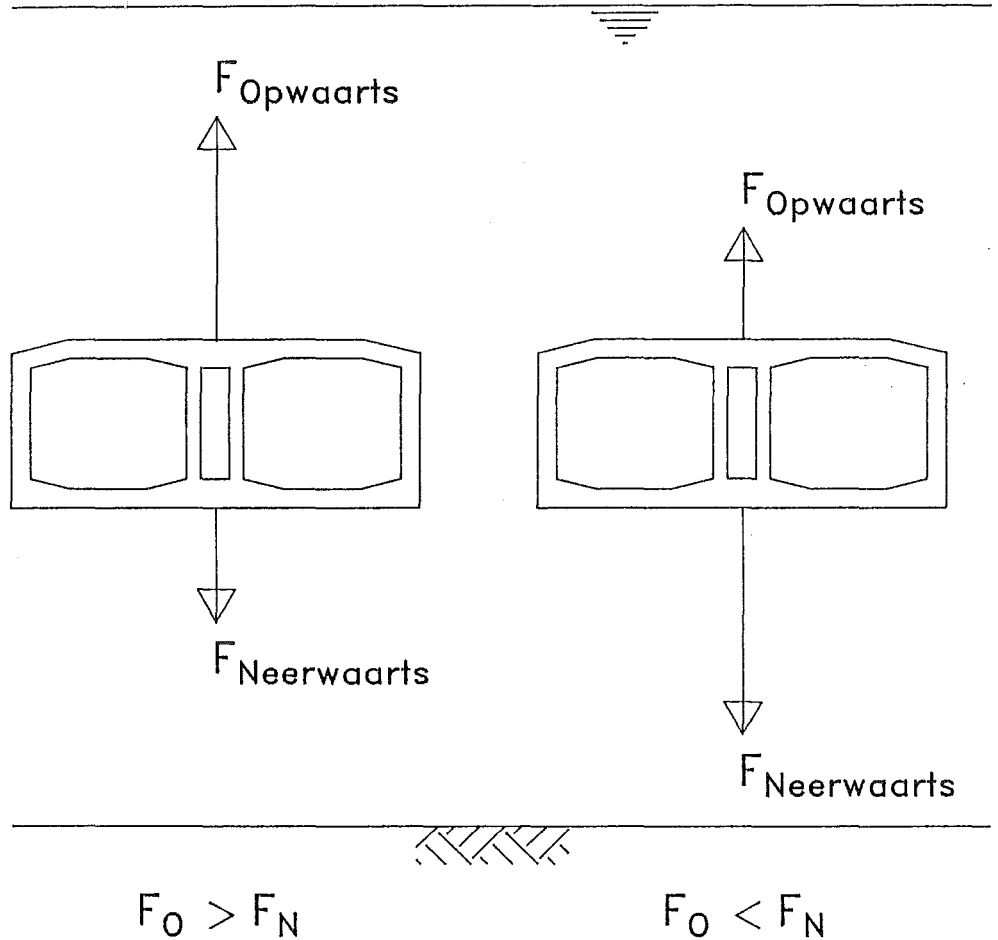


Het afzinken van tunnels volgens de Negative en Positive Buoyancy Methode

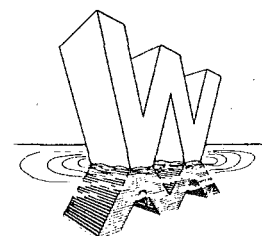
A.J.C. van Aart

juni 1990



Positive Buoyancy

Negative Buoyancy



juni 1990

Het afzinken van tunnels volgens de
Negative en Positive Buoyancy Methode

door: A.J.C. van Aart

Afstudeercommissie: - prof. ir. A. Glerum
- ir. J. Saveur
- ir. K.G. Bezuyen

Voorwoord

Voor u ligt het verslag van mijn afstudeerwerk aan de T.U.Delft. Het afstudeerwerk is gedurende 8 maanden verricht bij Van Hattum en Blankevoort b.v. te Beverwijk.

Graag wil ik langs deze weg iedereen bedanken die mij het afstuderen mogelijk heeft gemaakt. Met name de heer J. Saveur van Volker Stevin Construction International, die mij gedurende mijn hele afstudeerperiode intensief heeft begeleid. Tevens wil ik ook iedereen binnen Van Hattum en Blankevoort hartelijk danken voor de medewerking.

Het was een genoegen bij Van Hattum en Blankevoort af te studeren.

A.J.C. van Aart

Inhoud	
Samenvatting	1
Inleiding	6
1 De doelstelling	10
2 Algemene aspecten	11
2.1 De lokatie	11
2.2 De afmetingen van het tunnelelement	11
2.3 De ontwerpparameters	11
2.4 De bouwwijze van het tunnelelement	13
3 De Negative Buoyancy Methode	15
3.1 Beschrijving van het systeem	15
3.2 Het draaiboek	15
3.3 De gewichtsbalans	16
3.4 Het ankerplan	19
4 De Positive Buoyancy Methode	20
4.1 Beschrijving van het systeem	20
4.2 Algemene aspecten	21
4.2.1 De combinatie lierponton-drijflichamen	21
4.2.2 De oplegging op de bodem	22
4.2.3 De combinatie lierponton-tunnelelement	22
4.3 Het draaiboek	23
4.4 De gewichtsbalans	24
4.5 De invloed van de getijbeweging	27
4.6 Het ankerplan	28
5 Theoretische aspecten	29
5.1 Inleiding	29

5.2	De uitvoeringsaspecten van de Negative en Positive Buoyancy Methodes	30
5.2.1	Uitvoeringsaspecten van de Negative en Positive Buoyancy Methode	31
5.2.1.1	Het aanbrengen van de onderspoeling	31
5.2.1.2	De veiligheid tegen opdrijven	32
5.2.1.3	De sleepbootconfiguratie en de transportsnelheid	33
5.2.2	Negative Buoyancy Methode variant 1	34
5.2.2.1	De catamaranverbinding	34
5.2.2.2	De bevestiging van de bolders en de hijsogen	35
5.2.2.3	Het kabel- en schijvenplan	36
5.2.2.4	Het ankerplan	37
5.2.3	De Negative Buoyancy Methode variant 2	38
5.2.3.1	De beschrijving van de Negative Buoyancy Methode variant 2	38
5.2.3.2	De positionering van het element	39
5.2.3.3	Het kabel- en schijvenplan	40
5.2.3.4	Het ankerplan	40
5.2.4	De Positive Buoyancy Methode	41
5.2.4.1	De combinatie lierponton-drijflichamen-verankeringsbalken	41
5.2.4.2	Het kabel- en schijvenplan	43
5.2.4.3	De lierindeling van de lierponton	45
5.2.4.4	De fundering van het voorgaande element	45
5.2.4.5	Het ankerplan	48
5.3	De draaiboeken	48
5.4	Hydraulische verschijnselen.	48
5.4.1	Onderdrukken en slingeren van het tunnelelement	48
5.4.2	Ontgrondingen rond het element	54
5.5	Krachten in de ankerkabels	55

5.5.1	De Negative Buoyancy Methode 1	55
5.5.1.1	De ankerkabelkrachten van de Negative Buoyancy Methode 1 . . .	55
5.5.1.2	Invloed verticale bewegingen afzinkpontons op kabelkrachten .	58
5.5.2	De Negative Buoyancy Methode 2	61
5.5.2.1	De ankerkabelkrachten van de Negative Buoyancy Methode 2 . . .	61
5.5.2.2	Invloed verticale bewegingen afzinkpontons op kabelkrachten .	62
5.5.3	De Positive Buoyancy Methode	63
5.5.3.1	De ankerkabelkrachten van de Positive Buoyancy Methode	63
5.5.3.2	Invloed verticale beweging lierponton op kabelkrachten . . .	69
6	De vergelijking tussen de Negative en Positive Buoyancy Methode	72
7	Conclusie en aanbevelingen	79
	Symbolenlijst	82

Samenvatting

Het afzinken van tunnels volgens de Negative en Positive Buoyancy Methode.

In het algemeen worden tunnelelementen afgezonken met negatief drijfvermogen (In het rapport genoemd " Negative Buoyancy Methode "). Een alternatief voor de Negative Buoyancy Methode is de Positive Buoyancy Methode. Hierbij heeft een tunnelelement tijdens het afzinken een positief drijfvermogen. Het moet dan worden neergetrokken in plaats van afgezonken.

In deze studie wordt de uitvoerings- en kostentechnische haalbaarheid van de Positive Buoyancy Methode ten opzichte van de Negative Buoyancy Methode onderzocht voor de situatie waar sprake is van getij, stroming, golven en intensieve scheepvaart.

Als lokatie wordt de Westerschelde genomen waar de bovenbeschreven situatie optreedt. Tevens is hier sprake van een relatief grote waterdiepte van 30 m.

In het onderzoek zijn in totaal drie varianten voor de afzinkmethodes geanalyseerd. Twee varianten voor de Negative Buoyancy Methode en een variant voor de Positive Buoyancy Methode.

Variant 1 van de Negative Buoyancy Methode is de toepassing van de traditionele wijze van afzinken van tunnels in Nederland. Hierbij is het tunnelelement zelf tijdens het afzinken verankerd. Dit leidt tot een zeer groot ankerplan op de gegeven lokatie.

Bij de andere variant van de Negative Buoyancy Methode is slechts de afzinkponton verankerd. Het tunnelelement hangt er als het ware vrij zwevend onder. Bij het positioneren wordt gebruik gemaakt van de stroom in de Westerschelde en een

lichte hulpverankering. De methode is alleen uitvoerbaar bij een relatief groot schijnbaar gewicht. De methode leidt tot een zeer compact ankersysteem vergeleken met de traditionele Negative Buoyancy Methode.

De Positive Buoyancy Methode wordt eveneens gekenmerkt door een zeer compacte verankering in relatie tot de relatief grote waterdiepte.

