	120,00 kNm

controle: ok 3,22 veiligheid

Bijlage J: Gewichtsberekening variant III-14

Belastingen gedeeltelijk geprefabriceerde constructie met druklaagPermanente belastingen

	m	kN/m3	kN/m2
eigen gewicht druklaag + breedplaat (niveau's 0 en -1)	0,40 x	24,00 =	9,60 kN/m2
eigen gewicht verzwaarde strook (niveau's 0 en -1)	0,60 x	24,00 =	14,40 kN/m2
eigen gewicht vloer niveau -2	1,00 x	24,00 =	24,00 kN/m2
eigen gewicht kolom	7,50 x	24,00 =	180,00 kN/m2
eigen gewicht onderwaterbeton	1,50 x	22,00 =	33,00 kN/m2
grondwaterdruk	13,25 x	10,00 =	-132,50 kN/m2

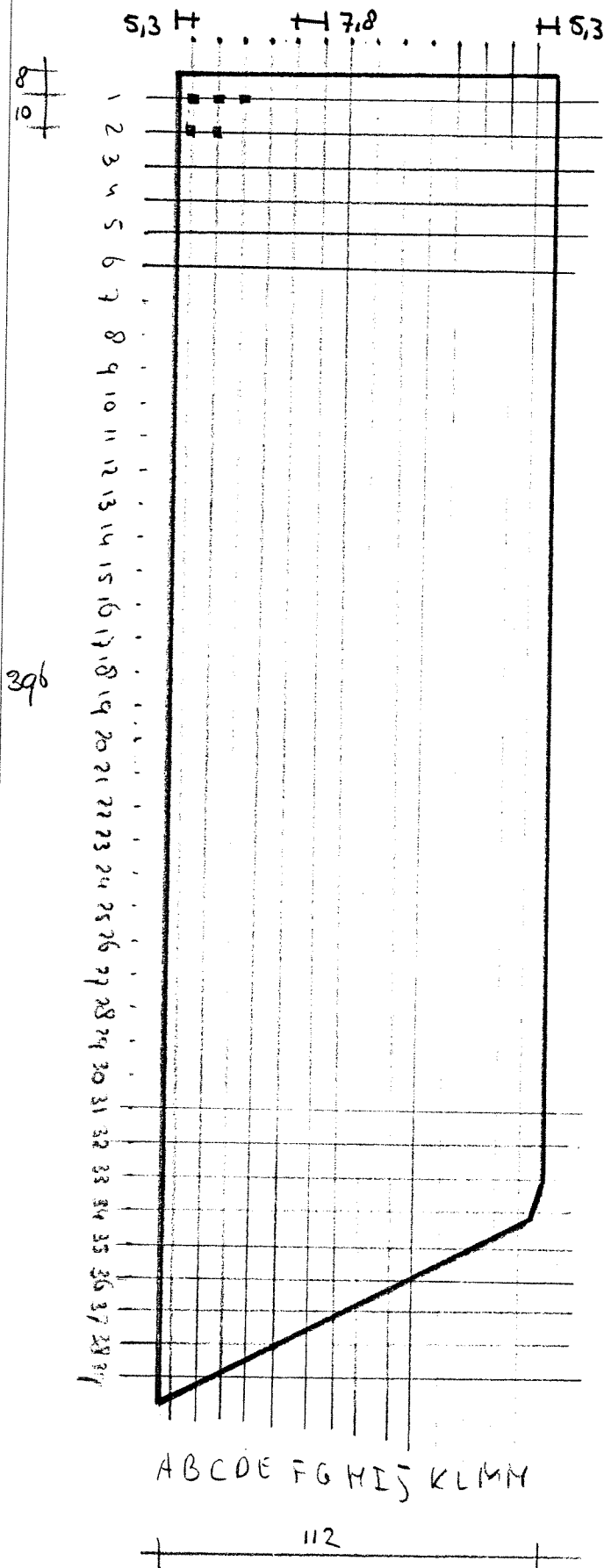
Veranderlijke belastingen

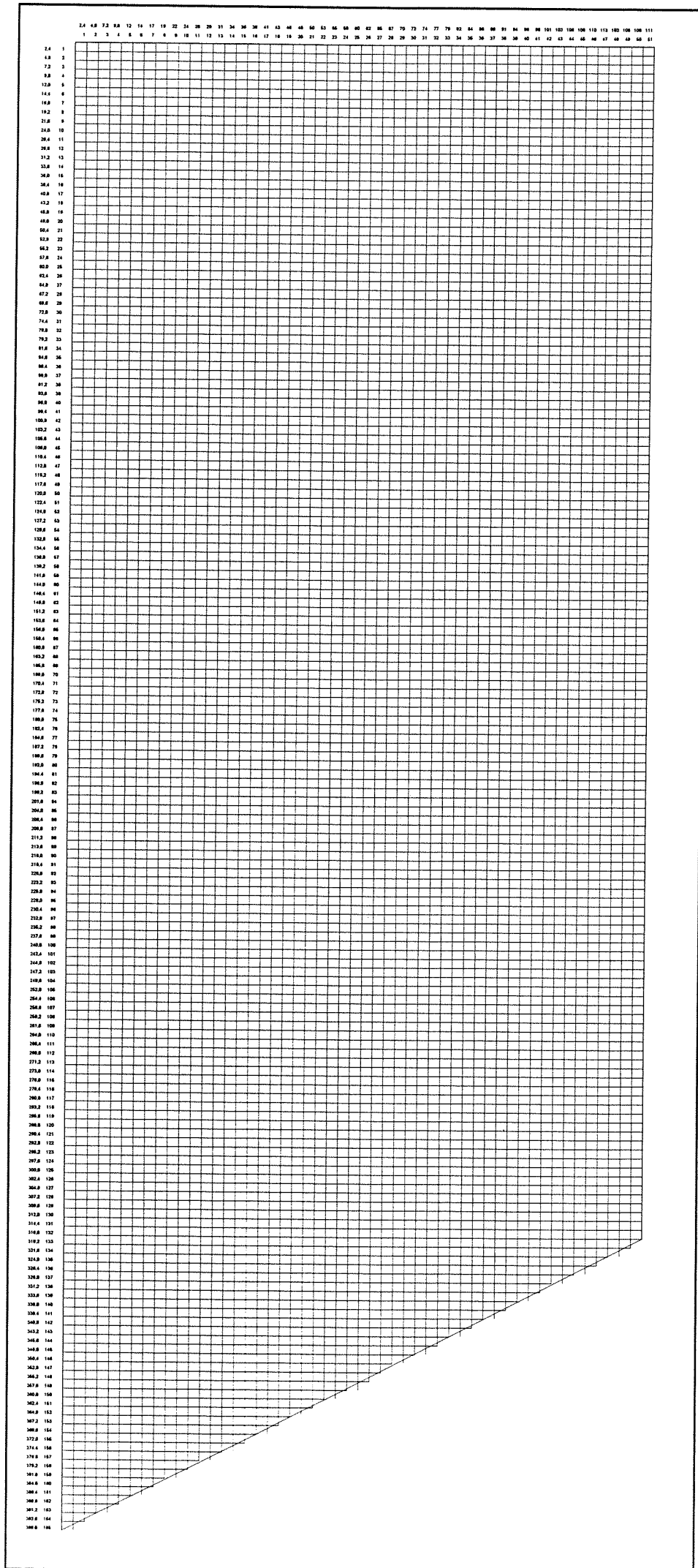
pallets en heftrucks	12,00 kN/m2
bovenbelasting niveau 0	20,00 kN/m2

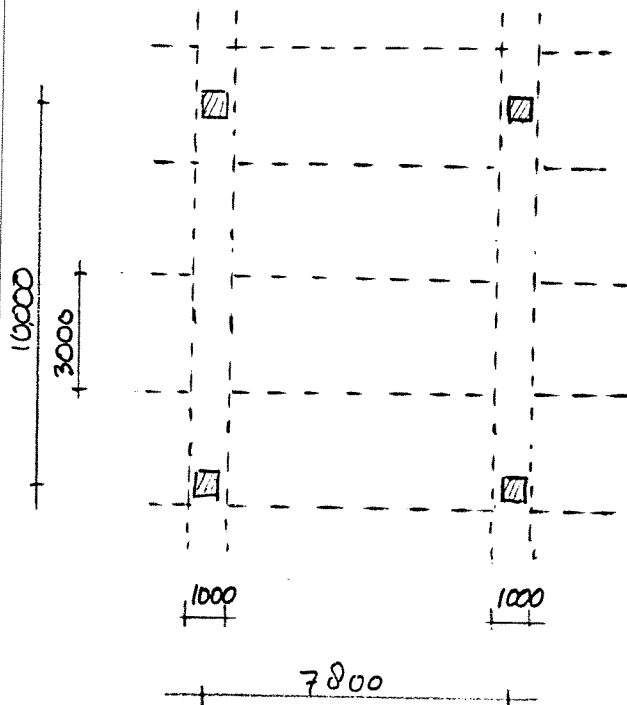
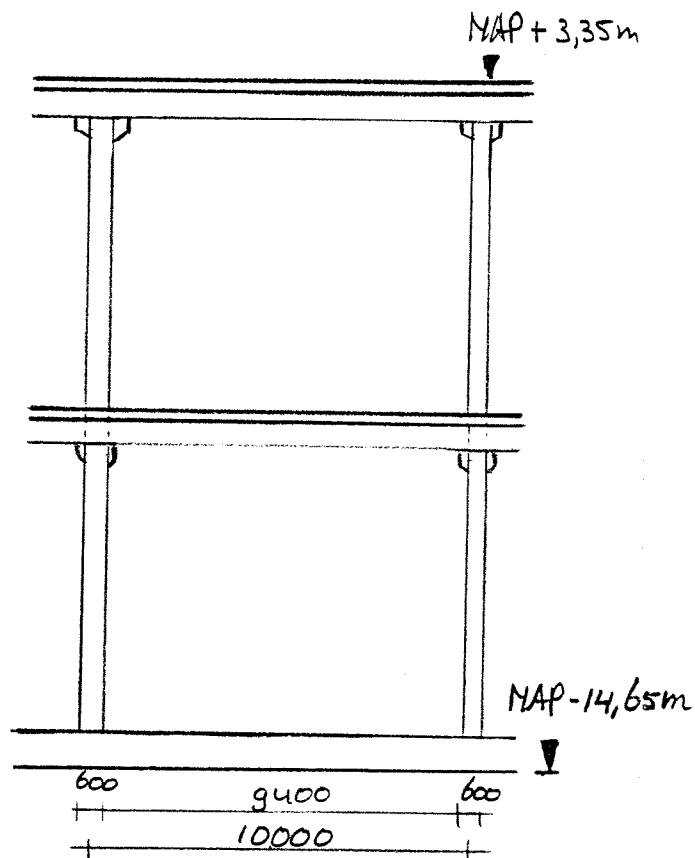
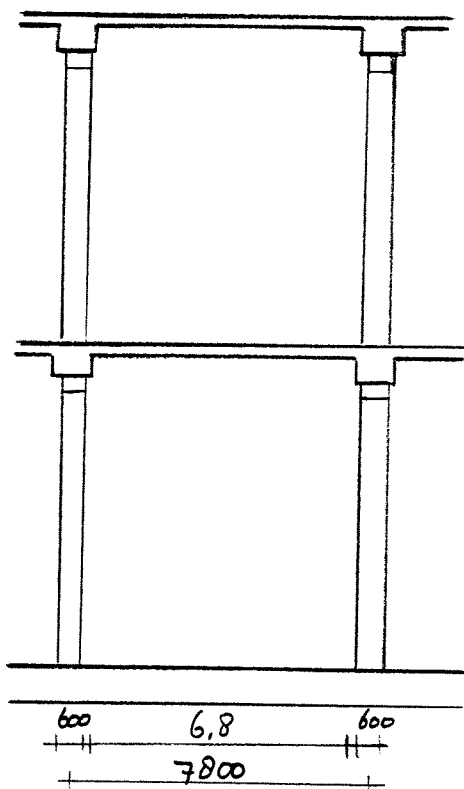
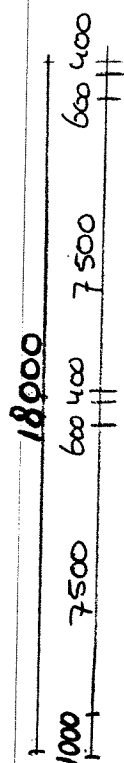
Gewichtsberekening gedeeltelijk geprefabriceerde constructie met druklaag

niveau	constructiedeel	m	m	kN/m2	Grep kN	Qrep kN
0	druklaag + breedplaat	10,00	x 7,80	x 9,60 =	748,80	
	verzwaarde strook	10,00	x 1,00	x 14,40 =	144,00	
	bovenbelasting	10,00	x 7,80	x 20,00 =		1560,00
					892,80	1560,00
	kolom	0,60	x 0,60	x 180,00 =	64,80	
					957,60	
-1	druklaag + breedplaat	10,00	x 7,80	x 9,60 =	748,80	
	verzwaarde strook	10,00	x 1,00	x 14,40 =	144,00	
	pallets en heftrucks	10,00	x 7,80	x 12,00 =		936,00
					1850,40	2496,00
	kolom	0,60	x 0,60	x 180,00 =	64,80	
					1915,20	
-2	vloer	10,00	x 7,80	x 24,00 =	1872,00	
	pallets en heftrucks	10,00	x 7,80	x 12,00 =		936,00
	onderwaterbeton	10,00	x 7,80	x 33,00 =	2574,00	
	grondwater	10,00	x 7,80	x -132,50 =	-10335,00	
	totaal per kolom				-3973,80	3432,00
	aantal kolommen:	508				
	totaal gewicht gebouw				-2018690,40	1743456,00
Fv;rep = 1,0 * Grep + 1,0 * Qrep =					-275234,40	kN
Fv;d = 1,2 * Grep + 1,3 * Qrep =					-155935,68	kN
Fv;d = 1,25 * Grep =					-2523363,00	kN
totaal beton leeg omlaag * 0,9					2908340,64	kN
totaal water omhoog * 1,2					-6300216,00	kN
leeg	fundering:				-3391875,36	kN
totaal beton vol omlaag *1,2 en 1,3					6144280,32	kN
totaal water omhoog * 0,9					-4725162,00	kN
vol	fundering:				1419118,32	kN

Bijlage K: Constructieve berekeningen variant III-14







Onderdeel Belastingfactoren
en uitgangspunten

Naam

Datum 29-11 Pag. 4

Industrieel gebouw $\rightarrow$ veiligheidsklasse 2

uiterste grenstoestand

$$\gamma_g = 1,2 \quad 1,0,9 \quad (\text{ongunstig / gunstig})$$

$$\gamma_q = 1,3$$

bruikbaarheidsgrenstoestand

$$\gamma_g = 1,0$$

$$\gamma_q = 1,0$$

Beton	f'_{ck}	f'_{lb}	f_b	f_{bm}	E'_b
B25	25	15	1,15	2,3	28500
B35	35	21	1,40	2,8	31000
B45	45	27	1,65	3,3	33500
B65	65	39	2,15	4,3	38500

Staal	$f_{s,rep}$	f_s	E
FeB 500	500	435	$2,1 \cdot 10^5$



permanente belastingen	m	kN/m ³	kN/m ²
eg. druklaag + breedplaat	0,4 x	24	= 9,6
eg. verzwaarde strook	0,6 x	24	= 14,4
eg. vloer -2	1,0 x	24	= 24,0
kolom	7,5 x	24	= 180,0
grondwater	13,25 x	10	= -132,5
onderwaterbeton	1,5 x	22	= 33,0

Veranderlijke belastingen

pallets en heftrucks = 12,0

variabele belasting maaiveld = 20,0

Gewichtsberekening gedeeltelijk geprefabriceerde constructie met druklaag

niveau	constructiedeel	m	m	kN/m2	Grep kN	Qrep kN
0	druklaag + breedplaat	10,00	x 7,80	x 9,60 =	748,80	
	vezwaarde strook	10,00	x 1,00	x 14,40 =	144,00	
	bovenbelasting	10,00	x 7,80	x 20,00 =		1560,00
					892,80	1560,00
	kolom	0,60	x 0,60	x 180,00 =	64,80	
					957,60	
-1	druklaag + breedplaat	10,00	x 7,80	x 9,60 =	748,80	
	vezwaarde strook	10,00	x 1,00	x 14,40 =	144,00	
	pallets en heftrucks	10,00	x 7,80	x 12,00 =		936,00
					1850,40	2496,00
	kolom	0,60	x 0,60	x 180,00 =	64,80	
					1915,20	
-2	vloer	10,00	x 7,80	x 24,00 =	1872,00	
	pallets en heftrucks	10,00	x 7,80	x 12,00 =		936,00
	onderwaterbeton	10,00	x 7,80	x 33,00 =	2574,00	
	grondwater	10,00	x 7,80	x -132,50 =	-10335,00	
	totaal per kolom				-3973,80	3432,00
	aantal kolommen:	508				
	totaal gewicht gebouw				-2018690,40	1743456,00
	$F_{v;rep} = 1,0 * Grep + 1,0 * Qrep =$				-275234,40 kN	
	$F_{v;d} = 1,2 * Grep + 1,3 * Qrep =$				-155935,68 kN	
	$F_{v;d} = 1,25 * Grep =$				-2523363,00 kN	
	totaal beton leeg omlaag * 0,9				2908340,64 kN	
	totaal water omhoog * 1,2				-6300216,00 kN	
leeg	fundering:				-3391875,36 kN	
	totaal beton vol omlaag * 1,2 en 1,3				6144280,32 kN	
	totaal water omhoog * 0,9				-4725162,00 kN	
vol	fundering:				1419118,32 kN	

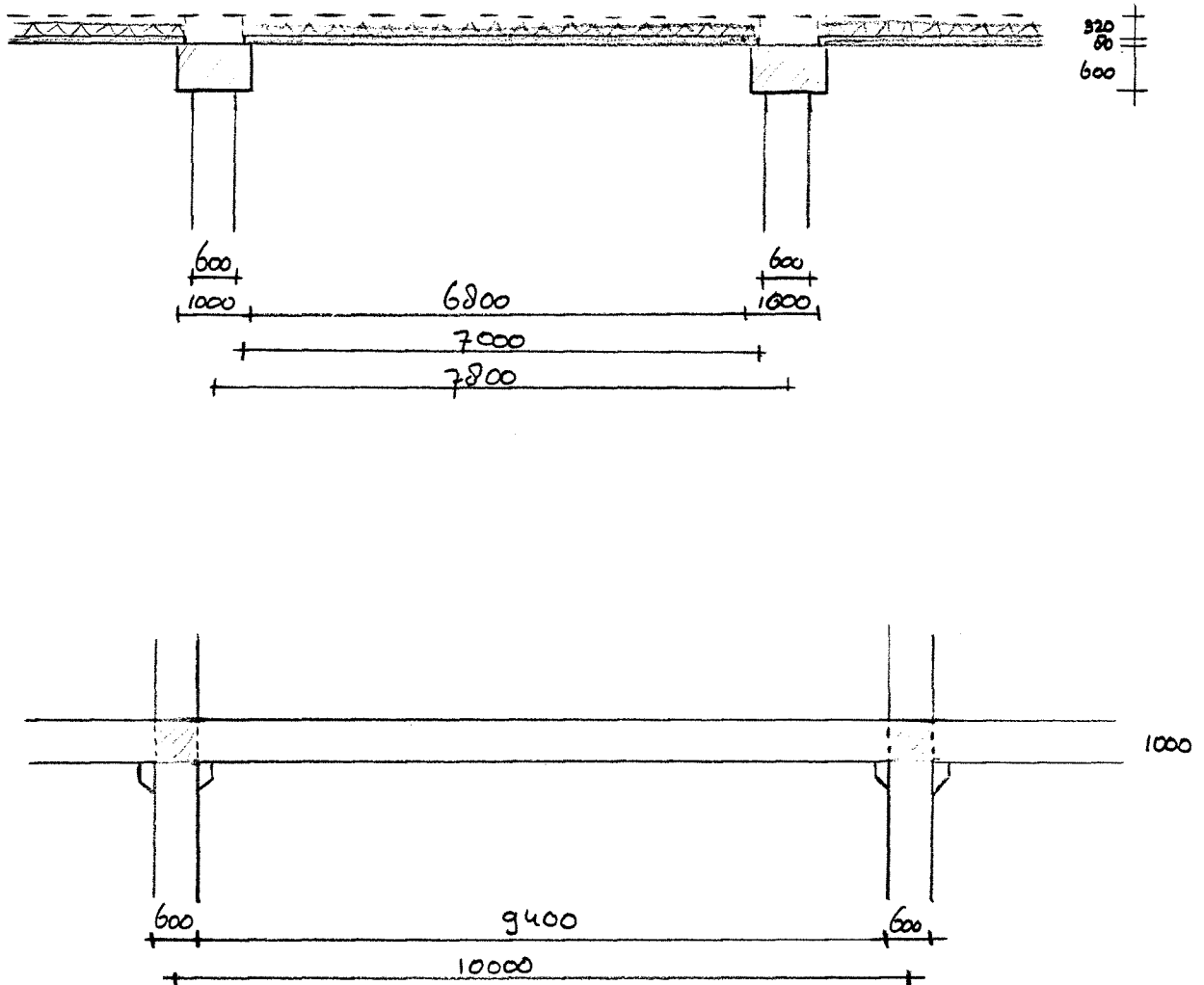
Onderdeel Niveau 0

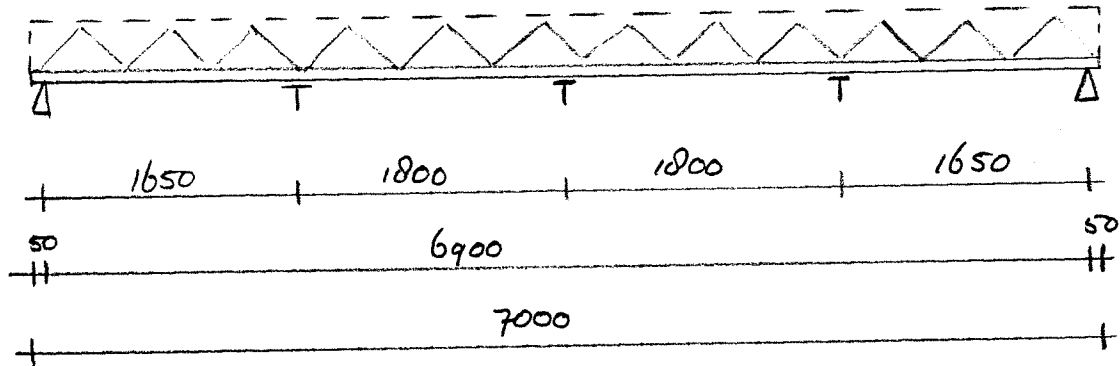
Naam

Datum

Pag. 7

uitvoerings fase





$$h = 80$$

$$d = 0,85 \times 80 = 68$$

$$b = 1000$$

$$q_{eg} = 1 \times 0,08 \times 24 = 1,92 \text{ kN/m}$$

$$q_{druwlaag} = 1 \times 0,32 \times 24 = 7,68 \text{ kN/m}$$

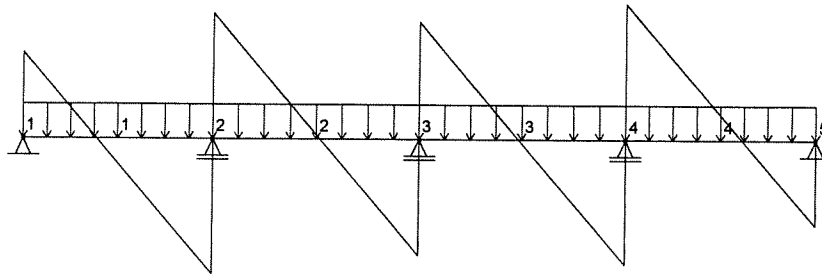
$$q_d = 1,2 (1,92 + 7,68) = 11,52 \text{ kN/m}$$

RCFRAME "BREEDPL"

$$V_d = 11,66 \text{ kN}$$

$$M_{vd} = 2,34 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 3,56 \text{ kNm}$$



34.98(kN)

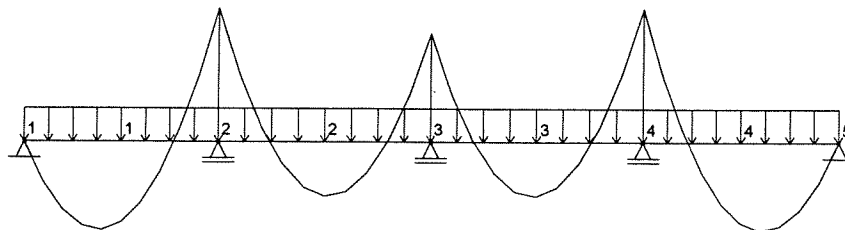
TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 30/11/1996

Project: Fruitterminal

Onderdeel: Breedplaatvloer, uitvoeringsfase

DWARKRACHT belastinggeval 1



10.67(kNm)

TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 30/11/1996

Project: Fruitterminal

Onderdeel: Breedplaatvloer, uitvoeringsfase

MOMENT belastinggeval 1

=====

TU-Delft, Civiele Techniek

Bestandsnaam : BREEDPL
 Project : Fruitterterminal
 Onderdeel : Breedplaatvloer, uitvoeringsfase
 Datum : 3/12/1996

=====

Berekeningsresultaten van programma PC-FRAME Versie 3.50 september 1990

Eenheden: lengte : m
 kracht : kN
 hoek : rad

Probleem specificatie
 =====

- 5 Knopen
- 4 Staven
- 1 Profielen
- 5 Opleggingen
- 0 Voorgeschreven verplaatsingen
- 1 Belastinggevallen
- 0 Belastingcombinaties
- 0 Knoopbelastingen
- 4 Staafbelastingen

Knoopcoordinaten

Knoop nummer	X coördinaat (m)	Y coördinaat (m)
1	0.0000	0.0000
2	1.6500	0.0000
3	3.4500	0.0000
4	5.2500	0.0000
5	6.9000	0.0000

Staafgegevens

Staaf nummer	Beg knoop	End knoop	Staaf type	Profiel nr/type	Lengte (m)
1	1	2	1	HE 200A	1.650
2	2	3	1	HE 200A	1.800
3	3	4	1	HE 200A	1.800
4	4	5	1	HE 200A	1.650

Staaf type :
 1 ----
 2 o---
 3 ----o
 4 o---o

Opleggingen

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type
1	1	3
2	2	2
3	3	2
4	4	2
5	5	3