Voor alle drie de varianten is aan de hand van een opgesteld draaiboek bepaald welke aspecten van belang zijn voor de uitvoeringstechnische haalbaarheid van de afzinkmethodes.

In een latere fase zijn deze aspecten nader uitgewerkt. Het betreft hier aspecten met betrekking tot de optredende kabelkrachten in de verankeringen van de tunnelelementen op de afzinklokatie en de hydraulische verschijnselen rond het tunnelelement in de stroming.

Uitwerking van de bovenstaande aspecten leidt tot eisen te stellen aan de wijze van uitvoering van de afzinkmethodes en de daarbij benodigde equipment.

Op basis van de naar de uitvoeringseisen ontwikkelde afzinkmethodes wordt een vergelijking getrokken tussen de methodes op het gebied van benodigde cyclustijd voor de plaatsing van een element, de kosten, de betrouwbaarheid onderverdeeld in de kwetsbaarheid van het systeem alsmede de weersgevoeligheid, de eenvoud van uitvoering, de scheepvaarthinder en de zekerheid het tunnelelement te kunnen plaatsen op het moment waarop dat gewenst is.

De resultaten van de vergelijking in tabelvorm:

+ = gunstig voor de methode

0 = geen verschil

- = ongunstig voor de methode

	NBM 1	NBM 2	PBM
benodigde cyclustijd	0	0	0
kosten	-	+	-
betrouwbaarheid			
- kwetsbaarheid systeem	-	+	-
- weersgevoeligheid	-	-	+
eenvoud uitvoering	-	+	-
scheepvaarthinder	-	+	+
plaatsingszekerheid	-	-	+

De vergelijking leert dat de beide alternatieven voor de traditionele Negative Buoyancy Methode gunstiger zijn dan de traditionele methode zelf.

De Positive Buoyancy Methode ten opzichte van de Negative Buoyancy Methode 2 leert dat de methodes afwisselend gunstiger zijn voor de verschillende criteria. De aspecten met een ongunstige invloed op de Negative Buoyancy Methode 2 leiden echter niet tot onoverkomelijke problemen met betrekking tot de uitvoering. Anders is dit voor de Positive Buoyancy Methode. Het criterium kosten kan als onoverkomelijk bezwaar gezien worden voor de kostentechnische haalbaarheid.

Conclusie

Op basis van het in de studie gedane onderzoek kan het volgende geconcludeerd worden:

De Negative Buoyancy Methode 1 is in de gegeven situatie uitvoerbaar. Er is echter een groot ruimtebeslag wat deze methode minder aantrekkelijk maakt. Ook kostentechnisch gezien is de Negative Buoyancy Methode 1 minder aantrekkelijk.

De Negative Buoyancy Methode 2 is in de gegeven situatie uitvoerbaar. Het systeem wordt gekenmerkt door relatief lage kosten.

De Positive Buoyancy Methode is in de gegeven situatie eveneens uitvoerbaar. Het systeem wordt gekenmerkt door relatief hoge kosten.

De Negative Buoyancy Methode 2 is het meest aantrekkelijk als afzinkmethode in de gegeven situatie.

Aanbeveling

Er is voor gekozen om het tunnelelement in het bouwdok reeds uit te rusten met een deel van de permanente ballast, waarbij het tunnelelement geen eigen drijfvermogen meer heeft. Voor de Negative Buoyancy Methodes leidt het extra gewicht niet tot extra benodigd materieel daar het extra gewicht opgenomen kan worden door de afzinkpontons. Bij de Positive Buoyancy Methode leidt het extra gewicht tot de benodigde afmetingen van de drijflichamen. Indien het tunnelelement een eigen drijfvermogen zou hebben, is er eigenlijk geen drijflichaam meer nodig. Het drijflichaam kan dan gereduceerd worden tot een frame met daarop de benodigde kabelgeleidingen.

Of het van te voren aanbrengen van de permanente ballast kostentechnisch gezien gunstiger is voor de Positive Buoyancy Methode, is een afweging die nog gemaakt moet worden. Gezien de hoge kosten van de Positive Buoyancy Methode verdient nadere studie aanbeveling.

Bij de Negative Buoyancy Methodes wordt er gebruik gemaakt van hijs- en bolderbalken, bij de Positive Buoyancy Methode van verankeringsbalken. Deze constructies dienen speciaal ontworpen te worden voor het tunnelelement. De verbinding met het tunnelelement bestaat uit een hydraulische vergrendeling die in een ophangnok geschoven wordt. Het voordeel van deze constructies is dat er geen duikers meer nodig zijn op het kritieke pad (tijdens het afzinken).

De wijze van uitvoeren van deze constructies is een onderwerp voor nadere studie.

De onderspoeling onder het tunnelelement wordt aangebracht vanuit de binnenzijde van het tunnelelement. Als gevolg hiervan dienen er lange leidingen aangelegd te worden in het tunnelelement, met de bijbehorende kosten. Onderspoelen van binnenuit is niet het enige alternatief. Er kan ook van buitenaf onderspoeld worden. Het nadeel hiervan was dat er gedurende enige tijd materieel aan de wateroppervlakte boven het tunnelelement moet drijven.

Misschien dat er andere methodes voor het onderspoelen te ontwikkelen zijn die bovenstaande nadelen kunnen reduceren. Dit is onderwerp voor nadere studie.

Bij het ankerplan van de Negative Buoyancy Methode 1 is er voor gekozen twee sleepboten toe te passen in plaats van een lierponton. Dit ter beperking van het ruimtebeslag. De zekerheid het tunnelelement te kunnen plaatsen op het moment waarop dat gewenst is neemt hierdoor af. Of deze afname van de zekerheid opweegt tegen het geringere ruimtebeslag is een onderwerp voor nadere studie.

Inleiding

De Negative en Positive Buoyancy Methode zijn varianten van de plaatsingsmethode voor afgezonken tunnels.

Het principe van het bouwen van tunnels volgens de afzinkmethode bestaat eruit dat de tunnel opgesplitst wordt in een aantal elementen, die alle in een bouwdok in den droge gebouwd worden. De tunnel wordt geprefabriceerd in het bouwdok. Om de tunnelementen vanuit het bouwdok naar de gewenste lokatie te transporteren, moeten ze drijvend worden gemaakt. Dit gebeurt door ieder tunnelement aan de uiteinden te voorzien van kopschotten die het element waterdicht maken. Door het bouwdok onder water te zetten gaan de elementen drijven. De elementen worden op een of andere wijze voorzien van een, naar wens aan te brengen, tijdelijke ballast, zodat het drijfproces gecontroleerd kan worden.

De elementen worden vervolgens in drijvende toestand een voor een naar de gewenste lokatie getransporteerd. Eenmaal daar aangekomen worden de elementen afgezonken en geplaatst op de bodem. Het afzinkproces wordt gecontroleerd door lieren op afzinkpontons die boven het tunnelement drijven er ermee verbonden zijn. Na de plaatsing rest er nog het verder afwerken van de tunnel.

Het afzinken uit voorgaande beschrijving vindt in het algemeen plaats volgens de Negative Buoyancy Methode. Dit is een veel toegepaste methode, waarbij het tunnelement op de afzinklokatie door middel van ballasten zijn drijfvermogen verliest. Het drijfvermogen wordt negatief. De methode is zeer geschikt voor rustig water. Anders wordt het wanneer er sprake is van getij, stroming, golven en intensieve scheepvaart. Verwacht wordt dat de Negative Buoyancy Methode voor deze omstandigheden moeilijkheden op zal leveren.

Een alternatief is gebruik te maken van de Positive Buoyancy Methode. Bij deze methode behoudt het tunnelelement, in tegenstelling tot de Negative Buoyancy Methode, zijn drijfvermogen totdat het geplaatst is.

Aangezien het tunnelelement bij deze methode, op de gewenste lokatie, tegen zijn opdrijvend vermogen in naar beneden bewogen wordt, is er eigenlijk sprake van neertrekken in plaats van, de bij de Negative Buoyancy Methode gebruikelijke term, afzinken.

Het afzinken met Positive Buoyancy is tot nu toe ongebruikelijk. Het is een relatief onbekende methode, waar nog weinig praktijkervaring mee is opgedaan.

Deze studie is gedaan om de praktische haalbaarheid van de Positive Buoyancy Methode ten opzichte van de Negative Buoyancy Methode te onderzoeken.

In deze studie worden hiertoe de uitvoerings- en kostentechnische haalbaarheid onderzocht van zowel de Negative als de Positive Buoyancy Methode, ten opzichte van elkaar, voor een aantal specifieke randvoorwaarden. De kenmerkende randvoorwaarden zijn: Getij, stroming, golven en intensieve scheepvaart.

Uiteindelijk zal er een vergelijking gemaakt worden tussen de 2 tunnelbouwmethodes op basis van de bovengenoemde randvoorwaarden en haalbaarheidsstudies.

Er kan daarna geconcludeerd worden of de Positive Buoyancy Methode een aanvaardbaar alternatief is voor de Negative Buoyancy Methode.

In het onderzoek worden in totaal drie varianten voor de tunnelbouwmethodes in beschouwing genomen. Twee varianten hebben betrekking op de Negative Buoyancy Methode, een op de Positive Buoyancy Methode. Van de twee varianten bij de Negative Buoyancy Methode is er een ontwikkeld op basis van

het traditionele afzinken in Nederland, een betreft een aangepaste variant hiervan. De derde variant heeft betrekking op de Positive Buoyancy Methode.

Als voorbeeld voor een ontwerp wordt de Westerschelde-Oeververbinding genomen. De tunnel maakt hier deel uit van de brug-tunnelverbinding. Op de Westerschelde zijn alle bovengenoemde omstandigheden aanwezig.

Allereerst wordt in hoofdstuk 1 de doelstelling geformuleerd van deze studie.