Oplegging type :
 1 rol ux = 0
 2 rol uy = 0
 3 scharnier
 4 inklemming

Staaftbelastingen (kN) (kNm) (kN/m)

=====

Bel. type: 1 Tz

2 FxL 6 qxL/xL
3 FyL 7 qyL/xL
4 FxG 8 qxG/xL 10 qxG/yG
5 FyG 9 qyG/xL 11 qyG/xG

=====

Bel. nr.	Bel. gev.	Staaft nr.	Bel. type	Beg	Belasting beg	End	Belasting end
1	1	1	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200
2	1	2	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200
3	1	3	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200
4	1	4	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200

Staaftkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 1

=====

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	7.349	11.659	0.000	-3.556
2	2	3	0.000	0.000	10.739	9.997	3.556	-2.888
3	3	4	0.000	0.000	9.997	10.739	2.888	-3.556
4	4	5	0.000	0.000	11.659	7.349	3.556	0.000

Extrem veldmomenten BELASTINGGEVAL 1

=====

Stf nr.	Beg knp	End knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M max (kNm)	Mmax plaats
1	1	2	0.000	-3.556	-2.344	0.3866219	3.556	1.0000000
2	2	3	3.556	-2.888	-1.450	0.5179036	3.556	0.0000000
3	3	4	2.888	-3.556	-1.450	0.4820964	3.556	1.0000000
4	4	5	3.556	0.000	-2.344	0.6133781	3.556	0.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 1

=====

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	1	3	0.00000	7.34891	0.00000
2	2	2	0.00000	22.39834	0.00000
3	3	2	0.00000	19.99350	0.00000
4	4	2	0.00000	22.39834	0.00000
5	5	3	0.00000	7.34891	0.00000

Berekening dwarskracht- en momentwapening

Gebruik GTB tabellen 11.2.a of 11.3.b en 11.4.b voor het ontwerp van momentwapening en tabel 14.1 voor doorsneden betonstaal.

onderdeel: breedplaat fase 1

dwarskracht

$L = 1,80$ m
 $h = 80,00$ mm
 $d = 40,00$ mm
 $b = 1000,00$ mm
 $\text{sterkte} = B$
 $f_b = 21,00$ N/mm²
 $\tau_1 = 0,56$ N/mm²
 $\tau_2 = 4,20$ N/mm²
 $\omega_{0;\min} = 0,18$ %
 $\omega_{0;\max} = 1,94$ %

 $V_d = 11,66$ kN
 $\tau_d = 0,29$ N/mm²

sterkte: geen dwarskrachtwapening nodig

onderstaande berekening is niet van toepassing

$\text{staal FeB} = 500$ N/mm²
 $f_s = 435$ N/mm²
 $\tau_s = -0,27$ N/mm²
 $V_s = -10,74$ kN
 $L_s = -0,83$ m
 $A_s = -686,17$ mm²/m
 $\text{neem } A_s = 3696,00$ mm²/m 20 - 85
 $V_s = 57,85$ kN
 $\tau_s = 1,45$ N/mm²
 $\tau_u = 2,01$ N/mm²

sterkte: ok

moment

veld:
 ontwerptabel
 $M_d = 2,34$ kN
 $d = 0,04$ m
 $b = 1,00$ m
 ingang: 1462,50
 uitkomst -: 0,349 2,50
 uitkomst +: 0,351
 $\omega_0 = 0,350$ %
 $A_s = 139,80$ mm²
 $\text{neem } A_s = 151,00$ mm² 3 Ø 8
 $\omega_0 = 0,378$ %

bezwijkmoment

$x_u = 4,17$ mm
 $z = 38,37$ mm
 $N_c = N_s = 65,65$ kN
 $M_u = N_c \cdot z = 2,52$ kNm ok

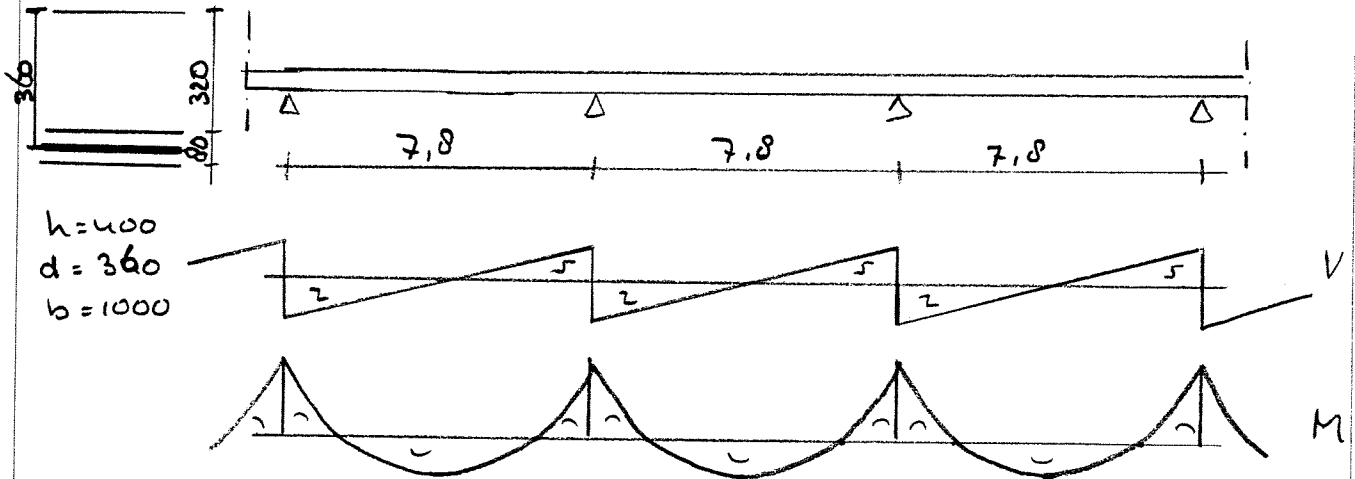
steunpunt:

ontwerptabel
 $M_d = 3,56$ kN
 $d = 0,04$ m
 $b = 1,00$ m
 ingang: 2225,00
 uitkomst -: 0,542 5,00
 uitkomst +: 0,544
 $\omega_0 = 0,543$ %
 $A_s = 217,20$ mm²
 $\text{neem } A_s = 251,00$ mm² 5 Ø 8
 $\omega_0 = 0,628$ %

bezwijkmoment

$x_u = 6,93$ mm
 $z = 37,30$ mm
 $N_c = N_s = 109,13$ kN
 $M_u = N_c \cdot z = 4,07$ kNm ok

Doorgaande ligger:



$$q_d = 11,52 \text{ kN/m} \quad \left(\begin{array}{l} \text{zelfde als fase 1} \\ (= \text{volledig eigen gewicht}) \end{array} \right)$$

$$V_d = \frac{1}{2} q l = 44,93 \text{ kN}$$

$$M_{dv} = \frac{1}{24} q l^2 = 29,20 \text{ kNm}$$

$$M_{ds} = \frac{1}{12} q l^2 = 58,40 \text{ kNm}$$

Onderdeel niveau 0

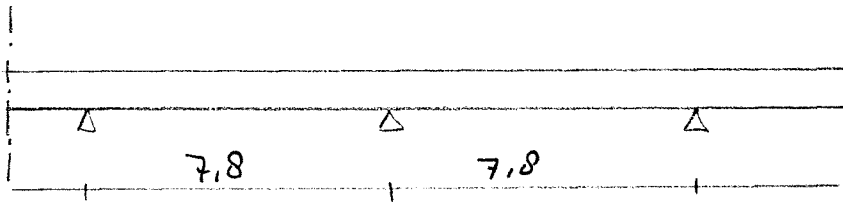
Naam

Datum 11-12 Pag.

14

Breedplaat

fase 3, variabele belasting
doorgaande ligger

 $h = 400$
 $d = 360$
 $b = 1000$

 $q_{v;d} = 1,3 \times 20,0 \times 1 = 26 \text{ kN/m}$ (alleen var. belasting)

In PCFrame "Bel-comb" zijn de volgende belastinggevallen berekend:

		V_{max}	M_{vmax}	M_{vmin}	M_{smax}
1 (2)		101,40	114,14	30,54	83,59
2 (3)		105,11	122,44	61,09	90,02
3 (4)		114,97	87,13	22,37	167,05
4 (5)		117,48	94,99	45,01	170,40

$$V_{dmax} = 117,48 \text{ kN}$$

$$M_{dvmax} = 122,44 \text{ kNm}$$

$$M_{dvmin} = 61,09 \text{ kNm}$$

$$M_{dsmax} = 170,40 \text{ kNm}$$



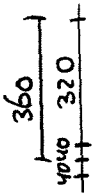
Onderdeel

niveau 0

Naam

breedplaat

eindfase = fase 2 + fase 3



$$h = 400$$

$$d = 320 + 40 = 360$$

$$b = 1000$$

$$V_d = 44,93 + 117,48 = 162,41 \text{ kN}$$

$$M_{v;d;\max} = 29,20 + 122,44 = 151,64 \text{ kNm}$$

$$M_{v;d;\min} = 29,20 - 61,09 = -31,89 \text{ kNm}$$

$$M_{s;d;\max} = 58,40 + 170,40 = 228,8 \text{ kNm}$$

Berekening dwarskracht- en momentwapening

Gebruik GTB tabellen 11.2.a of 11.3.b en 11.4.b voor het ontwerp van momentwapening
en tabel 14.1 voor doorsneden betonstaal.

onderdeel: breedplaat eindfase (= fase 2 + fase 3)

dwarskracht

$L = 7,80$ m
 $h = 400,00$ mm
 $d = 360,00$ mm
 $b = 1000,00$ mm
sterkte = B $35,00$
 $f_b = 21,00$ N/mm²
 $\tau_1 = 0,56$ N/mm²
 $\tau_2 = 4,20$ N/mm²
 $\omega_0, \min = 0,18$ %
 $\omega_0, \max = 1,94$ %
 $V_d = 162,41$ kN
 $\tau_d = 0,45$ N/mm²

sterkte: geen dwarskrachtwapening nodig

onderstaande berekening is niet van toepassing

staal FeB 500 N/mm²
 $f_s = 435$ N/mm²
 $\tau_s = -0,11$ N/mm²
 $V_s = -39,19$ kN
 $L_s = -0,94$ m
 $A_s = -278,20$ mm²/m
neem $A_s = 3696,00$ mm²/m $20 - 85$
 $V_s = 520,65$ kN
 $\tau_s = 1,45$ N/mm²
 $\tau_u = 2,01$ N/mm²

sterkte: ok

moment

veld (maximum):

ontwerptabel

$M_d = 151,64$ kN
 $d = 0,36$ m
 $b = 1,00$ m
ingang: $1170,06$
uitkomst -: $0,277$ 0,06
uitkomst +: $0,280$
 $\omega_0 = 0,277$ %
 $A_s = 997,27$ mm²
neem $A_s = 1018,00$ mm² $9 \text{ } \varnothing 12$
 $\omega_0 = 0,283$ %

bezwijkmoment

$x_u = 28,10$ mm
 $z = 349,04$ mm
 $N_c = N_s = 442,61$ kN ok
 $M_u = N_c \cdot z = 154,49$ kNm

veld (minimum):

ontwerptabel

$M_d = 31,89$ kN
 $d = 0,36$ m
 $b = 1,00$ m
ingang: $246,06$
uitkomst -: $0,056$ 6,06
uitkomst +: $0,058$ minimum wapening
 $\omega_0 = 0,180$ %
 $A_s = 648,00$ mm² $6 \text{ } \varnothing 12$
neem $A_s = 679,00$ mm²
 $\omega_0 = 0,189$ %

bezwijkmoment

$x_u = 18,74$ mm
 $z = 352,69$ mm
 $N_c = N_s = 295,22$ kN ok
 $M_u = N_c \cdot z = 104,12$ kNm

steunpunt:

ontwerptabel

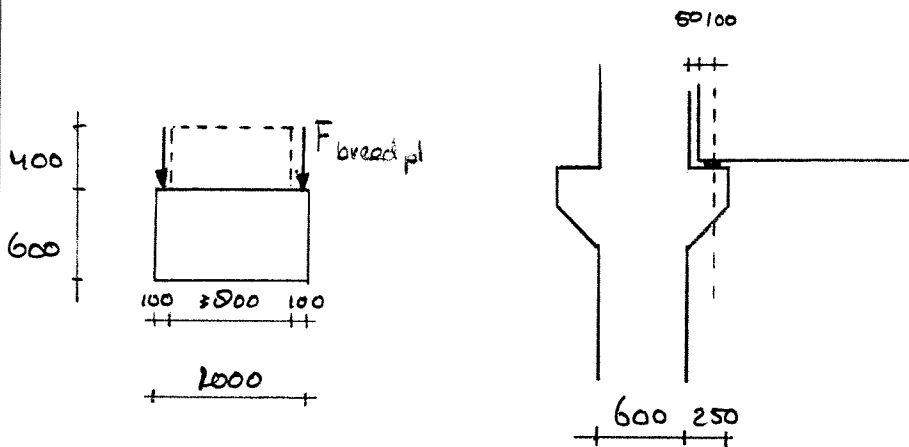
$M_d = 228,8$ kN
 $d = 0,36$ m
 $b = 1,00$ m
ingang: $1765,43$
uitkomst -: $0,429$ 5,43
uitkomst +: $0,431$
 $\omega_0 = 0,430$ %
 $A_s = 1548,31$ mm² $14 \text{ } \varnothing 12$
neem $A_s = 1582,00$ mm²
 $\omega_0 = 0,439$ %

bezwijkmoment

$x_u = 43,67$ mm
 $z = 342,97$ mm
 $N_c = N_s = 687,83$ kN ok
 $M_u = N_c \cdot z = 235,90$ kNm