In hoofdstuk 2 wordt aandacht besteed aan een aantal algemene aspecten zoals de ontwerpparameters, de lokatie, de tunnelafmetingen en de bouwwijze waarop het drijfvermogen verkregen wordt. De algemene aspecten zijn voor beide methodes gelijk.

In hoofdstuk 3 wordt de Negative Buoyancy Methode besproken. Er wordt een samenvatting gegeven van het draaiboek. Tevens wordt een gewichtsbalans opgesteld en wordt het ankerplan bepaald.

In hoofdstuk 4 volgt hetzelfde voor de Positive Buoyancy Methode. Hieraan wordt nog een deel toegevoegd over de invloed van de getijbeweging.

Uit de primaire beschouwingen over de Negative en Positive Buoyancy Methodes zijn een aantal theoretische aspecten naar voren gekomen waarvoor nader onderzoek nodig werd geacht. Deze theoretische aspecten zijn geformuleerd en nader onderzocht in hoofdstuk 5.

In hoofdstuk 6 vindt de vergelijking plaats tussen de Negative en de Positive Buoyancy Methode op basis van technische uitvoerbaarheid, kosten en een aantal nevenaspecten zoals betrouwbaarheid van het systeem onderverdeeld in weersgevoeligheid en kwetsbaarheid van het systeem en scheepvaarthinder.

Tenslotte wordt in hoofdstuk 7 de conclusie getrokken over de haalbaarheid van de Positive Buoyancy Methode ten opzichte van de Negative Buoyancy Methode.

Hoofdstuk 1 De doelstelling

De doelstelling van deze studie is om de uitvoerings- en kostentechnische haalbaarheid te onderzoeken van de Positive Buoyancy Methode ten opzichte van de Negative Buoyancy Methode voor de situatie waar sprake is van getij, stroming, golven en intensieve scheepvaart.

- h). De massadichtheidsverschillen van het beton
- i). De maatafwijkingen in de betonconstructie
- j). De scheepvaartintensiteiten
- k). De weersomstandigheden

ad a. Zie figuren 1 en 2.

ad b. Zie figuur 4.

ad c. Er is sprake van een getijgebied. De stroomsnelheid varieert tussen de 0 en 2 m/s (figuur 5).

ad d. De maximale golfhoogte bedraagt 2 m, de maximale bijbehorende golfperiode bedraagt 5 s. Dit betreft de situatie in geval van overleven, waarvoor is gesteld windkracht 10 (windsnelheid 25 m/s) (figuur 6). Er zijn op de betreffende lokatie geen inkomende deining en golven vanuit de Noordzee.

ad e. Het getijverschil bedraagt ongeveer 4 m (figuur 4).

ad f. De sleufbodem ligt op maximaal 40 m diepte (figuur 2).

ad g. Zie figuren 7 en 8. In figuur 7 betreft het de waarden bij Hansweert. In figuur 8 betreft het de waarden ter plaatse van de tunnellokatie. In figuur 7 is er sprake van waarden gemiddeld over het getij en de vertikaal. Er treedt een maximale waarde op van 1015 kg/m^3 en een minimale waarde van 1005 kg/m^3 . Uit figuur 8 blijkt dat aan de bodem de dichtheid van het water groter is dan aan de oppervlakte. Rekening houdend met bovenstaande wordt er voor de bodem 1020 kg/m^3 en voor de oppervlakte 1005 kg/m^3 aangehouden.

ad h. Gewapend beton heeft een massadichtheid van ongeveer $2400 \text{ à } 2500 \text{ kg/m}^3$. Tijdens de bouw van een tunnelelement is hierop enige variatie mogelijk. In het werk zal de dichtheid van het gekozen betonmengsel beter bekend zijn, rekening houdend met de hoeveelheid wapening.

ad i. De afmetingen van het tunnelelement worden zodanig gekozen dat het tunnelelement een eigen drijfvermogen heeft.

Er wordt naar gestreefd het vrijboord van het tunnelelement tot een maximum waarde van 0.5 m te beperken (gebaseerd op het ontwerpstadium). In drijvende situatie (gebruiksstadium) kan het vrijboord van het tunnelelement naar wens ingesteld worden door de hoeveelheid ballast in het tunnelelement te variëren. Als gevolg van praktische maatafwijkingen in de tunnelementafmetingen zal de hoeveelheid benodigde ballast van het ene tot het andere geval variëren.

ad j. Er moet rekening gehouden worden met intensieve scheepvaart.

ad k. Een adequate weersverwachting is van het grootste belang.

§ 2.4 De bouwwijze van het tunnelelement

Volgens de gebruikelijke bouwwijze van een tunnelelement wordt dit tunnelelement in het bouwdok opgeleverd als constructie zonder ballast. Het tunnelelement heeft een eigen drijfvermogen met een vrijboord tot maximaal 0.5 m.

Het tunnelelement wordt uitgerust met interne ballasttanks, die door vullen of ledigen met water, het drijfvermogen reguleren.

Om te kunnen afzinken worden de ballasttanks gevuld met water, zodat het element zijn drijfvermogen verliest. Op de bodem, na plaatsing, worden de ballasttanks eerst verder gevuld met water voor de veiligheid tegen opdrijven. Daarna wordt de tijdelijke ballast vervangen door permanente ballast in de vorm van beton.

Zolang het een korte tunnel betreft, vormt het aan- en afvoeren van materiaal en materieel door de tunnel zelf, nodig om de permanente ballast aan te kunnen brengen, minder moeilijkheden dan wanneer het een lange tunnel betreft. Dit proces wordt, bij een lange tunnel, langdurig en omslachtig.

In dit geval is er sprake van een tunnel met een lengte van 2.5 km. Om bovengenoemde moeilijkheden het hoofd te bieden, wordt hier gekozen voor een alternatieve bouwwijze.

Het tunnelelement wordt in het bouwdok in zoverre afgebouwd, dat het voldoende gewicht heeft om na plaatsing op de bodem voldoende veiligheid tegen opdrijven te hebben (vereiste veiligheid 1.03). Dit betekent echter dat het tunnelelement in het bouwdok onvoldoende drijfvermogen heeft. Het drijfvermogen wordt verkregen door aan de buitenzijde van het tunnelelement drijflichamen te monteren. Door deze drijflichamen te vullen of te ledigen met water wordt het drijfvermogen geregeld.

Het tunnelelement wordt als het ware voor een groot deel ``kant en klaar'' afgeleverd.

Bovenbeschreven probleem speelt zowel bij de Negative als bij de Positive Buoyancy Methode. Vandaar dat bij beide methodes voor de aanpak met drijflichamen gekozen is.

Hoofdstuk 3 De Negative Buoyancy Methode

De Negative Buoyancy Methode is de methode waarbij het tunnelelement afgezonken wordt.

§ 3.1 Beschrijving van het systeem

De te gebruiken afzinkconfiguratie is getekend in figuur 9. Het tunnelelement heeft tijdens de afzinkoperatie een negatief drijfvermogen (Negative Buoyancy). De drijflichamen zoals beschreven in paragraaf 2.4 zijn bij de Negative Buoyancy Methode uitgevoerd als afzinkpontons.

Het tunnelelement is door middel van een stelsel kabels verbonden met de afzinkpontons en de lierpontons. Op de afzinkpontons staan lieren die, door ze te vieren of te halen, er voor zorg dragen dat het tunnelelement vertikaal kan bewegen. De lierpontons dienen als ankerponton voor het tunnelelement en zijn uitgerust met lieren voor de bodemankers en voor het positioneren van het tunnelelement.

De kabels tussen de lierpontons en het tunnelelement dienen voor de horizontale positionering van het tunnelelement. De lierpontons zelf dienen verankerd te worden.

Bij de plaatsing wordt gebruik gemaakt van tijdelijke ondersteuning bestaande uit een tweetal vijkelpennen, waarmee het element rust op een tweetal funderingstegels op de bodem, en een oplegneus waarmee het tunnelelement rust op de oplegneus van het voorgaande element.

§ 3.2 Het draaiboek

In het bouwdok wordt het element uitgerust met afzinkpontons. Door de hoeveelheid ballastwater in de

afzinkpontons aan te passen wordt de toestand bereikt dat het element vrijkomt van de bodem.

Het tunnelement wordt vervolgens met behulp van sleepboten en ankerkabels uit het bouwdok gesleept en naar de afzinklokatie getransporteerd. Op de afzinklokatie wordt het tunnelement afgemeerd en verankerd aan een stelsel lierpontons (figuur 9). Dit teneinde een juiste positionering te bewerkstelligen. Door nu de lieren op de afzinkpontons te vieren zakt het tunnelement naar beneden. Tijdens het afzinken is de neerwaartse kracht op het tunnelement groter dan de opwaartse kracht.

Na plaatsing van het element op de Westerscheldebodem vindt ontkoppeling van de afzinkpontons en de lierpontons plaats. De afzinkpontons worden afgevoerd van de afzinklokatie. De afzinkoperatie is nu gereed.

Er rest nog het verplaatsen van de lierpontons en in een later stadium het aanbrengen van de onderspoeling en aanvulling.

Voor een meer gedetailleerde omschrijving van het totale afzinkproces wordt verwezen naar bijlage B1. Hier is tevens een lijst met benodigd materieel toegevoegd.

§ 3.3 De gewichtsbalans

De gewichtsbalans wordt opgesteld om de afmetingen van de afzinkpontons te bepalen.

Bij de Negative Buoyancy Methode worden de verbindingen tussen de afzinkpontons en het tunnelement gevormd door de afzinkkabels.

De maatgevende situatie voor de afmetingen van de afzinkpontons is die in het bouwdok, wanneer de elementen

moeten worden opgedreven, bij een relatief kleine massadichtheid van het water.

Het tunnelelement heeft in deze situatie een gewicht wat gelijk moet zijn aan 1.03 keer de maximale opdrijvende kracht. Deze maximale opdrijvende kracht treedt op op de bodem van de Westerschelde, waar de grootste dichtheid van het water heerst.

Het tunnelelement heeft absoluut gezien een constant gewicht, relatief neemt het echter tijdens het afzinken af.

In de gewichtsbalans spelen de volgende factoren een rol:

- 1). Het gewicht van de tunnel.
- 2). Het eigen gewicht van de afzinkpontons. De afzinkpontons blijven aan de wateroppervlakte, wat inhoudt dat de constructie van deze eenheden geen grote waterdrukken op hoeft te nemen en hier dus ook niet op gedimensioneerd hoeft te worden.

Voor het netto pontongewicht wordt gesteld:

$$\text{gewicht} = V_{ap} \cdot \rho_w \cdot g/5.$$

V_{ap} = volume afzinkponton.

Voor het benodigde vrijboord van de afzinkpontons wordt gesteld dat dit 2 m moet zijn. Dit vrijboord betekent een toename van het eigen gewicht.

- 3). De opwaartse kracht op het tunnelelement. Deze dient bepaald te worden bij de minimale massadichtheid van het water.
- 4). De opwaartse kracht op de afzinkpontons. Ook deze dient bepaald te worden bij de minimale massadichtheid van het water.

voldoende grote trekkracht in deze kabels, door middel van inhalen van de lieren, wordt het element naar beneden bewogen.

De kabels 1 en 2 hebben als functie het element horizontaal te positioneren. Deze kruiskabels moeten de horizontale stromingskrachten opnemen. Een trekkracht in deze kabels heeft een horizontale en een verticale component. Door de verticale component wordt een deel van de functie van de kabels 3 en 4 overgenomen.

Het element kan horizontaal verplaatsen indien de kabellengtes gevarieerd worden door het vieren of halen van de betreffende lieren.

Het tunnelelement ondervindt, tezamen met de drijflichamen, een opwaartse kracht. Deze opwaartse kracht wordt door de kabels overgebracht naar een ballastblok en een ankerblok. Het ballastblok staat bovenop een reeds eerder geplaatst element (voorgaande element). Het ankerblok staat op de bodem van de zinksleuf. Beide blokken moeten behalve de opwaartse kracht ook de horizontale krachten overbrengen naar het voorgaande tunnelelement, respectievelijk de sleufbodem.

§ 4.2 Algemene aspecten

§ 4.2.1 De combinatie lierponton-drijflichamen

De lierponton en de drijflichamen vormen gedurende de totale neertrekoperatie één geheel, verbonden door kabels (figuur 12). Deze kabels, nodig voor het neertrekken van het tunnelelement, zijn van te voren aangebracht.

Alle omloopschijven die op de drijflichamen en in een later stadium op het anker- en ballastblok bevestigd moeten worden zitten reeds vast aan de kabels.

Een voordeel van deze wijze van uitvoeren is dat er in het bouwdok geen drijvend bok nodig is voor de montage van de drijflichamen.

Een tweede voordeel is dat de neertrek- en kruiskabels maar een keer bevestigd hoeven te worden tussen de drijflichamen en de lierponton, terwijl dat anders bij ieder element weer opnieuw moet gebeuren.

§ 4.2.2 De oplegging op de bodem

Er wordt voor gekozen om het tunnelelement te plaatsen op tijdelijke opleggingen bestaande uit 2 vijzelpennen en een oplegneus (een driepunts-oplegging).

Een andere mogelijkheid zou zijn om, zonder tijdelijke opleggingen, na het plaatsen van het element, meteen een onderspoeling aan te brengen. Om de invloed van de getijbeweging te neutraliseren (§ 4.5) dient er dan een kabelblokkeringsysteem gebruikt te worden. Het nadeel van deze mogelijkheid is dat het element gedurende langere tijd zijn drijfvermogen moet behouden. Het kan immers pas geballast worden als de onderspoeling aangebracht is. Gedurende al deze tijd moet de lierponton aan de oppervlakte boven het tunnelelement aanwezig blijven. Het is immers verbonden met de drijflichamen.

§ 4.2.3 De combinatie lierponton-tunnelelement

Uit figuur 11 blijkt dat de lierponton los ligt van het tunnelelement. Het is ook mogelijk de lierponton net zoals de drijflichamen aan het element te bevestigen en het tevens als drijflichaam te laten functioneren.

Het voordeel van de losliggende lierponton is dat dit ponton boven water blijft. Alle lieren blijven dus ook boven

water.`` Men kan zien wat men doet ''. Eventueel te vervangen onderdelen kunnen gemakkelijk vervangen worden.

Op grond van bovenstaande wordt de variant met de losliggende lierponton wordt nader uitgewerkt.

§ 4.3 Het draaiboek

In het bouwdok wordt het tunnelelement uitgerust met drijfflichamen. De drijfflichamen worden aangevoerd door de lierponton, dat ook zorg draagt voor de bevestiging van de drijfflichamen op het tunnelelement (§ 4.2.2). Door de hoeveelheid ballastwater in de drijfflichamen aan te passen wordt de toestand bereikt dat het element gaat drijven. Het tunnelelement wordt vervolgens met behulp van sleepboten uit het bouwdok gesleept en naar de neertreklokatie getransporteerd. Op de neertreklokatie wordt de verbinding tot stand gebracht tussen het neer te trekken tunnelelement (met daarop de drijfflichamen en de lierponton) en het ballast- en ankerblok. Het ballast- en ankerblok zijn reeds van tevoren geplaatst.

Door nu de lieren op de lierponton te halen wordt het element naar beneden bewogen. Eenmaal beneden aangekomen wordt het element geplaatst en de drijfflichamen gevuld met water. De positive buoyancy is nu omgezet in negative buoyancy.

De drijfflichamen worden ontkoppeld van het tunnelelement en opgetakeld door de lierponton.

Het systeem lierponton-drijfflichamen wordt afgevoerd. De neertrekoperatie is nu gereed.

In een later stadium worden het ballast- en ankerblok verplaatst. Voor de komst van het volgende element wordt de onderspoeling aangebracht.

Voor een meer gedetailleerde omschrijving van het totale neertrekproces wordt verwezen naar bijlage B2. Hier is tevens een lijst met benodigd materieel aan toegevoegd.

§ 4.4 De gewichtsbalans

De gewichtsbalans wordt opgesteld om de afmetingen van de drijflichamen te bepalen.

Bij de Positive Buoyancy Methode dienen de drijflichamen uitsluitend als drijflichaam en niet als afzinkponton. De drijflichamen blijven op het element bevestigd tot na de plaatsing op de bodem.

De maatgevende situatie voor de afmetingen van de drijflichamen is die in het bouwdok, wanneer de elementen moeten worden opgedreven, bij een relatief kleine massadichtheid van het water.

Het tunnelelement heeft in deze situatie een gewicht wat gelijk is aan 1.03 keer de maximale opdrijvende kracht. Deze maximale opwaartse kracht treedt op op de bodem van de Westerschelde, waar de grootste massadichtheid van het water heerst.

Het tunnelelement heeft absoluut gezien een constant gewicht, relatief neemt het echter tijdens het neertrekken af.

In de gewichtsbalans spelen de volgende factoren een rol:

- 1). Het gewicht van de tunnel.
- 2). Het eigen gewicht van de drijflichamen. De drijflichamen blijven op het element vastzitten tot na de plaatsing. Dit houdt in dat de drijflichamen 30 m waterdruk moeten kunnen opnemen. Dit resulteert in een zwaardere constructie dan die van de afzinkpontons bij de Negative Buoyancy Methode.

tunnelement net drijven. Om de trekkabels echter op spanning te houden dient er een grotere opwaartse kracht aanwezig te zijn. Voor dit laatste is 1000 kN nodig, wat bereikt kan worden door de drijflichamen met 0.2 m te verhogen. Het extra gewicht van de drijflichamen wat hierdoor ontstaat resulteert in een extra diepgang van 0.05 m. (bijlage B4). De diepgang van het drijflichaam in belaste toestand bedraagt 1.50 m. De totale diepgang van het tunnelement met drijflichamen bedraagt 10.50 m.

Bovenstaande oplossing voor het drijflichaam is een platte bak. Dit is echter niet de enige vorm die mogelijk is voor het drijflichaam. Er is ook een zadelconstructie als vorm beschouwd.

Voor de afmetingen wordt verwezen naar figuur 13b. De diepgang bedraagt 9.10 m (alleen drijflichaam). De extra hoogte (om zorg te dragen voor de 1000 kN) bedraagt 0.4 m. De extra diepgang bedraagt 0.15 m. De totale diepgang komt dan op 9.25 m.

De zadelconstructie heeft als voordeel ten opzichte van de platte bak dat het drijfvermogen ook naast het element zit in plaats van alleen maar er boven. Dit resulteert in een geringere constructiehoogte boven het tunnelement tot de wateroppervlakte (1.25 m voor de zadelconstructie tegen 1.50 m voor de platte bak). Deze geringe vermindering van de constructiehoogte boven het tunnelement zal niet leiden tot een vermindering van de bouwdokdiepte. De zadelconstructie is echter wel moeilijker manoeuvreerbaar en bovendien duurder als constructievorm dan de platte bak. Er wordt gekozen voor de verdere uitwerking van de platte bakconstructie.

§ 4.5 De invloed van de getijbeweging

Er moet tijdens de neertrekoperatie rekening gehouden worden met ongeveer 4 m getijverschil.

Er zijn in principe 2 momenten waarop het element geplaatst kan worden. Tijdens de L.W.- of tijdens de H.W.-kentering. Plaatsen tussen de kenteringen in is niet wenselijk, daar dan de stromingskracht dan weerstaan moet worden.

Wordt er geplaatst tijdens de L.W.-kentering dan betekent dit, dat er afgemeerd moet worden tijdens de H.W.-kentering. Het neertrekken vindt dan plaats tijdens de ebstroom. Mocht er onverhoopt nu niet tijdens de kentering geplaatst kunnen worden, dan dient er rekening gehouden te worden met een stijgende waterstand.