Onderdeel verwaarde strook Naam
fase 1

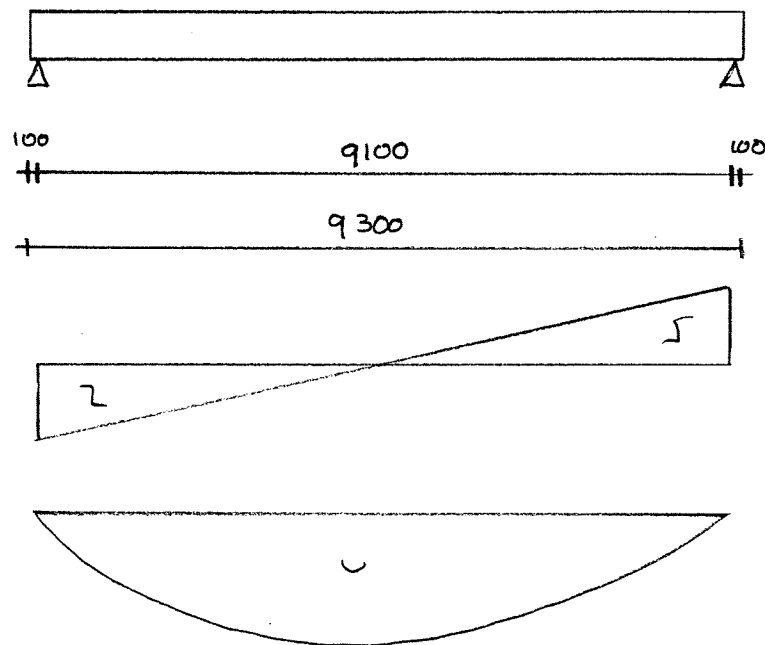
Datum 3-12 Pag. 13



$$h = 600$$

$$d = 510$$

$$b = 1000$$



$$q_{eg} = 0,6 \times 1 \times 24 = 14,4 \text{ kN/m}$$

$$q_{druklaag} = 0,4 \times 0,8 \times 24 = 7,68 \text{ kN/m}$$

$$q_{breedpl} = 2 \times 7,35 = 14,7 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 1,2 (14,4 + 7,68) + 14,7 = \underline{41,20 \text{ kN/m}}$$

$$V_d = \frac{1}{2} q l = 187,46 \text{ kN}$$

$$M_d = \frac{1}{8} q l^2 = 426,47 \text{ kNm}$$

Berekening dwarskracht- en momentwapening

Gebruik GTB tabellen 11.2.a of 11.3.b en 11.4.b voor het ontwerp van momentwapening en tabel 14.1 voor doorsneden betonstaal.

onderdeel: verzwaarde strook fase 1

dwarskracht

$L = 9,10$ m
 $h = 600,00$ mm
 $d = 510,00$ mm
 $b = 1000,00$ mm
 $\text{sterkte} = B$ 45,00
 $f_b = 27,00$ N/mm²
 $\tau_1 = 0,66$ N/mm²
 $\tau_2 = 5,40$ N/mm²
 $\omega_{0;\min} = 0,21$ %
 $\omega_{0;\max} = 2,49$ %
 $V_d = 187,46$ kN
 $\tau_d = 0,37$ N/mm²

sterkte: geen dwarskrachtwapening nodig

onderstaande berekening is niet van toepassing

$\text{staal FeB} = 500$ N/mm²
 $f_s = 435$ N/mm²
 $\tau_s = -0,29$ N/mm²
 $V_s = -149,14$ kN
 $L_s = -3,62$ m
 $A_s = -747,32$ mm²/m
 $\text{neem } A_s = 3696,00$ mm²/m 20 - 85
 $V_s = 737,59$ kN
 $\tau_s = 1,45$ N/mm²
 $\tau_u = 2,11$ N/mm²

sterkte: ok

moment

veld:
 ontwerptabel
 $M_d = 426,47$ kN
 $d = 0,51$ m
 $b = 1,00$ m
 ingang: 1639,64
 uitkomst -: 0,391 9,64
 uitkomst +: 0,394
 $\omega_0 = 0,394$ %
 $A_s = 2008,85$ mm²
 $\text{neem } A_s = 2199,00$ mm² 7 Ø 20
 $\omega_0 = 0,431$ %

bezwijkmoment

$x_u = 47,21$ mm
 $z = 491,59$ mm
 $N_c = N_s = 956,09$ kN
 $M_u = N_c \cdot z = 470,00$ kNm ok

steunpunt:

ontwerptabel
 $M_d = 0$ kN
 $d = 0,51$ m
 $b = 1,00$ m
 ingang: 0,00
 uitkomst -: 0,000 0,00
 uitkomst +: 0,000
 $\omega_0 = 0,210$ % minimum wapening
 $A_s = 1071,00$ mm²
 $\text{neem } A_s = 1206,00$ mm² 6 Ø 16
 $\omega_0 = 0,236$ %

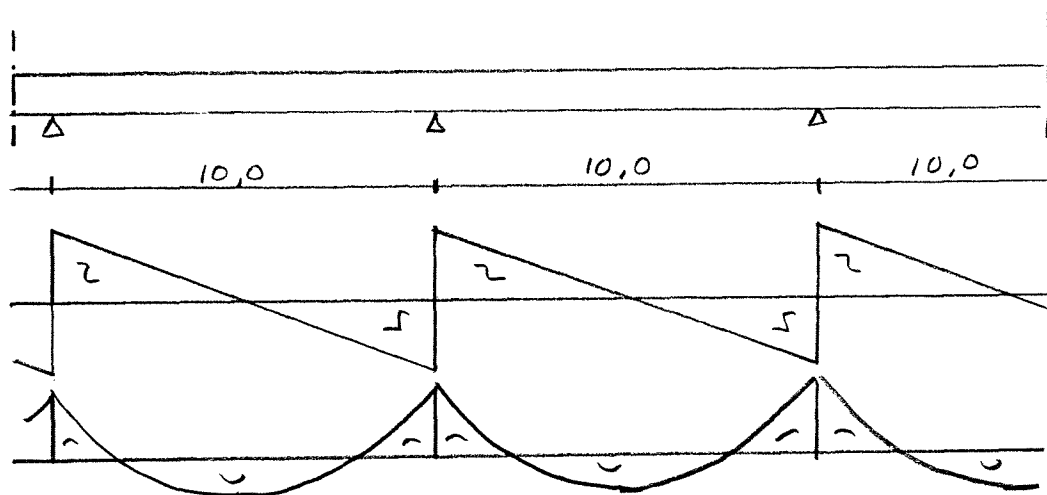
bezwijkmoment

$x_u = 25,89$ mm
 $z = 499,90$ mm
 $N_c = N_s = 524,35$ kN
 $M_u = N_c \cdot z = 262,12$ kNm ok

Onderdeel niveau 0
verreende strook
fase 2
doorgaande ligger

Naam

Datum 12-12 Pag. 19



$$\begin{aligned}
 q_d &= 2(\Delta F \text{ breedplaat fase 2}) - \text{eg druklaag (te veel gereeld)} \\
 &= 2 \cdot (44,93 - 7,35) - (0,8 \cdot 0,4 \cdot 24 \cdot 1,2) \\
 &= 75,16 - 9,22 = 65,94 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$V_d = \frac{1}{2} q l = 329,72 \text{ kN}$$

$$M_{v;d} = \frac{1}{24} q l^2 = 274,77 \text{ kNm}$$

$$M_{s;d} = \frac{1}{12} q l^2 = 549,53 \text{ kNm}$$



Onderdeel niveau 0

Naam

Datum 12-12 Pag.

20

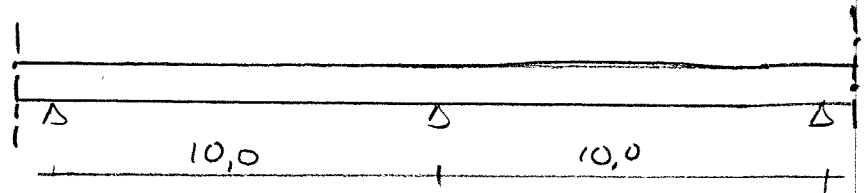
verruwde strook

fase 3 variabele belasting
doorgaande ruggen

$$h = 1000$$

$$d = 510 + 400 = 910$$

$$b = 1000$$



$$q_d = 2 \times F_{opl.} \text{ bp fase 3}$$

$$= 2 \times 117,48 = 234,96 \text{ kN/m}$$

In "PC FRAME" "BEL-BALK" zijn de volgende belasting -
gevallen berekend

		V_{max}	M_{vmax}	M_{vmin}	M_{smax}
1		1174,80	1695,34	453,68	1241,66
2		1217,78	1818,66	907,37	1337,17
3		1331,99	1294,24	332,28	2481,30
4		1361,04	1411,00	668,60	2531,07

$$V_{dmax} = 1361,04 \text{ kN}$$

$$M_{vdmax} = 1818,66 \text{ kNm}$$

$$M_{vdmin} = 907,37 \text{ kNm}$$

$$M_{sdmax} = 2531,07 \text{ kNm}$$



Onderdeel niveau 0

Naam

Datum 12-12 Pag.

21

verruwde strook
eindfase = fase 1 + fase 2 + fase 3

$$V_d = 187,46 + 329,72 + 1361,04 = 1878,22 \text{ kN}$$

$$M_{vd} = 426,47 + 274,77 + 1818,66 = 2519,90 \text{ kNm}$$

$$M_{vdmin} = 426,47 + 274,77 - 907,37 = -206,13 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 0 + 549,53 + 2531,07 = 3080,60 \text{ kNm}$$

Berekening dwarskracht- en momentwapening

Gebruik GTB tabellen 11.2.a of 11.3.b en 11.4.b voor het ontwerp van momentwapening en tabel 14.1 voor doorsneden betonstaal.

onderdeel: verzwaarde strook eindfase (= fase 1+ fase 2+ fase 3)

dwarskracht

L = 10,00 m
 h = 1000,00 mm
 d = 910,00 mm
 b = 1000,00 mm
 sterkte = B 35,00
 fb = 21,00 N/mm²
 τ₁ = 0,42 N/mm²
 τ₂ = 4,20 N/mm²
 ω_{0;min} = 0,18 %
 ω_{0;max} = 1,94 %

V_d = 1878,22 kN
 τ_d = 2,06 N/mm²

sterkte: dwarskrachtwapening nodig

dwarskrachtwapening

staal FeB 500 N/mm²
 f_s = 435 N/mm²
 τ_s = 1,64 N/mm²
 V_s = 1496,02 kN
 L_s = 3,98 m
 A_s = 4201,28 mm²/m
 neem A_s = 4462,00 mm²/m 25 - 110
 V_s = 1588,86 kN
 τ_s = 1,75 N/mm²
 τ_u = 2,17 N/mm²

sterkte: ok

moment

veld (maximum):

ontwerptabel

M_d = 2519,9 kN
 d = 0,91 m
 b = 1,00 m
 ingang: 3042,99
 uitkomst -: 0,750 2,99
 uitkomst +: 0,753
 ω₀ = 0,751 %
 A_s = 6833,16 mm²
 neem A_s = 7238,00 mm² 9 Ø 32
 ω₀ = 0,795 %

bezwijkmoment

x_u = 199,81 mm
 z = 832,08 mm
 N_c = N_s = 3146,96 kN
 M_u = N_c*z = 2618,50 kNm ok

veld (minimum):

ontwerptabel

M_d = 206,13 kN
 d = 0,91 m
 b = 1,00 m
 ingang: 248,92
 uitkomst -: 0,056 8,92
 uitkomst +: 0,058
 ω₀ = 0,180 % minimum wapening
 A_s = 1638,00 mm²
 neem A_s = 1963,00 mm² 4 Ø 25
 ω₀ = 0,216 %

bezwijkmoment

x_u = 54,19 mm
 z = 888,87 mm
 N_c = N_s = 853,48 kN
 M_u = N_c*z = 758,63 kNm ok

steunpunt:

ontwerptabel

M_d = 3080,6 kN
 d = 0,91 m
 b = 1,00 m
 ingang: 3720,08
 uitkomst -: 0,953 0,08
 uitkomst +: 0,956
 ω₀ = 0,953 % minimum wapening
 A_s = 8672,52 mm²
 neem A_s = 8752,00 mm² 6 Ø 32
 ω₀ = 0,962 % 8 Ø 25

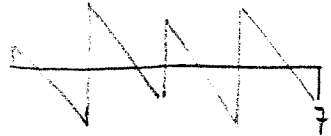
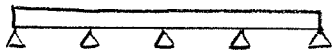
bezwijkmoment

x_u = 241,60 mm
 z = 815,78 mm
 N_c = N_s = 3805,22 kN
 M_u = N_c*z = 3104,20 kNm ok