Dit houdt in dat de lieren gevierd moeten worden zodat het element weer omhoog komt. Indien de lieren onverhoopt niet gevierd kunnen worden, dan wordt het lierponton verder het water ingetrokken en het element steviger op de bodem gedrukt. Deze extra druk moet opgenomen worden door de vijnzelpennen en de oplegneus. Hierbij zijn te grote oplegdrukken ongewenst.

Wordt er geplaatst tijdens de H.W.-kentering dan betekent dit, dat er afgemeerd moet worden tijdens de L.W.-kentering. Het neertrekken vindt dan plaats tijdens de vloedstroom. Mocht er onverhoopt nu niet tijdens de kentering geplaatst kunnen worden, dan dient er rekening gehouden te worden met een dalende waterstand. Nu hoeven de lieren niet direkt gevierd te worden, daar het effect van de waterstandsdaling overeenkomt met het vieren van de lieren. In een later stadium moeten de lieren verder gevierd worden om ervoor te zorgen dat het neer te trekken tunnelelement weer volledig "loskomt" van het voorgaande tunnelelement.

Conclusie: Bij plaatsing op de H.W.-kentering is het risico kleiner dan bij plaatsing op de L.W.-kentering.
Er wordt daarom geplaatst op de H.W.-kentering.

§ 4.6 Het ankerplan

Het ankerplan bij de Positive Buoyancy Methode is betrekkelijk ``eenvoudig'' ( figuur 11 ). Het kabelsysteem zelf vormt de verankering van het tunnelelement. Alleen de lierponton kent een ``externe'' verankering. Deze is nodig tijdens het afmeren, wanneer de verbinding met het ballast- en het ankerblok wordt aangebracht.

Hoofdstuk 5 Theoretische aspecten

§ 5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de uitvoerbaarheid onderzocht van zowel de Negative als Positive Buoyancy Methode voor de in hoofdstuk 2 vermelde ontwerpparameters.

Uit de eerste beschouwingen uit de hoofdstukken 3 en 4 zijn de volgende theoretische aspecten naar voren gekomen waarvoor nader onderzoek nodig werd geacht:

- Het krachtenspel in de kabels in relatie tot de optredende verplaatsingen voor beide methodes.
- Het dynamische effect van passerende golven op het kabelsysteem.
- Het tijdschema op het kritieke pad. Dit is in de afzinkoperatie de situatie vanaf het moment dat er geen weg terug meer is.
- de wijze van uitvoeren van beide methodes, inclusief de dimensionering van het benodigd materieel.
- de respons van het systeem op de stroming.

In § 2 worden de uitvoeringsaspecten besproken die van belang zijn voor de uitvoerbaarheid. In deze paragraaf worden ook de afmetingen vermeld van het speciaal voor de betreffende afzinkmethode benodigd materieel. De bijbehorende berekeningen zijn terug te vinden in de bijlagen. In deze paragraaf wordt ook de Negative Buoyancy Methode variant 2 geïntroduceerd. Dit is een alternatief voor de reeds eerder beschouwde Negative Bouyancy Methode 1 uit hoofdstuk 3.

Aan de hand van § 2 zijn de draaiboeken herzien. De uitgebreide versie van de draaiboeken is te vinden in de bijlagen.

In de §§ 4 en 5 worden de optredende verschijnselen besproken die een rol spelen bij het afzinken respectievelijk neertrekken van het tunnelelement. In deze paragrafen worden de grootheden bepaald van de ontwerpparameters benodigd voor de dimensionering van het materieel besproken in § 2. De berekeningen zijn terug te vinden in de bijlagen.

§ 5.2 De uitvoeringsaspecten van de Negative en Positive Buoyancy Methodes

In deze paragraaf worden verschillende uitvoerings-aspecten besproken die van toepassing zijn voor de Negative of Positive Buoyancy Methode en die voor beide methodes dezelfde zijn.

De uitvoeringsaspecten die voor beide methodes hetzelfde zijn betreffen de wijze van onderspoelen van het element, de waarde voor de veiligheid tegen opdrijven en de sleepbootconfiguratie tijdens het transport.

Bij de Negative Buoyancy Methode (variant 1) betreft het de verbinding tussen de afzinkpontons (het catamaran-systeem), de wijze waarop de bolders en hijsogen aan het tunnelelement bevestigd worden, het kabel- en schijvenplan en het ankerplan.

Bij de Negative Buoyancy Methode (variant 2) betreft het allereerst een beschrijving van de methode, met de wijze van positioneren van het element. Daarna wordt het kabel- en schijvenplan besproken. De bevestiging van de bolders en hijsogen aan het tunnelelement gebeurt op dezelfde wijze als de Negative Buoyancy Methode variant 1. Tenslotte wordt het ankerplan besproken.

Bij de Positive Buoyancy Methode betreft het de combinatie van de lierponton met de drijflichamen en de verankeringsbalken (die bij de nadere uitwerking worden toegepast in plaats van de eerder genoemde ballastblokken),

het kabel- en schijvenplan, de indeling van de lierponton, de fundering van het voorgaande, reeds geplaatste, element en het ankerplan. De afmetingen van de drijflichamen, het ballastblok, het ankerblok en de constructies op of onder de diverse lichamen worden vermeld daar waar ze van toepassing zijn.

In deze paragraaf worden o.a. de afmetingen vermeld van de benodigde constructies bij alle drie de methodes. Deze afmetingen volgen uit eisen die gesteld worden in deze paragraaf en in de paragrafen 4 en 5.

§ 5.2.1 Uitvoeringsaspecten van de Negative en Positive Buoyancy Methode

§ 5.2.1.1 Het aanbrengen van de onderspoeling

De onderspoeling, die onder het element aangebracht wordt na het afzinken c.q. neertrekken, wordt aangebracht vanuit de binnenzijde van de reeds geplaatste elementen. Het proces van het aanbrengen van de onderspoeling neemt geruime tijd in beslag (circa 15 uur). Wordt de onderspoeling van buiten af aangebracht, dan is gedurende de onderspoeltijd de scheepvaart op de Westerschelde in meer of mindere mate gestremd, daar het benodigde materieel voor het onderspoelen boven het laatst geplaatste tunnelelement drijft. Bij onderspoeling van binnen uit geldt dit bezwaar niet.

Bij het aanbrengen van de onderspoeling van binnenuit wordt er een zand-watermengsel door een leiding, gelegen in de tunnel zelf, gepompt.

De leiding heeft een aantal aftakkingen die door de vloer van het te onderspoelen tunnelelement heen gaan. Het meegevoerde zand in de leiding bezinkt onder het element zodra de stroomsnelheid van het zand-watermengsel onder het element

voldoende klein is geworden. Onder het element ontstaan dan de zogenaamde zandpannekoeken.

Of de onderspoeling voltooid is kan gecontroleerd worden door het meten van de druk in de onderspoelleiding, het meten van de vijzeldruk op de vijzelpennen, het meten van het debiet wat door de leiding stroomt of als laatste door middel van een Remote Operated Vehicle van buitenaf.

§ 5.2.1.2 De veiligheid tegen opdrijven

Voor de tijdelijke veiligheid tegen opdrijven van het tunnelelement, na plaatsing van dit element op de bodem, wordt een waarde van 1.03 gehanteerd. In de uiteindelijke situatie, wanneer de tunnel gebruiksklaar is, geldt een grotere veiligheid tegen opdrijven (1.075).

De eis dat het tunnelelement na plaatsing een gewicht moet hebben gelijk aan 1.03 keer de maximale opdrijvende kracht vloeit voort uit een aantal ontwerponzekerheden.

Deze factor is erop gebaseerd dat er voldoende wrijving gemobiliseerd kan worden tegen:

- 1). De stromingsdruk die het tunnelelement van zijn plaats zou kunnen duwen.
- 2). De spiegeldaling als gevolg van passerende schepen.
- 3). De overdruk onder het tunnelelement als gevolg van het aanbrengen van de onderspoeling.

De grootte van deze overdruk is niet precies van te voren bekend. De waarde van de overdruk kan gemeten worden op het moment dat deze optreedt. De waarde van de overdruk zal toenemen naarmate het vormen van iedere zandpannekoek vordert.

De reden dat de waarde van 1.03 niet meteen gelijk genomen wordt aan de waarde in de uiteindelijke situatie vloeit voort uit praktische overwegingen. Wordt er namelijk gewerkt met de uiteindelijke waarde (1.075) dan vergroot dit

de in eerste instantie toe te passen hoeveelheid ballast aanzienlijk. Meer ballast betekent een groter benodigd drijfvermogen van de drijflichamen en afzinkpontons en dus hogere kosten. Voorts zouden de tijdelijke opleggingen te zwaar en te duur worden.

§ 5.2.1.3 De sleepbootconfiguratie en de transportsnelheid

De sleepbootconfiguratie

In deze subparagraaf wordt uiteengezet hoeveel paar-dekrachten er aan sleepkracht nodig zijn tijdens het transport van het element vanuit het bouwdok naar de neertrek- of afzinklokatie. Enerzijds is er sleepkracht nodig om de stroming loodrecht op het element op te kunnen nemen, anderzijds om het element voort te kunnen bewegen. Er is voor gekozen om deze 2 krachten gescheiden op te nemen.

De stroming loodrecht op het element treedt op wanneer het element afgemeerd wordt op de afzink- c.q. neertreklokatie. Het afmeren vindt in principe plaats op de kentering. Er wordt in de berekening echter rekening gehouden met een stroming van 1 m/s op de afmeerlokatie. Dit resulteert in een stromingskracht van 600 kN. Op basis van de vuistregel 1 pk komt overeen met 100 N volgt er een benodigd aantal pk's van 6000. Er wordt gekozen voor 2 sleepboten van 3000 pk tijdens het afmeren. Aan de andere zijde van het tunnelelement worden er ook twee sleepboten van 3000 pk vastgemaakt. Dit omdat tijdens het afmeren op de kentering de stroomrichting van het water omkeert.

Tijdens het transport zijn er sleepboten nodig om het element te kunnen voortbewegen en om het element op koers te kunnen houden. De transportsnelheid van het element ten opzichte van het water bedraagt 1 m/s. Dit resulteert in een benodigde sleepkracht van 100 kN of 1000 pk.

Er wordt gekozen voor een sleepboot van 1500 pk voor het transport. Om evenwicht te kunnen maken betekent dit dat er aan de achterzijde van het tunnelelement tijdens transport ook een sleepboot nodig is van 1500 pk. In totaal dus 2 sleepboten van 1500 pk.

De transportsnelheid

In het voorgaande deel werd vermeld dat het tunnelelement tijdens transport een snelheid heeft ten opzichte van het water van 1 m/s. Het water van de Westerschelde zelf stroomt als gevolg van de getijstroming.

Er wordt voor gekozen het element te transporteren met opkomend getij (dus een stroomsnelheid richting de afmeerlokatie). Om het tunnelelement goed onder controle te kunnen houden wordt nu het element tegen de stroming ingetrokken, echter zodanig dat er resulterend uiteraard een verplaatsing richting afmeerlokatie plaats vindt. De transportsnelheid van het element ten opzichte van het water bedraagt maximaal 1 m/s (eigenlijk dus tijdens opkomend getij - 1 m/s).

§ 5.2.2 Negative Buoyancy Methode variant 1

§ 5.2.2.1 De catamaranverbinding (zie voor de afmetingen de figuren 14, 15 en 16 en bijlage B5)

Bij variant 1 van de Negative Buoyancy Methode is er sprake van een tweetal catamarans. Aan iedere zijde van het tunnelelement wordt 1 catamaran bevestigd aan het tunnelelement. De catamaran bestaat uit 2 afzinkpontons met daartussen een verbinding. Deze verbinding wordt gevormd door een viertal stalen liggers (figuur 14). De verbinding tussen de liggers en de afzinkpontons wordt beschouwd als een vaste inklemming. Op de liggers zijn, tussen de afzinkpontons in,

twee andere liggers aangebracht (figuur 15). Aan deze liggers worden de omloopschijven voor de afzinkkabels gemonteerd (figuur 16).

§ 5.2.2.2 De bevestiging van de bolders en de hijsogen

(zie voor de afmetingen de figuren 17,18 en 19
en bijlage B6)

In afgezonken toestand ligt het tunnelelement op maximaal 30 m beneden de waterspiegel. Het losmaken van het tunnel-element van zijn verankeringen en de afzinkpontons van het tunnelelement, zijn handelingen die in zo kort mogelijke tijd gerealiseerd dienen te worden. De diepte waarop gewerkt moet worden bedraagt dan 30 m.

Indien er hierbij duikwerk verricht moet worden zal dit een langdurende en dus kostbare aangelegenheid worden. Om dit te voorkomen is er gekozen voor een oplossing waarbij de bolders en hijsogen op een tweetal balken gemonteerd worden. Deze balken worden door middel van kabels bevestigd aan de afzinkcatamarans en vormen daarmee een geheel gedurende de gehele operatie (bij alle elementen) (figuur 17). Aan iedere catamaran hangen 2 balken. 1 balk waaraan de hijsogen bevestigd zijn (de hijsbalk) en 1 balk waaraan de bolders bevestigd zijn (de bolderbalk). De hijsbalken worden recht onder de catamarans aan het tunnelelement bevestigd. De bolderbalken worden meer naar de uiteinden van het tunnelelement hieraan bevestigd.

Dit om een tweetal redenen:

1). Vanaf de balk lopen er ankerkabels horizontaal naar de lierpontons. Op het moment dat de ankerkabels aangebracht moeten worden bevindt het tunnelelement zich nog aan de oppervlakte tussen de afzinkpontons in. De afzinkpontons hinderen nu deze kabels indien de balk recht onder de

catamaran op het tunnelement gemonteerd zou worden (de afzinkpontons liggen in de weg).

2). Het element wordt aan de bolders op de bolderbalk versleept. De sleepkracht wordt effectiever benut indien deze aangrijpt aan de uiteinden van het tunnelement.

De balken worden aan het tunnelement bevestigd door hydraulische borgpennen te laten aangrijpen in ophangnokken die aan de zijkant van het tunnelement uitsteken (figuren 18 en 19). De ophangnokken worden meegestort bij de bouw van het tunnelement in het bouwdok. De hydraulische borgpennen worden bediend vanaf de afzinkpontons. De vergrendelingen worden via een "umbilical chord" bediend vanaf de afzinkpontons. Nadat het element afgezonken is worden de balken weer losgemaakt.

Het optakelen van de hijsbalken vormt geen probleem. Deze hangen immers recht onder de catamaran. Anders wordt het met de bolderbalken. Om de bolderbalken te kunnen optakelen wordt de catamaran verhaald tot boven een bolderbalk. Nadat de borgpennen zijn losgemaakt wordt de bolderbalk opgehesen door de lieren op de afzinkpontons.

De verankeringen aan de lierpontons kunnen nu losgemaakt worden.

§ 5.2.2.3 Het kabel- en schijvenplan

Om de kabelkrachten te reduceren worden de kabels tussen de catamaran en het hijsbalk 3 keer ingeschoren (6 paten). De te gebruiken kabeldiameter wordt 60 mm.

De afzinkkabels hebben tevens de functie de hijsbalk na het afzinken weer op te takelen.

De wijze van bevestigen van het schijvenblok aan de hijsbalk is gelijk aan de wijze van bevestigen van het schijvenblok aan de catamaranverbinding (figuur 16).

Voor de bolderbalken zijn in totaal 4 aparte lieren nodig om ze te kunnen optakelen.

§ 5.2.2.4 Het ankerplan

De verankering per lierponton bestaat uit een tweetal zuigankers en een tweetal sleepankers (§ 3.4). Een alternatief voor de zuigankers is gebruik te maken van Stevinankers. Het voordeel van een zuiganker boven een Stevinanker is dat een zuiganker bij het initieel voorspannen niet slipt, voordat het op kracht is. Hiermee wordt de effectieve weg van het takelblok op de lierponton korter. Voor de indeling van de lierponton zie figuur 20.

Het is mogelijk om 1 van de 6 lierpontons te vervangen door een sleepboot. Het gaat hier om de lierponton gelegen boven de zinksleuf boven het secundaire eind van het tunnel-element (onder dit lierponton bevinden zich geen reeds geplaatste elementen). De functie van dit lierponton bestaat eruit evenwicht te maken met de lierponton aan de andere zijde van het af te zinken tunnelelement. Vanuit dit laatst genoemde lierponton wordt de kracht geleverd waarmee het tunnelelement naar zijn voorganger toegetrokken wordt. Met deze kracht moet evenwicht gemaakt worden. Aangezien deze kracht relatief klein is (er werkt geen stromingskracht op het tunnelelement in deze richting) wordt er besloten dit lierponton te vervangen door 2 sleepboten van elk 2000 pk (figuur 21). Er worden hier 2 sleepboten voor gebruikt om reden van veiligheid. In principe hebben beide sleepboten voldoende trekkracht om alleen de kracht op te nemen. Er ontstaat nu de situatie dat de sleepboten als het ware trekken aan een vast punt (de andere lierponton).

Door gebruik te maken van sleepboten in plaats van een lierponton gaat er minder tijd verloren met het plaatsen van

maximale hoek van scheefstand bedraagt $\pm 8^\circ$ (de stromingskracht bedraagt 1100 kN, het tunnelgewicht bedraagt 7000 kN). Er is bij deze methode relatief een groot afzinkgewicht van het tunnelelement nodig.

§ 5.2.3.2 De positionering van het element

Een probleem wat nog resteert uit de voorgaande paragraaf is de plaatsing op de bodem, tegen het voorgaand element aan. De plaatsing zal plaatsvinden rond de kentering, waarbij de stroomsnelheden laag zijn. De positionering voor de plaatsing van het tunnelelement wordt opgesplitst in twee delen.

Op het moment dat het voorgaand element genaderd wordt vindt een grove positionering plaats. Deze grove positionering wordt uitgevoerd met een zogenaamde interne verankering. Deze interne verankering bestaat uit een stelsel kabels die de afzinkpontons verbinden met de bolderbalken. De kabels worden kruislings verbonden (figuur 23). Gesteld wordt dat de interne verankering nog een stromingskracht van 650 kN moet kunnen opnemen ($v = 1 \text{ m/s}$).

Nadat de grove positionering heeft plaatsgevonden vindt de fijne positionering plaats. Hiertoe is er op het af te zinken element een vangconstructie (bijlage B7 en figuren 23 en 24) gemonteerd. Op het moment dat de vangconstructie op het af te zinken element het voorgaande element dicht genoeg genaderd is (tijdens de grove positionering) wordt deze vangconstructie over het voorgaande element heen geschoven en neemt daarbij tegelijkertijd de horizontale positionering over. Dit gebeurt met behulp van vijzels die op de uiteinden van de armen van de vangconstructie gemonteerd zijn.

De vangconstructie wordt eveneens gedimensioneerd op een stromingskracht van 650 kN.

De vangconstructie wordt gecombineerd uitgevoerd met een bolderbalk.

De kracht benodigd om het af te zinken tunnelelement tegen zijn voorganger aan te drukken, wordt geleverd vanuit de afzinkpontons. Door de afzinkpontons in langsrichting aan hun verankering te verhalen, wordt er een langskracht uitgeoefend op het tunnelelement, waardoor dit element tegen zijn voorganger aangedrukt wordt.

§ 5.2.3.3 Het kabel- en schijvenplan

Voor de hijskabels en de bijbehorende schijvenblokken geldt in principe dezelfde wijze van uitvoeren als bij de Negative Buoyancy Methode 1.