Onderdeel verzwaaende strook en breedplaat resumé NaamDatum 12-12 Pag. 23

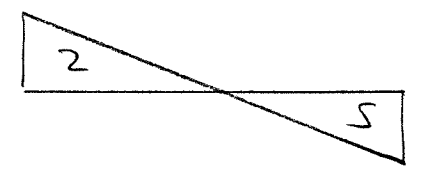
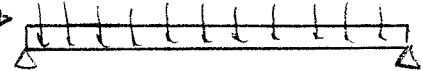
breedplaat

fase 1: $q_1 = 1,2(0,4 \times 24) = 11,52$

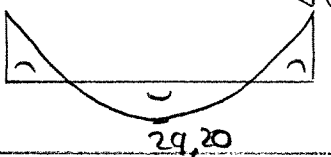
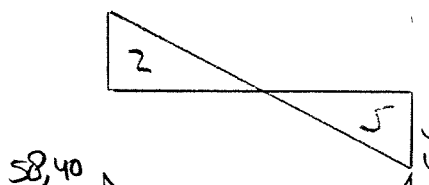


verzwaaende strook

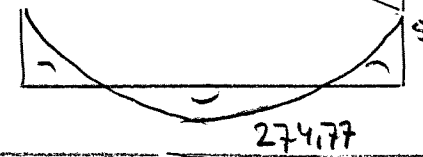
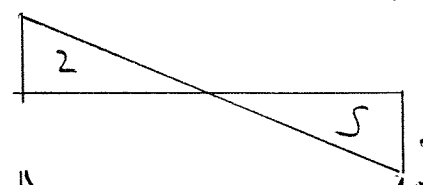
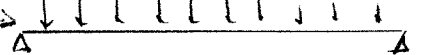
$$q_1 = 1,2(0,6 \times 24 + 0,8 \times 0,4 \times 24) + 2 \cdot 7,35 = 41,20$$



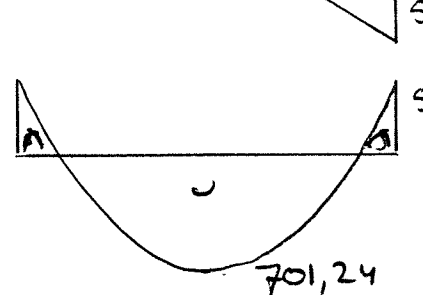
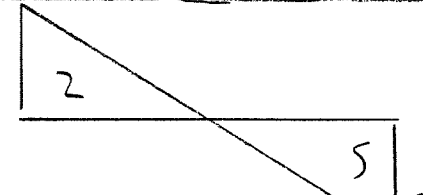
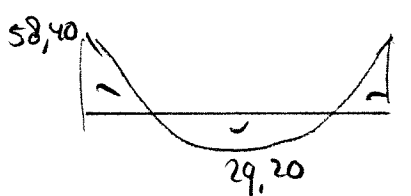
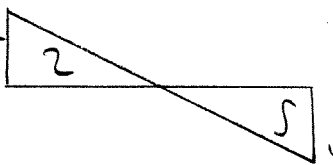
fase 2: $q_2 = 1,2(0,4 \times 24) = 11,52$



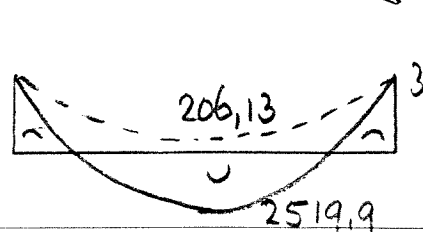
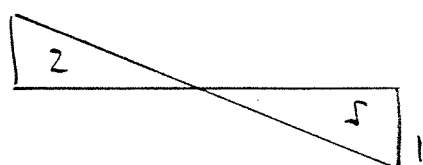
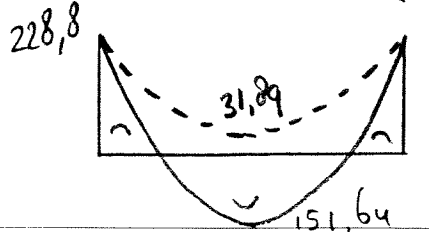
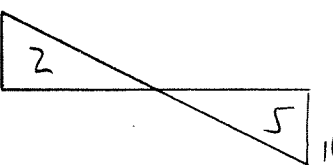
$$q_2 = 65,94$$

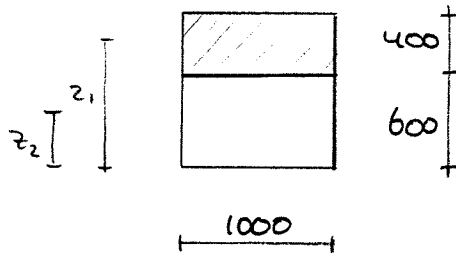


na fase 2



na fase 3





B35

$$E = 31.000 \text{ N/mm}^2$$

B45

$$E = 33.500 \text{ N/mm}^2$$

Berekening $(EA)_0$

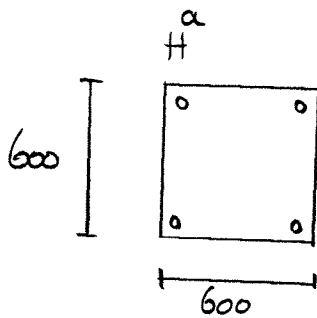
	E	A	$(EA)_0$
druklaag	31.000	400.000	$1,24 \cdot 10^{10}$
prefabball	33.500	600.000	$2,01 \cdot 10^{10}$
			$3,25 \cdot 10^{10}$

$$z_0 = \frac{z_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + z_2 \cdot E_2 \cdot A_2}{(EA)_0}$$

$$= \frac{800 \cdot 1,24 \cdot 10^{10} + 300 \cdot 2,01 \cdot 10^{10}}{3,25 \cdot 10^{10}} = 490,77 \text{ mm}$$

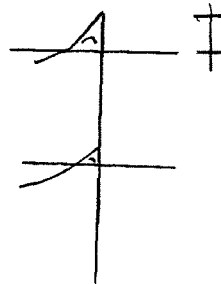
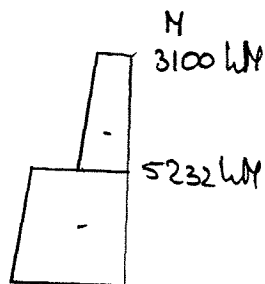
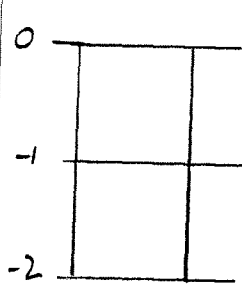
Berekening $(EI)_0$

druklaag	EI	$31.000 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 400^3$	=	$1,653 \cdot 10^{14}$
	$EA \Delta z^2$	$31.000 \cdot 400.000 \cdot 309,2^2$	=	$1,186 \cdot 10^{15}$
prefabball	EI	$33.500 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 600^3$	=	$6,030 \cdot 10^{14}$
	$EA \Delta z^2$	$33.500 \cdot 600.000 \cdot 190,77^2$	=	$7,315 \cdot 10^{14}$
	$(EI)_0$		=	$2,686 \cdot 10^{15} \text{ Nmm}^2$



$$\frac{a}{h} = \frac{60}{600} = 0,1$$

$$B65 \rightarrow f'_{tb} = 39 \text{ N/mm}^2$$



$$M_{s;d}(\text{var}) = 2531,07 \text{ kNm}$$

$$M_{s;d}(\text{var}) = \frac{1}{2} \cdot 2531,07 \text{ kNm}$$

$$= 1265,53$$

(aanname gelijk aan moment niveau 0)

$$\text{niveau 0: } e = \frac{M}{N} = \frac{2531,07}{3100} = 0,82 \text{ m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,82}{0,6} = 1,36$$

$$\text{niveau 1: } e = \frac{M}{N} = \frac{1265,53}{3100} = 0,24 \text{ m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,24}{0,6} = 0,4$$

niveau	N	M	$\frac{M}{f'_{tb} A_b}$	$\frac{M}{f'_{tb} A_b} \cdot \frac{e}{h}$	r	ω
0	3100	2531,07	0,22	0,30	1,85	4,81 %
-1	5232	1265,53	0,37	0,15	0,30	0,78 %

$$\omega_0 = 4,81 \% \Rightarrow A_s = 4,81 \cdot 10^{-2} \cdot 600^2 = 17316 \text{ mm}^2$$

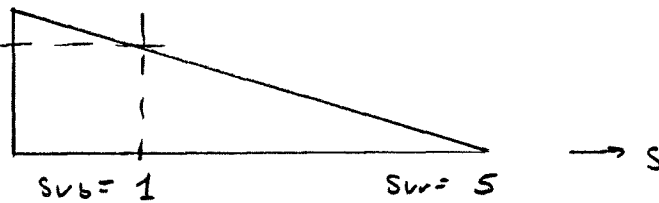
$$\text{neem } 4 \phi 40 + 16 \phi 32 \Rightarrow A_s = 17892 \text{ mm}^2$$

aanrijding door heftruck met pallet

- $G = 600 \text{ kg} + 900 \text{ kg} = 1500 \text{ kg} = 15 \text{ kN}$
- $v_{vr} = 15 \text{ km/h} = 4,2 \text{ m/s}$
- $E_{k, vr} = \frac{1}{2} m v^2 = \frac{1}{2} \cdot 15 \cdot 4,2^2 = 130 \text{ kJ}$
- $F_{vr} = 200 \text{ kN}$
- remweg $s_{vr} = 5 \text{ m}$

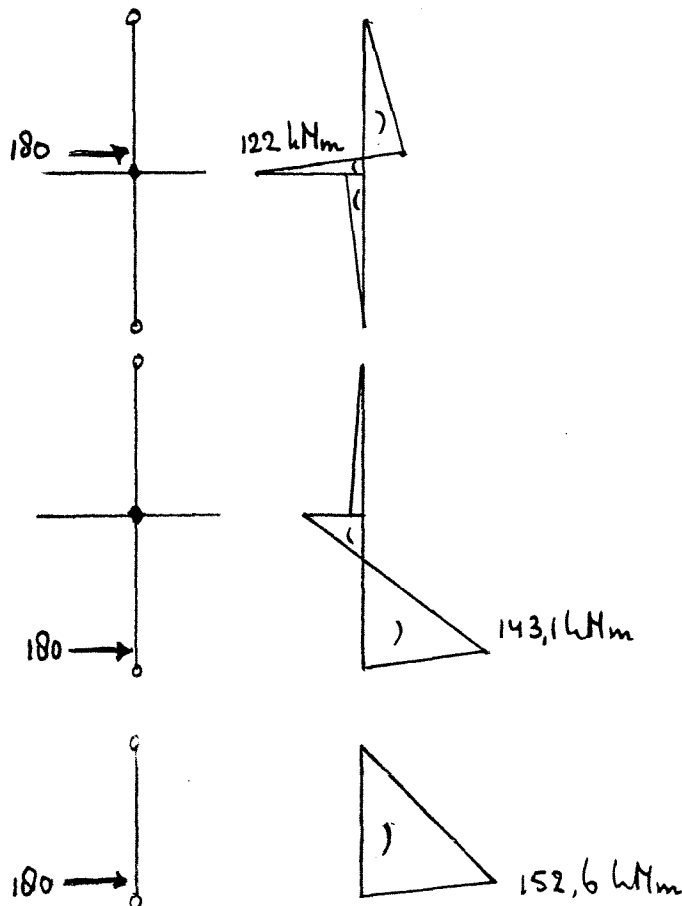
$$E_{k, vr} = 130$$

$$E_{k, vb} = 104,2$$

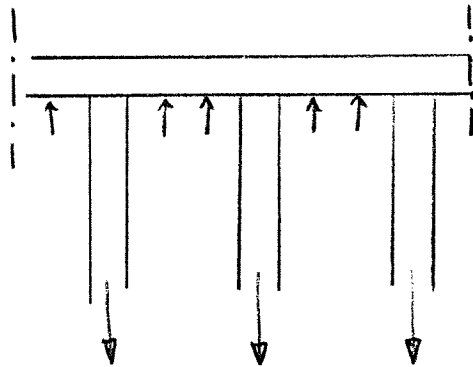


zie ook § 9.4 NEN 6702

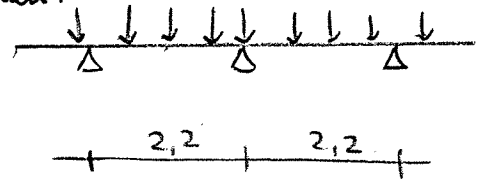
$$F_{rep} = F_{vr} \cdot \sqrt{\frac{E_{k, vb}}{E_{k, vr}}} = 200 \sqrt{\frac{104,2}{130}} = 180 \text{ kN}$$



$M_{max} = 152,6 \text{ kNm} < M_{wolven, max} \Rightarrow$ hoeft niet extra voor gewapend



omdraaien:



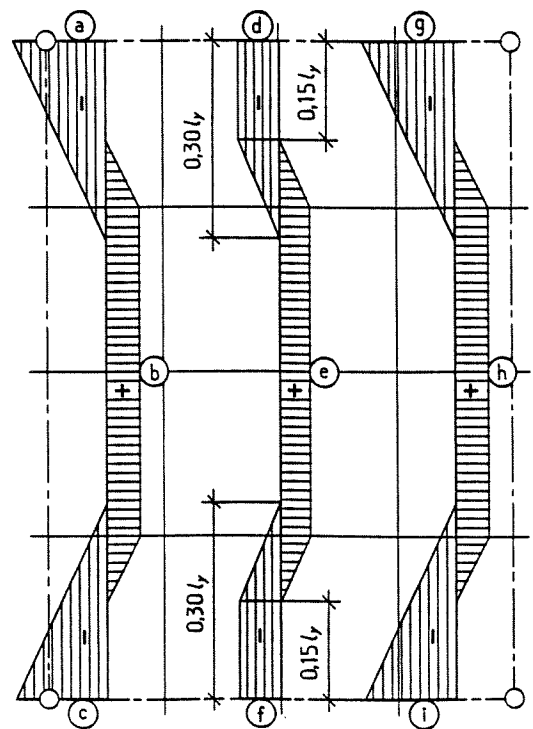
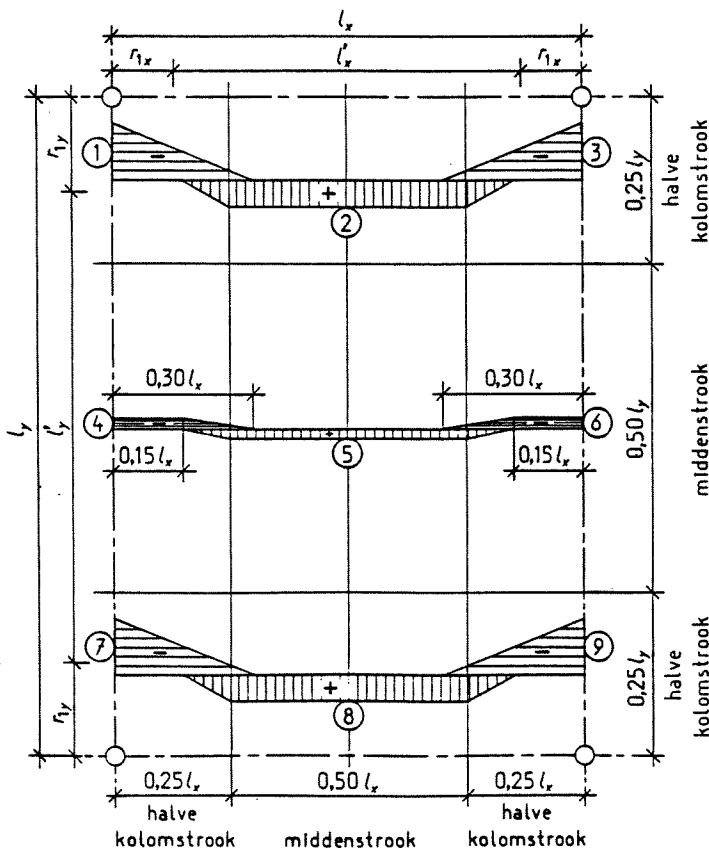
$$q_{\text{water}} = (17,7 - 1,4 - 3,3) \cdot 10 = 129,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{eg}} = 0,7 \cdot 24 = 16,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = 1,2 \cdot 129,5 - 0,9 \cdot 16,8 = 140,3 \text{ kN/m}^2$$

⇒ tabel 19 MKN 6720 blz 101 middelveld

$$\frac{l_y}{l_x} = 1,0$$

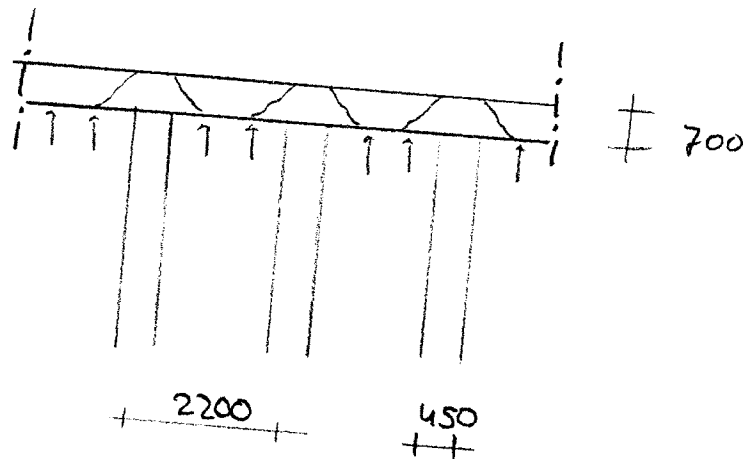


l_y/l_x	$m_{xx}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									$m_{yy}^* = 0,001 p_d l_y^2 \times$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1.0	-132	+54	-132	-40	+34	-40	-132	+54	-132	-132	+54	-132	-40	+34	-40	-132	+54	-132



Onderdeel niveau -2
pons brekpaal

Naam



$$F_{d;g} = 2,2 \cdot 2,2 \cdot 140,3 \text{ kN/m}^2 = 679,05 \text{ kN}$$

re periferie

$$a = \frac{2}{\pi} (a_e + a_b) = \frac{2}{\pi} (450 + 450) = 573 \text{ mm}$$

$$p = \pi (d + a) = \pi (0,9 \cdot 700 + 573) = 3779,2 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{F_d}{p \cdot d} = \frac{679,05 \cdot 10^3}{3779,2 \cdot 0,9 \cdot 700} = 0,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 = 0,8 f_b = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ N/mm}^2$$

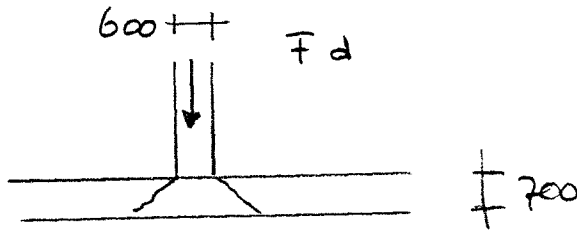
$$\tau_2 = 0,15 f_b' = 0,15 \cdot 21 = 3,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d < \tau_1 \Rightarrow \text{geen ponswepening nodig}$$

Onderdeel niveau -2
pons holon

Naam

Datum 12-12 Pag. 29



$$F_d = 1,2 (1915,2) + 1,3 (2496,0) = 5543 \text{ kN}$$

(zie gewichts berekening)

1^e periferie

$$a = \frac{2}{\pi} (a_e + a_b) = \frac{2}{\pi} \cdot (600 + 600) = 764 \text{ mm}$$

$$p = \pi (d + a) = \pi (0,9 \cdot 700 + 764) = 4379,2 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{F_d}{p \cdot d} = \frac{5543 \cdot 10^3}{4379,2 \cdot 0,9 \cdot 700} = 2,01 \text{ N/mm}^2$$

 $\tau_d > \tau_1 \rightarrow$ ponswepening nodig

$$\tau_s = \tau_d - \tau_1 = 0,89 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = \frac{1,5 \cdot p \cdot d \cdot \tau_s}{f_s} = \frac{1,5 \cdot 4379,2 \cdot 0,9 \cdot 700 \cdot 0,89}{435} = 8462 \text{ mm}^2$$

neem $\phi 32 - 95$

tweede periferie:

$$p = \pi (3d + a) = \pi (3 \cdot 0,9 \cdot 700 + 764) = 8337,6 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{F_d}{p \cdot d} = \frac{5543 \cdot 10^3}{8337,6 \cdot 0,9 \cdot 700} = 1,06$$

 $\tau_d < \tau_1 \rightarrow$ geen ponswap. nodig

Berekening dwarskracht- en momentwapening

Gebruik GTB tabellen 11.2.a of 11.3.b en 11.4.b voor het ontwerp van momentwapening en tabel 14.1 voor doorsneden betonstaal.

onderdeel: vloer niveau -2

pons trekpaal

zijde paal mm
 h = mm
 d = mm
 b = mm
 sterkte = B
 fb = 21,00 N/mm²
 τ₁ = 1,12 N/mm²
 τ₂ = 4,20 N/mm²
 staal FeB 500,00
 fs = 435
 ω_{0,min} = 0,18 %
 ω_{0,max} = 1,94 %

Fd = kN
 a = 572,96 mm²
 p = 3779,20 mm²
 τ_d = 0,31 N/mm²

sterkte: geen ponswapening nodig

pons kolom

zijde kolom mm

Fd = kN
 a = 763,94 mm²
 p = 4379,20 mm²
 τ_d = 2,01 N/mm²

sterkte: ponswapening nodig

ponswapening

eerste periferie:

As₁ = 8462,96 mm²

tweede periferie:

p = 8337,61 mm²
 τ_d = 1,06 N/mm²

sterkte: geen ponswapening nodig

moment

bovenwapening 1, 3, 7, 9; a, c, g, i.

ontwerptabel

Md = kN
 d = 0,63 m
 b = 2,20 m
 ingang: 102,61
 uitkomst -: 2,61
 uitkomst +:
 ω₀ = 0,180 % minimum wapening
 As = 2494,80 mm²
 neem As = mm²
 ω₀ = 0,181 %

bezwijkmoment

xu = 31,53 mm
 z = 617,70 mm
 Nc = Ns = 1092,61 kN
 Mu = Nc*z = 674,91 kNm ok

momentwapening (vervolg)

benedenwapening 2, 8; b, h.

ontwerptabel

Md = kN
 d = 0,63 m
 b = 2,20 m
 ingang: 42,03
 uitkomst -: 2,03
 uitkomst +:
 ω₀ = 0,180 % minimum wapening
 As = 2494,80 mm²
 neem As = mm²
 ω₀ = 0,181 %

bezwijkmoment

xu = 31,53 mm
 z = 617,70 mm
 Nc = Ns = 1092,61 kN
 Mu = Nc*z = 674,91 kNm ok

moment

bovenwapening 4, 6; d, f.

ontwerptabel

Md = kN
 d = 0,63 m
 b = 2,20 m
 ingang: 31,15
 uitkomst -: 1,15
 uitkomst +:
 ω₀ = 0,180 % minimum wapening
 As = 2494,80 mm²
 neem As = mm²
 ω₀ = 0,181 %

bezwijkmoment

xu = 31,53 mm
 z = 617,70 mm
 Nc = Ns = 1092,61 kN
 Mu = Nc*z = 674,91 kNm ok

benedenwapening 5; e.

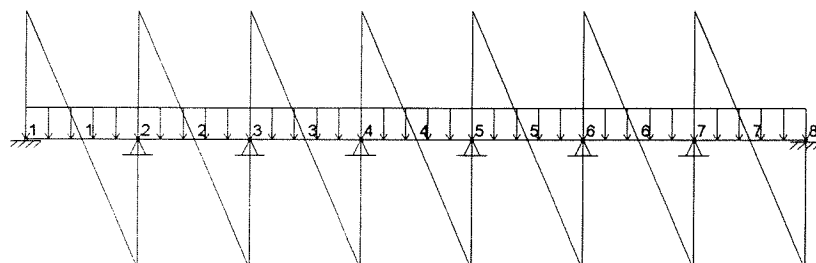
ontwerptabel

Md = kN
 d = 0,63 m
 b = 2,20 m
 ingang: 26,46
 uitkomst -: 6,46
 uitkomst +:
 ω₀ = 0,180 % minimum wapening
 As = 2494,80 mm²
 neem As = mm²
 ω₀ = 0,181 %

bezwijkmoment

xu = 31,53 mm
 z = 617,70 mm
 Nc = Ns = 1092,61 kN
 Mu = Nc*z = 674,91 kNm ok

Bijlage L: Uitvoer PCFRAME berekeningen



44.93(kN)

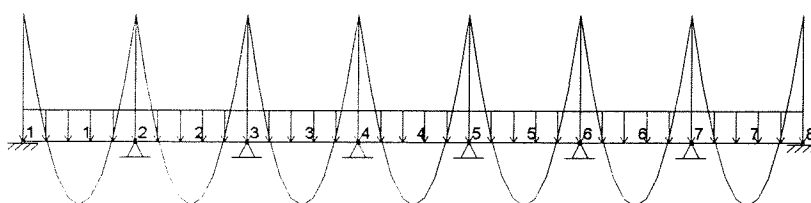
TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 5/12/1996

Project: fruitterminal

Onderdeel: breedplaatvloer

DWARSKRACHT belast. comb. 1



58.41(kNm)

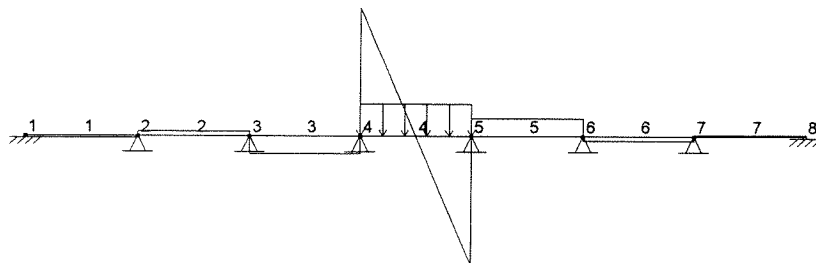
TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 5/12/1996

Project: fruitterminal

Onderdeel: breedplaatvloer

MOMENT belast. comb. 1



101.40(kN)

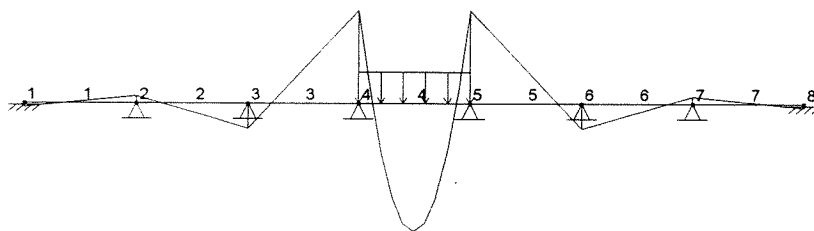
TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 5/12/1996

Project: fruitterminal

Onderdeel: breedplaatvloer

DWARKRACHT belast. comb. 2



114.14(kNm)