Voor de bevestiging van de schijvenblokken aan de bolderbalk en de vangconstructie is er een andere wijze van uitvoeren als bij de Negative Buoyancy Methode 1. Aan deze balken moeten immers de interne verankeringspunten bevestigd worden. De schijvenblokken van deze verankeringspunten die bevestigd moeten worden aan de balken, moeten kunnen roteren in twee onderling loodrechte richtingen. Voor de uitvoeringswijze van de bevestiging van de schijvenblokken aan de balken zie figuur 33.

De toegepaste kabeldiameter voor de verankering bedraagt 40 mm.

§ 5.2.3.4 Het ankerplan (figuur 25)

De Negative Buoyancy Methode 2 kent geen direkte verankering van het tunnelelement. Er wordt gebruik gemaakt van een interne verankering. De afzinkpontons hebben een eigen verankering (zie § 5.2.3.1). De ankers van de afzinkpontons bestaan uit Stevinankers.

§ 5.2.4 De Positive Buoyancy Methode

§ 5.2.4.1 De combinatie lierponton-drijflichamen-verankeringsbalken

In hoofdstuk 4 paragraaf 2.1 is uiteengezet waarom de lierponton tezamen met de drijflichamen een geheel vormt. Dit systeem bestaande uit drie eenheden wordt hier uitgebreid met twee eenheden.

De twee verankeringen van het tunnelelement worden toegevoegd aan het systeem van lierponton en drijflichamen (figuur 26). De extra constructies in deze figuur op het drijflichaam worden in paragraaf 5.2.4.2 besproken.

De verankeringen zullen bestaan uit een tweetal verankeringsbalken. Aan iedere zijde van het tunnelelement een balk. Aan de verankeringsbalken worden de schijvenblokken gemonteerd van de neertrekkabels en de kruiskabels. Het totaal van verankeringsbalken, drijflichamen en lierponton vormt een geheel gedurende de gehele bouwtijd van de tunnel (voor alle elementen).

De reden dat tot deze wijze van uitvoeren is besloten komt voort uit het feit dat er nu ter plaatse van de neertreklokatie geen kabelverbindingen (de neertrekkabels en de kruiskabels) meer tot stand gebracht hoeven te worden tussen de verankeringen en het tunnelelement. Het aanbrengen van kabels op 30 m diepte in stromend water (er is altijd wel enige stroming) is praktisch gezien een langdurende en dus ongewenste aangelegenheid. Temeer daar deze processen (het aanbrengen van de kabels) op het kritieke pad van de neertrekoperatie liggen.

De verankeringsbalken worden op de neertreklokatie afgezonken en verbonden met respectievelijk het voorgaande element en het ankerblok (afmetingen verankeringsbalk bijlage B8 en figuur 26).

De verankeringsbalken hebben zelf niet genoeg massa om als ankermassa te kunnen dienen. Hiertoe wordt er op het voorgaande element een ballastblok geplaatst wat geruime tijd voor de neertrekoperatie aangebracht wordt. Aan de andere zijde van het tunnelelement wordt gebruik gemaakt van een ankerblok. Het ankerblok wordt eveneens geruime tijd voor de neertrekoperatie reeds geplaatst in de zinksleuf.

Het ballastblok heeft de afmetingen $L \times B \times H = 20 \times 25 \times 3.5 \text{ m}^3$ (bijlage B9). De massa bedraagt ongeveer 600 ton.

Voor de wijze waarop het ankerblok uitgevoerd wordt zie figuur 27 en bijlage 10.

De drijfflichamen op het tunnelelement hebben de afmetingen $L \times B \times H = 20 \times 26.5 \times 2 \text{ m}^3$. De extra hoogte boven de hoogte uit § 4.4 volgt uit eisen uit de §§ 5.4 en 5.5 (bijlage 11).

De wijze van bevestigen verankeringsbalken en drijfflichamen aan het tunnelelement

De wijze waarop de verankeringsbalken verbonden worden met het voorgaande tunnelelement en het ankerblok is in principe hetzelfde als de wijze van verbinden van de hijsbalken en bolderbalken bij de Negative Buoyancy Methodes aan het tunnelelement (figuur 28 en bijlage B6).

De bevestiging van het drijflichaam aan het tunnel-element bestaat uit een vierpuntsophanging. Hiervoor worden vier buizen gebruikt (figuur 29 en bijlage 12). Om horizontale langskrachten op het tunnelelement op te kunnen nemen worden er naast de buizen ook een viertal HE-profielen gemonteerd. De langskrachten worden gescheiden opgenomen van de verticale ophangkracht. Aan de HE-profielen zijn vijzels gemonteerd voor de fijnpositionering van het drijflichaam op het tunnelelement.

§ 5.2.4.2 Het kabel- en schijvenplan

In het kabelsysteem zoals getekend in figuur 11 worden een aantal wijzigingen aangebracht (figuur 30).

1). De punten D2 en C2 van de neertrekkabels worden omhooggebracht tot op gelijke hoogte met de punten C1 en D1. Om een verticale kracht te kunnen blijven uitoefenen (ook in bijna neergetrokken toestand) moeten de punten A1 en B1 ook omhoog gebracht worden. Dit wordt gerealiseerd door op de drijflichamen twee frames te monteren (figuur 31 en bijlage B13).

Het omhoog brengen van de punten A1, B1, C2 en D2 heeft als voordeel dat er geen kabels meer door het kopse vlak van het reeds geplaatste tunnelelement heen lopen. Dit vergroot de horizontale bewegingsvrijheid en verkleint de kans op beschadiging van het Gina-profiel. Om de kans op beschadiging van het Gina-profiel van het neer te trekken element nog meer te verkleinen wordt het frame enigszins uitkragend gemaakt.

2). In figuur 11 liggen de punten C1 en D1, alsmede de punten A2 en B2 op gelijke hoogte. Dit houdt in dat de kruiskabels elkaar zullen snijden. Om dit te voorkomen worden de punten C1 en B2 enigszins omhoog gebracht, waarmee het probleem verholpen is.

Bij de berekening van de kabelkrachten is deze verhoging niet meegenomen in de berekening, daar het slechts om een relatief geringe verhoging gaat (ca. 1 m).

3). Het ballastblok uit hoofdstuk 4 heeft de functie van kabelbevestigingspunt voor de neertrekkabels en kruiskabels overgedragen aan de verankeringsbalk. Dit houdt in dat de punten C1 en D1 verschuiven naar de kop van het reeds geplaatste element. Ze komen op een lijn te liggen met de punten C2 en D2. Door deze verplaatsing kunnen de kruiskabels

geen langskracht meer uitoefenen op het element. Er is een langskracht nodig om het tunnelement tegen zijn voorganger aan te trekken. In deze langskracht wordt nu voorzien door het aanbrengen van een een keer ingeschoren kabel tussen het ballastblok en het neer te trekken tunnelement. Deze kabel is reeds van te voren vastgemaakt aan het ballastblok (tegelijk met afzinken van het ballastblok) en wordt gemarkeerd met een boei. Op het moment dat het tunnelement afgemeerd wordt, wordt deze kabel vastgemaakt aan het drijflichaam en doorverbonden met de lierponton. De kabel loopt nu van de lierponton naar het drijflichaam, vervolgens naar het ballastblok en weer terug naar het drijflichaam. Om de langskracht te kunnen controleren wordt er aan de andere zijde van het tunnelement eenzelfde kabel aangebracht die daar verbonden is met het ankerblok.

4). Om de krachten in de kabels te reduceren worden ze, tussen de punten A en B en C en D, drie keer ingeschoren.

De te gebruiken kabeldiameter wordt 60 mm.

5). Om er voor te zorgen dat de schijvenblokken vrij kunnen roteren om twee, onderling loodrechte, assen worden er op het drijflichaam twee kleine frames gemaakt waaraan de bevestigingen (schijvenblokken) van de kruiskabels gemonteerd worden. (zie figuur 32 en bijlage B14). Deze kruiskabelframes worden enigszins uitkragend gemaakt om te voorkomen dat de kabels langs het drijflichaam zullen schuren.

6). Op het moment dat het element bijna neergetrokken is, treedt de situatie op waarin de kruiskabel de neiging vertoont te willen gaan " los hangen " van het drijflichaam. Dit komt, doordat de helling van de kabel tussen het lierponton en het drijflichaam groter is dan de helling tussen de lierponton en de verankeringsbalk. Om te voorkomen dat de kabel " los gaat hangen " wordt er aan het einde van het drijflichaam

(dus aan de zijde die het dichtst bij de lierponton is) een kabelgeleiding gemaakt.

De bevestigingen (met omloopschijven) van de neertrek- en kruiskabels aan de verankeringsbalken en aan de frames op de drijfflichamen zijn getekend in figuur 33 (bijlage B15). Bij alle kabelbevestigingen moet er rekening mee gehouden worden dat ze moeten kunnen roteren om twee, onderling loodrechte, assen (er moet namelijk een horizontale en een verticale verplaatsing mogelijk zijn).

§ 5.2.4.3 De lierindeling van de lierponton

De gebruikte neertrekconfiguratie wordt symmetrisch uitgevoerd. De lierponton heeft dus ook een symmetrische indeling (figuur 34).

Op de lierponton zijn gemonteerd:

- 8 neertreklieren 50 ton (lieren 1 t/m 8).
Deze lieren hebben de functie het element naar beneden te bewegen.
- 8 ankerlieren 50 ton (lieren 9 en 10).
Deze lieren hebben de functie het lierponton, tijdens het afmeren van het hele neertreksysteem op de neertreklokatie, in positie te houden.
- takellieren 4 stuks 30 ton en 2 stuks 60 ton voor optakelen drijfflichamen. (lieren 11 t/m 14).
- 2 frames om de drijfflichamen te kunnen optakelen.
(bijlage B16 en figuur 35).