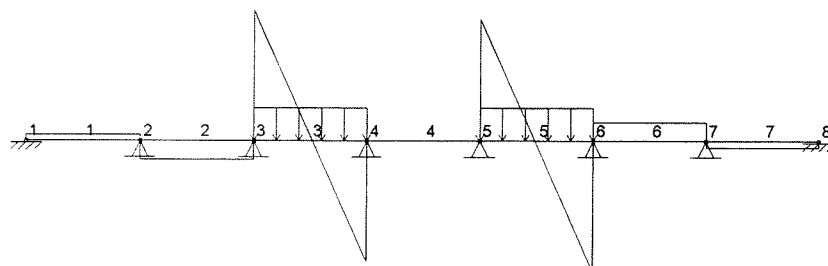
TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 5/12/1996

Project: fruitterminal

Onderdeel: breedplaatvloer

MOMENT belast. comb. 2



105.11(kN)

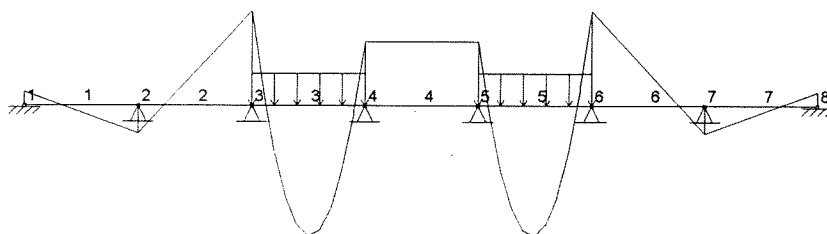
TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 5/12/1996

Project: fruitterminal

Onderdeel: breedplaatvloer

DWARSKRACHT belast. comb. 3



122.44(kNm)

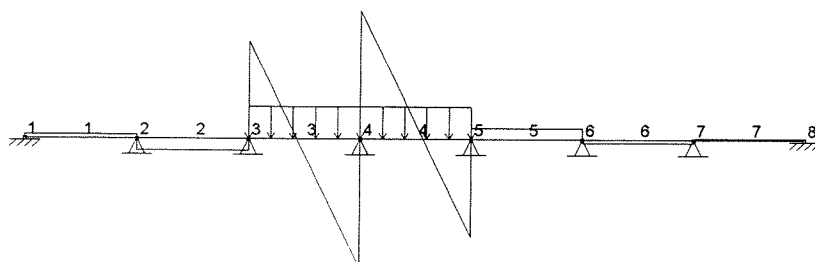
TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 5/12/1996

Project: fruitterminal

Onderdeel: breedplaatvloer

MOMENT belast. comb. 3



114.97(kN)

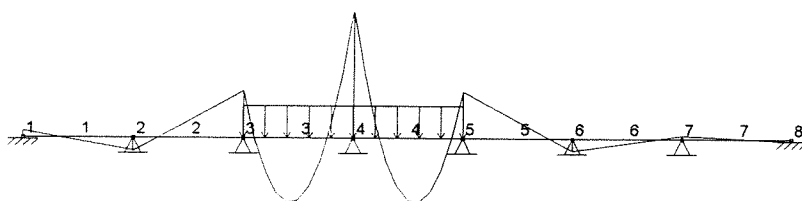
TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 5/12/1996

Project: fruitterminal

Onderdeel: breedplaatvloer

DWARKRACHT belast. comb. 4



167.05(kNm)

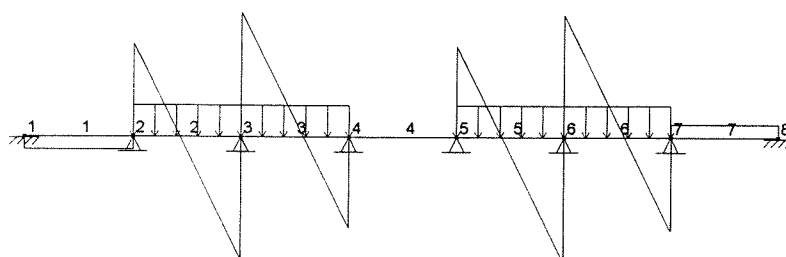
TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 5/12/1996

Project: fruitterminal

Onderdeel: breedplaatvloer

MOMENT belast. comb. 4



117.48(kN)

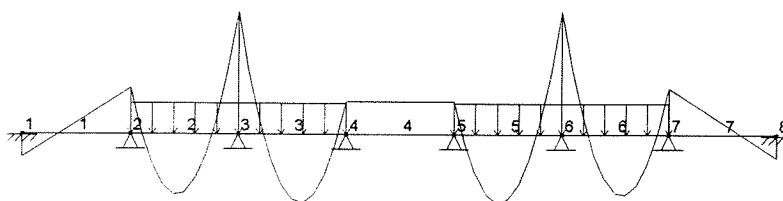
TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 5/12/1996

Project: fruitterminal

Onderdeel: breedplaatvloer

DWARSKRACHT belast. comb. 5



170.40(kNm)

TU-Delft, Civiele Techniek

Datum : 5/12/1996

Project: fruitterminal

Onderdeel: breedplaatvloer

MOMENT belast. comb. 5

=====

TU-Delft, Civiele Techniek

Bestandsnaam : bel_comb
 Project : fruitterminal
 Onderdeel : breedplaatvloer
 Datum : 5/12/1996

=====

Berekeningsresultaten van programma PC-FRAME Versie 3.50 september 1990

Eenheden: lengte : m
 kracht : kN
 hoek : rad

Probleem specificatie

=====

8 Knopen
 7 Staven
 1 Profielen
 8 Opleggingen
 0 Voorgescreven verplaatsingen
 5 Belastinggevallen
 5 Belastingcombinaties
 0 Knoopbelastingen
 16 Staafbelastingen

Knoopcoordinaten

=====

Knoop nummer	X coördinaat (m)	Y coördinaat (m)
1	0.0000	0.0000
2	7.8000	0.0000
3	15.6000	0.0000
4	23.4000	0.0000
5	31.2000	0.0000
6	39.0000	0.0000
7	46.8000	0.0000
8	54.6000	0.0000

Staafgegevens

=====

Staaf nummer	Beg knoop	End knoop	Staaf type	Profiel nr/type	Lengte (m)
1	1	2	1	HE 200A	7.800
2	2	3	1	HE 200A	7.800
3	3	4	1	HE 200A	7.800
4	4	5	1	HE 200A	7.800
5	5	6	1	HE 200A	7.800
6	6	7	1	HE 200A	7.800
7	7	8	1	HE 200A	7.800

Staaf type :

1 ----
 2 o---
 3 ---o
 4 o---o

Opleggingen

=====

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type
---------------------	-----------------	-------------------

Oplegging type :

1 rol ux = 0
 2 rol uy = 0
 3 scharnier
 4 inklemming

1	1	4
2	2	3
3	3	3
4	4	3
5	5	3
6	6	3
7	7	3
8	8	4

Staaflastelingen (kN) (kNm) (kN/m)

Bel. type: 1 Tz

2 FxL 6 qxL/xL
3 FyL 7 qyL/xL
4 FxG 8 qxG/xL 10 qxG/yG
5 FyG 9 qyG/xL 11 qyG/xG

Bel. nr.	Bel. gev.	Staafl. nr.	Bel. type	Beg	Belasting beg	End	Belasting end
1	1	2	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200
2	1	3	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200
3	1	5	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200
4	1	6	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200
5	3	5	11	0.00000	-26.0000	1.00000	-26.0000
6	3	3	11	0.00000	-26.0000	1.00000	-26.0000
7	5	2	11	0.00000	-26.0000	1.00000	-26.0000
8	5	5	11	0.00000	-26.0000	1.00000	-26.0000
9	2	4	11	0.00000	-26.0000	1.00000	-26.0000
10	4	3	11	0.00000	-26.0000	1.00000	-26.0000
11	4	4	11	0.00000	-26.0000	1.00000	-26.0000
12	5	3	11	0.00000	-26.0000	1.00000	-26.0000
13	5	6	11	0.00000	-26.0000	1.00000	-26.0000
14	1	1	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200
15	1	4	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200
16	1	7	11	0.00000	-11.5200	1.00000	-11.5200

Belastingcombinatie 1

Bel. geval	Verm. factor
1	1.00000
2	0.00000
3	0.00000
4	0.00000
5	0.00000

Belastingcombinatie 2

Bel. geval	Verm. factor
1	0.00000
2	1.00000
3	0.00000
4	0.00000
5	0.00000

Belastingcombinatie 3

Bel. geval	Verm. factor
1	0.00000
2	0.00000
3	1.00000
4	0.00000
5	0.00000

Belastingcombinatie 4

Belastingcombinatie 4	
Bel. geval	Verm. factor
1	0.00000
2	0.00000
3	0.00000
4	1.00000
5	0.00000

Belastingcombinatie 5

Belastingcombinatie 5	
Bel. geval	Verm. factor
1	0.00000
2	0.00000
3	0.00000
4	0.00000
5	1.00000

Staafrachten in globaal assenstelsel BELASTINGCOMBINATIE 1

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	44.928	44.928	58.406	-58.406
2	2	3	0.000	0.000	44.928	44.928	58.406	-58.406
3	3	4	0.000	0.000	44.928	44.928	58.406	-58.406
4	4	5	0.000	0.000	44.928	44.928	58.406	-58.406
5	5	6	0.000	0.000	44.928	44.928	58.406	-58.406
6	6	7	0.000	0.000	44.928	44.928	58.406	-58.406
7	7	8	0.000	0.000	44.928	44.928	58.406	-58.406

Extremes veldmomenten BELASTINGCOMBINATIE 1

Stf nr.	Beg knp	End knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M max (kNm)	Mmax plaats
1	1	2	58.406	-58.406	-29.203	0.5000000	58.406	0.0000000
2	2	3	58.406	-58.406	-29.203	0.5000000	58.406	0.0000000
3	3	4	58.406	-58.406	-29.203	0.5000000	58.406	0.0000000
4	4	5	58.406	-58.406	-29.203	0.5000000	58.406	0.0000000
5	5	6	58.406	-58.406	-29.203	0.5000000	58.406	0.0000000
6	6	7	58.406	-58.406	-29.203	0.5000000	58.406	0.0000000
7	7	8	58.406	-58.406	-29.203	0.5000000	58.406	0.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGCOMBINATIE 1

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	1	4	0.00000	44.92800	58.40640
2	2	3	0.00000	89.85600	0.00000
3	3	3	0.00000	89.85600	0.00000
4	4	3	0.00000	89.85600	0.00000
5	5	3	0.00000	89.85600	0.00000
6	6	3	0.00000	89.85600	0.00000
7	7	3	0.00000	89.85600	0.00000
8	8	4	0.00000	44.92800	-58.40640

Staafkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGCOMBINATIE 2

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	-1.237	1.237	-3.215	-6.430
2	2	3	0.000	0.000	3.710	-3.710	6.430	22.506
3	3	4	0.000	0.000	-13.602	13.602	-22.506	-83.593
4	4	5	0.000	0.000	101.400	101.400	83.593	-83.593
5	5	6	0.000	0.000	13.602	-13.602	83.593	22.506
6	6	7	0.000	0.000	-3.710	3.710	-22.506	-6.430
7	7	8	0.000	0.000	1.237	-1.237	6.430	3.215

Extreme veldmomenten BELASTINGCOMBINATIE 2

Stf nr.	Beg knp	End knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M max (kNm)	Mmax plaats
4	4	5	83.593	-83.593	-114.137	0.5000000	83.593	0.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGCOMBINATIE 2

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	1	4	0.00000	-1.23659	-3.21512
2	2	3	0.00000	4.94634	0.00000
3	3	3	0.00000	-17.31220	0.00000
4	4	3	0.00000	115.00244	0.00000
5	5	3	0.00000	115.00244	0.00000
6	6	3	0.00000	-17.31220	0.00000
7	7	3	0.00000	4.94634	0.00000
8	8	4	0.00000	-1.23659	3.21512

Staafkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGCOMBINATIE 3

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	4.946	-4.946	12.860	25.721
2	2	3	0.000	0.000	-14.839	14.839	-25.721	-90.023
3	3	4	0.000	0.000	105.110	97.690	90.023	-61.087
4	4	5	0.000	0.000	0.000	-0.000	61.087	-61.087
5	5	6	0.000	0.000	97.690	105.110	61.087	-90.023
6	6	7	0.000	0.000	14.839	-14.839	90.023	25.721
7	7	8	0.000	0.000	-4.946	4.946	-25.721	-12.860

Extreme veldmomenten BELASTINGCOMBINATIE 3

Stf nr.	Beg knp	End knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M max (kNm)	Mmax plaats
3	3	4	90.023	-61.087	-122.439	0.5182927	90.023	0.0000000
5	5	6	61.087	-90.023	-122.439	0.4817073	90.023	1.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGCOMBINATIE 3

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	1	4	0.00000	4.94634	12.86049
2	2	3	0.00000	-19.78537	0.00000
3	3	3	0.00000	119.94878	0.00000
4	4	3	0.00000	97.69024	0.00000
5	5	3	0.00000	97.69024	0.00000
6	6	3	0.00000	119.94878	0.00000
7	7	3	0.00000	-19.78537	0.00000
8	8	4	0.00000	4.94634	-12.86049

Staafrachten in globaal assenstelsel BELASTINGCOMBINATIE 4

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	3.379	-3.379	8.785	17.570
2	2	3	0.000	0.000	-10.137	10.137	-17.570	-61.495
3	3	4	0.000	0.000	87.867	114.933	61.495	-167.050
4	4	5	0.000	0.000	114.968	87.832	167.050	-61.223
5	5	6	0.000	0.000	9.962	-9.962	61.223	16.483
6	6	7	0.000	0.000	-2.717	2.717	-16.483	-4.709
7	7	8	0.000	0.000	0.906	-0.906	4.709	2.355

Extremes veldmomenten BELASTINGCOMBINATIE 4

Stf nr.	Beg knp	End knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M max (kNm)	Mmax plaats
3	3	4	61.495	-167.050	-86.979	0.4332704	167.050	1.0000000
4	4	5	167.050	-61.223	-87.133	0.5669014	167.050	0.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGCOMBINATIE 4

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	1	4	0.00000	3.37884	8.78498
2	2	3	0.00000	-13.51536	0.00000
3	3	3	0.00000	98.00374	0.00000
4	4	3	0.00000	229.90038	0.00000
5	5	3	0.00000	97.79474	0.00000
6	6	3	0.00000	-12.67935	0.00000
7	7	3	0.00000	3.62267	0.00000
8	8	4	0.00000	-0.90567	2.35474

Staafrachten in globaal assenstelsel BELASTINGCOMBINATIE 5

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	-12.366	12.366	-32.151	-64.302
2	2	3	0.000	0.000	87.798	115.002	64.302	-170.401
3	3	4	0.000	0.000	117.476	85.324	170.401	-45.012
4	4	5	0.000	0.000	0.000	0.000	45.012	-45.012
5	5	6	0.000	0.000	85.324	117.476	45.012	-170.401
6	6	7	0.000	0.000	115.002	87.798	170.401	-64.302
7	7	8	0.000	0.000	12.366	-12.366	64.302	32.151

Extreme veldmomenten BELASTINGCOMBINATIE 5

Stf	Beg	End	M	M	M	Mmin	M	Mmax
nr.	knp	knp	beg	end	min	plaats	max	plaats
			(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	
2	2	3	64.302	-170.401	-83.936	0.4329268	170.401	1.0000000
3	3	4	170.401	-45.012	-94.993	0.5792683	170.401	0.0000000
5	5	6	45.012	-170.401	-94.993	0.4207317	170.401	1.0000000
6	6	7	170.401	-64.302	-83.936	0.5670732	170.401	0.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGCOMBINATIE 5

Oplegging	Knoop	Oplegging	Fx	Fy	Tz
nummer	nummer	type	(kN)	(kN)	(kNm)
1	1	4	0.00000	-12.36585	-32.15122
2	2	3	0.00000	100.16341	0.00000
3	3	3	0.00000	232.47805	0.00000
4	4	3	0.00000	85.32439	0.00000
5	5	3	0.00000	85.32439	0.00000
6	6	3	0.00000	232.47805	0.00000
7	7	3	0.00000	100.16341	0.00000
8	8	4	0.00000	-12.36585	32.15122

=====

TU-Delft, Civiele Techniek

Bestandsnaam : BEL_BALK
 Project : fruitterminal
 Onderdeel : prefab balk
 Datum : 11/12/1996

=====

Berekeningsresultaten van programma PC-FRAME Versie 3.50 september 1990

Eenheden: lengte : m
 kracht : kN
 hoek : rad

Probleem specificatie

=====

8 Knopen
 7 Staven
 1 Profielen
 8 Opleggingen
 0 Voorgescreven verplaatsingen
 5 Belastinggevallen
 0 Belastingcombinaties
 0 Knoopbelastingen
 16 Staaftbelastingen

Knoopcoordinaten

=====

Knoop nummer	X coördinaat (m)	Y coördinaat (m)
1	0.0000	0.0000
2	10.0000	0.0000
3	20.0000	0.0000
4	30.0000	0.0000
5	40.0000	0.0000
6	50.0000	0.0000
7	60.0000	0.0000
8	70.0000	0.0000

Staaftgegevens

=====

Staaft nummer	Beg knoop	End knoop	Staaft type	Profiel nr/type	Lengte (m)
1	1	2	1	HE 200A	10.000
2	2	3	1	HE 200A	10.000
3	3	4	1	HE 200A	10.000
4	4	5	1	HE 200A	10.000
5	5	6	1	HE 200A	10.000
6	6	7	1	HE 200A	10.000
7	7	8	1	HE 200A	10.000

Staaft type :

1 -----
 2 o-----
 3 ----o
 4 o---o

Opleggingen

=====

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type
1	1	4
2	2	3
3	3	3
4	4	3
5	5	3
6	6	3
7	7	3
8	8	4

Oplegging type :

1 rol ux = 0
 2 rol uy = 0
 3 scharnier
 4 inklemming

Staaftbelastingen (kN) (kNm) (kN/m)

Bel. type: 1 Tz

2 FxL 6 qxL/xL
3 FyL 7 qyL/xL
4 FxG 8 qxG/xL 10 qxG/yG
5 FyG 9 qyG/xL 11 qyG/xG

Bel. nr.	Bel. gev.	Staaft nr.	Bel. type	Beg	Belasting beg	End	Belasting end
1	1	2	11	0.00000	-65.9400	1.00000	-65.9400
2	1	3	11	0.00000	-65.9400	1.00000	-65.9400
3	1	5	11	0.00000	-65.9400	1.00000	-65.9400
4	1	6	11	0.00000	-65.9400	1.00000	-65.9400
5	3	5	11	0.00000	-234.9600	1.00000	-234.9600
6	3	3	11	0.00000	-234.9600	1.00000	-234.9600
7	5	2	11	0.00000	-234.9600	1.00000	-234.9400
8	5	5	11	0.00000	-234.9600	1.00000	-234.9600
9	2	4	11	0.00000	-234.9600	1.00000	-234.9600
10	4	3	11	0.00000	-234.9600	1.00000	-234.9600
11	4	4	11	0.00000	-234.9600	1.00000	-234.9600
12	5	3	11	0.00000	-234.9600	1.00000	-234.9600
13	5	6	11	0.00000	-234.9600	1.00000	-234.9600
14	1	1	11	0.00000	-65.9400	1.00000	-65.9400
15	1	4	11	0.00000	-65.9400	1.00000	-65.9400
16	1	7	11	0.00000	-65.9400	1.00000	-65.9400

Staaftkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 1

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	329.700	329.700	549.500	-549.500
2	2	3	0.000	0.000	329.700	329.700	549.500	-549.500
3	3	4	0.000	0.000	329.700	329.700	549.500	-549.500
4	4	5	0.000	0.000	329.700	329.700	549.500	-549.500
5	5	6	0.000	0.000	329.700	329.700	549.500	-549.500
6	6	7	0.000	0.000	329.700	329.700	549.500	-549.500
7	7	8	0.000	0.000	329.700	329.700	549.500	-549.500

Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL 1

Stf nr.	Beg knp	End knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M max (kNm)	Mmax plaats
1	1	2	549.500	-549.500	-274.750	0.5000000	549.500	0.0000000
2	2	3	549.500	-549.500	-274.750	0.5000000	549.500	0.0000000
3	3	4	549.500	-549.500	-274.750	0.5000000	549.500	0.0000000
4	4	5	549.500	-549.500	-274.750	0.5000000	549.500	0.0000000
5	5	6	549.500	-549.500	-274.750	0.5000000	549.500	0.0000000
6	6	7	549.500	-549.500	-274.750	0.5000000	549.500	0.0000000
7	7	8	549.500	-549.500	-274.750	0.5000000	549.500	0.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 1

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	1	4	0.00000	329.70000	549.50000
2	2	3	0.00000	659.40000	0.00000
3	3	3	0.00000	659.40000	0.00000
4	4	3	0.00000	659.40000	0.00000
5	5	3	0.00000	659.40000	0.00000
6	6	3	0.00000	659.40000	0.00000
7	7	3	0.00000	659.40000	0.00000
8	8	4	0.00000	329.70000	-549.50000

Staafkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 2

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	-14.327	14.327	-47.756	-95.512
2	2	3	0.000	0.000	42.980	-42.980	95.512	334.293
3	3	4	0.000	0.000	-157.595	157.595	-334.293	-1241.659
4	4	5	0.000	0.000	1174.800	1174.800	1241.659	-1241.659
5	5	6	0.000	0.000	157.595	-157.595	1241.659	334.293
6	6	7	0.000	0.000	-42.980	42.980	-334.293	-95.512
7	7	8	0.000	0.000	14.327	-14.327	95.512	47.756

Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL 2

Stf nr.	Beg knp	End knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M max (kNm)	Mmax plaats
4	4	5	1241.659	-1241.659	-1695.341	0.5000000	1241.659	0.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 2

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	1	4	0.00000	-14.32683	-47.75610
2	2	3	0.00000	57.30732	0.00000
3	3	3	0.00000	-200.57561	0.00000
4	4	3	0.00000	1332.39512	0.00000
5	5	3	0.00000	1332.39512	0.00000
6	6	3	0.00000	-200.57561	0.00000
7	7	3	0.00000	57.30732	0.00000
8	8	4	0.00000	-14.32683	47.75610

Staafkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 3

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	57.307	-57.307	191.024	382.049
2	2	3	0.000	0.000	-171.922	171.922	-382.049	-1337.171
3	3	4	0.000	0.000	1217.780	1131.820	1337.171	-907.366
4	4	5	0.000	0.000	0.000	-0.000	907.366	-907.366
5	5	6	0.000	0.000	1131.820	1217.780	907.366	-1337.171
6	6	7	0.000	0.000	171.922	-171.922	1337.171	382.049
7	7	8	0.000	0.000	-57.307	57.307	-382.049	-191.024

Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL 3

Stf nr.	Beg knp	End knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M max (kNm)	Mmax plaats
3	3	4	1337.171	-907.366	-1818.663	0.5182927	1337.171	0.0000000
5	5	6	907.366	-1337.171	-1818.663	0.4817073	1337.171	1.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 3

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	1	4	0.00000	57.30732	191.02439
2	2	3	0.00000	-229.22927	0.00000
3	3	3	0.00000	1389.70244	0.00000
4	4	3	0.00000	1131.81951	0.00000
5	5	3	0.00000	1131.81951	0.00000
6	6	3	0.00000	1389.70244	0.00000
7	7	3	0.00000	-229.22927	0.00000
8	8	4	0.00000	57.30732	-191.02439

Staafkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 4

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	39.147	-39.147	130.488	260.977
2	2	3	0.000	0.000	-117.440	117.440	-260.977	-913.419
3	3	4	0.000	0.000	1018.012	1331.588	913.419	-2481.299
4	4	5	0.000	0.000	1331.992	1017.608	2481.299	-909.384
5	5	6	0.000	0.000	115.422	-115.422	909.384	244.834
6	6	7	0.000	0.000	-31.479	31.479	-244.834	-69.953
7	7	8	0.000	0.000	10.493	-10.493	69.953	34.976

Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL 4

Stf nr.	Beg knp	End knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M max (kNm)	Mmax plaats
3	3	4	913.419	-2481.299	-1291.953	0.4332704	2481.299	1.0000000
4	4	5	2481.299	-909.384	-1294.240	0.5669014	2481.299	0.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 4

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	1	4	0.00000	39.14655	130.48849
2	2	3	0.00000	-156.58619	0.00000
3	3	3	0.00000	1135.45167	0.00000
4	4	3	0.00000	2663.57953	0.00000
5	5	3	0.00000	1133.03023	0.00000
6	6	3	0.00000	-146.90045	0.00000
7	7	3	0.00000	41.97156	0.00000
8	8	4	0.00000	-10.49289	34.97630

Staafkrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 5

Stf nr.	St knp	End knp	Fx beg (kN)	Fx end (kN)	Fy beg (kN)	Fy end (kN)	Tz beg (kNm)	Tz end (kNm)
1	1	2	0.000	0.000	-143.261	143.261	-477.536	-955.072
2	2	3	0.000	0.000	1017.172	1332.328	955.072	-2531.015
3	3	4	0.000	0.000	1361.041	988.559	2531.015	-668.601
4	4	5	0.000	0.000	0.002	-0.002	668.601	-668.581
5	5	6	0.000	0.000	988.551	1361.049	668.581	-2531.074
6	6	7	0.000	0.000	1332.395	1017.205	2531.074	-955.122
7	7	8	0.000	0.000	143.268	-143.268	955.122	477.561

Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL 5

Stf nr.	Beg knp	End knp	M beg (kNm)	M end (kNm)	M min (kNm)	Mmin plaats	M max (kNm)	Mmax plaats
2	2	3	955.072	-2531.015	-1246.691	0.4329210	2531.015	1.0000000
3	3	4	2531.015	-668.601	-1411.004	0.5792652	2531.015	0.0000000
5	5	6	668.581	-2531.074	-1410.991	0.4207315	2531.074	1.0000000
6	6	7	2531.074	-955.122	-1246.754	0.5670732	2531.074	0.0000000

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL 5

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	Fx (kN)	Fy (kN)	Tz (kNm)
1	1	4	0.00000	-143.26078	-477.53593
2	2	3	0.00000	1160.43312	0.00000
3	3	3	0.00000	2693.36908	0.00000
4	4	3	0.00000	988.56055	0.00000
5	5	3	0.00000	988.54872	0.00000
6	6	3	0.00000	2693.44458	0.00000
7	7	3	0.00000	1160.47298	0.00000
8	8	4	0.00000	-143.26824	477.56082