§ 5.2.4.4 De fundering van het voorgaande element

Op het voorgaande, reeds geplaatste, element wordt een verankeringsbalk geplaatst. Aan de verankeringsbalk zijn de neertrek- en kruiskabels bevestigd waaraan het element naar

beneden bewogen wordt. Via deze kabels worden verticale en horizontale krachten overgebracht op het voorgaande element. Dit element moet deze krachten weer overbrengen naar de ondergrond.

Naast de verankeringsbalk wordt er op het voorgaande element ook een ballastblok geplaatst. Dit blok heeft de functie de verticale krachten uit de neertrekkabels en de horizontale krachten uit de kruiskabels te compenseren.

De verticale kracht vanuit de neertrekkabels wordt opgenomen door het eigen gewicht en het ballastgewicht van het ballastblok. Het ballastblok wordt zodanig gedimensioneerd, dat er resulterend geen trek ontstaat op het tunnelelement.

De horizontale kracht kan in principe op twee wijzen worden overgedragen vanuit het reeds geplaatste tunnelelement naar de ondergrond. Enerzijds kan dit gebeuren via de vijzelpennen onder het tunnelelement, anderzijds via de onder het element aangebrachte onderspoeling.

Wordt er gebruik gemaakt van de vijzelpennen, dan dient er op deze vijzelpennen een zodanige normaalkracht (door het ballastgewicht) uit te worden geoefend dat er voldoende veiligheid tegen wegschuiven bereikt wordt. Voor de wrijvingscoëfficiënt tussen het staal van de vijzelpennen en het beton van de funderingstegels wordt een waarde van 0.5 aangehouden. Normaal gesproken geldt er voor het contact tussen staal en beton een wrijvingscoëfficiënt van 0.3. Dit geldt echter voor gladde oppervlakken. Er zal hier geen sprake zijn van gladde oppervlakken, zodat een hogere waarde gehanteerd mag worden.

Uit de berekening (bijlage B17) volgt dat het ballastblok een resulterend neerwaarts gewicht moet hebben van 7100 kN.

Ook indien er gebruik wordt gemaakt van de onderspoeling dient er uiteraard voldoende veiligheid (factor 2)

tegen afschuiven te worden bereikt. De wrijvingscoëfficiënt wordt hier bepaald door de inwendige wrijvingshoek van het onderspoelzand. Hiervoor geldt in het begin de waarde van losgepakt zand. Zodra het zand belast wordt zal het element enigszins verschuiven waardoor een betere pakking van het zand ontstaat en de schuifweerstand toeneemt. Op deze situatie is gerekend omdat niet met voldoende zekerheid te zeggen is hoe groot de verschuiving zal zijn.

Bij een wrijvingscoëfficiënt van 0.5 kan bepaald worden hoe groot de verticale belasting (vanuit het ballastblok) moet zijn om wegschuiven te voorkomen.

Uit de berekening (bijlage B17) volgt dat het ballastblok een resulterend neerwaarts gewicht zou moeten hebben van 7500 kN.

Er wordt voor gekozen om gebruik te maken van de vijzelpennen voor het leveren van de horizontale kracht, omdat dit meer zekerheid biedt met betrekking tot de plaatsvastheid.

De vijzelpennen moeten voor de Positive Buoyancy Methode wel verzwaaard worden ten opzichte van de Negative Buoyancy Methode.

De vijzelpennen zijn massief en hebben een diameter van 400 mm.

Overigens wordt de onderspoeling wel direkt na plaatsing van het element aangebracht. Dit is echter om te voorkomen dat er teveel aanslibbing plaats vindt onder het element. Deze aanslibbing zou, in geval er niet direkt onderspoeld wordt, eerst weer verwijderd moeten worden alvorens te kunnen onderspoelen.

De vijzelpennen van het voorgaande element worden afgelaten nadat het volgende element geplaatst is. Dit houdt in dat de zakking van het element, nodig om voldoende gronddruk te ontwikkelen, ook dan pas optreedt. Dit vormt echter geen probleem, daar het pas geplaatste element de zakking gewoon kan volgen.

§ 5.2.4.5 Het ankerplan (figuur 36)

Het tunnelelement is verankerd aan een tweetal verankeringsbalken die geplaatst zijn op het voorgaande element en het ankerblok (zie § 5.2.4.1). De lierponton heeft een eigen verankering. Deze verankering heeft slechts een functie op het moment van afmeren van het tunnelelement en op het moment dat de drijflichamen weer opgetakeld moeten worden. De verankering van de lierponton bestaat uit een achttal lieren die verbonden zijn met Stevinankers.

§ 5.3 De draaiboeken

De draaiboeken uit de §§ 3.2 en 4.3 voor de Negative en Positive Buoyancy Methode komen in principe overeen met de herziene draaiboeken zoals vermeld in de bijlagen B18, B19, B20.

In de draaiboeken in de bovengenoemde bijlagen zijn de veranderingen en de ontwikkelingen uit § 5.2 verwerkt. In vergelijking met de draaiboeken uit 3.2 en 4.3 is de definitieve benodigd materieellijst opgesteld tezamen met een lijst van benodigd personeel.

Tevens is er een nieuw draaiboek opgesteld voor de Negative Buoyancy Methode 2.

§ 5.4 Hydraulische verschijnselen.

§ 5.4.1 Onderdrukken en slingeren van het tunnelelement

De situatiebeschrijving.

Tijdens respectievelijk de afzink- en neertrekbeweging van het tunnelelement treedt er een stroming op, loodrecht op de lengte-as van het tunnelelement. Deze dwarsstroom,

veroorzaakt door de getijbeweging kan waarden bereiken van 2 m/s in de stroomgeul van de Westerschelde ter plaatse. De afzink- c.q. neertrekbeweging vindt plaats in de stroomgeul (tevens scheepvaartgeul). De stroomgeul heeft een maximale diepte van 30 m.

De probleemstelling.

De stroming loodrecht op de element veroorzaakt een onderdruk onder het element. Deze onderdruk leidt tot een afname van de kabelkrachten en een toename van de verplaatsingen in verticale richting.

Om te kunnen vaststellen of er als gevolg van een onderdruk ongewenste verplaatsingen en krachtsveranderingen optreden, zal de grootte van deze onderdruk bepaald moeten worden

De probleemoplossing.

Voor de beschouwde situatie zie figuur 37a. Voor deze situatie wordt de grootte van de onderdruk bepaald en beoordeeld of deze tot genoemd probleem kan leiden.

Algemeen.

Rond een voorwerp in stroming kan het volgende stroombeeld ontstaan zoals getekend in figuur 37b. Voorlopig wordt alleen de stroming aan de onderzijde beschouwd.

Door de scherpe hoek van het voorwerp (element) zal een stroming bij punt A loslaten en op enige afstand benedenstrooms van A weer aan gaan liggen. Of de stroming weer

gaat aanliggen hangt o.a. af van de waterdiepte a onder het voorwerp en de breedte b van het voorwerp.

De stroming wordt onder het voorwerp samengeknepen tot een waterdiepte $\mu \cdot a$. De factor μ kan bepaald worden uit figuur 38a en hangt af van de waterdiepte onder het element en de waterdiepte voor het element (a en Y_0).

Rechts van punt A (gearceerde deel in figuur 38b) ontstaat een onderdruk onder het voorwerp. Deze onderdruk veroorzaakt een neerwaartse kracht op het voorwerp.

De oppervlakte waarover de onderdruk werkt wordt met behulp van vuistregels bepaald.

De afstand BD bedraagt $(1 - \mu) \cdot a$.

De afstand AD bedraagt ongeveer $1.5 \cdot (1 - \mu) \cdot a$.

Het drukverloop is over het gedeelte BC bij benadering lineair. De helling van lijn BC is ongeveer 1 : 3 à

1 : 4. De afstand DC bedraagt nu ongeveer $3 \cdot (1 - \mu) \cdot a$ à $4 \cdot (1 - \mu) \cdot a$. Stel de helling bedraagt 1 : 4.

De druk bij B wordt nu aanwezig gedacht over een lengte $\frac{1}{2} \cdot 4 \cdot (1 - \mu) \cdot a$. De afstand AD is bij benadering gelijk aan $1.5 \cdot (1 - \mu) \cdot a$. De totale lengte waarover een onderdruk aanwezig is is, per strekkende meter, gelijk aan $3.5 \cdot (1 - \mu) \cdot a$.

Door nu de maximale breedte van het voorwerp gelijk te stellen aan de lengte waarover de onderdruk aanwezig is, kan de waterdiepte bepaald worden waarbij de onderdruk zich zal manifesteren.

De onderdruk zelf wordt bepaald met behulp van de vergelijking van Bernouilli:

$$H = p/\rho + z + v^2/2g = h + v^2/2g.$$

Er geldt: $h_0 + v_0^2/2g = h_1 + v_1^2/2g$ of

$h_1 - h_0 = (v_0^2 - v_1^2)/2g$, waaruit de onderdruk volgt.

$$p = (h_1 - h_0) \cdot \rho \cdot g.$$

Aan de bovenzijde van het voorwerp geldt in principe hetzelfde als aan de onderzijde van het voorwerp. Op het moment dat de waterdiepte boven het voorwerp klein genoeg is zal ook hier de stroming loslaten en weer gaan aanliggen (dit is mede afhankelijk van de breedte van het voorwerp). De ter plaatse ontstane onderdruk werkt dan als opwaartse kracht op het voorwerp.

Bovenstaande beschrijving toegepast op de in deze studie optredende situatie resulteert in 3 te onderscheiden fases.

1). (figuur 39a) De afzink- of neertrekbeweging begint aan de oppervlakte. De waterdiepte boven het element is dan gelijk aan 0. Vanaf het moment dat het element zakt wordt de waterdiepte boven het element groter. In eerste instantie zal aan de bovenzijde van het element de stroming weer gaan aanliggen en dus via een onderdruk een opwaartse kracht veroorzaken op het element. Deze kracht wordt groter naarmate het element verder zakt. Aan de onderzijde van het element laat de stroming in deze situatie nog los.

2). (figuur 39b) Op een gegeven moment zal de waterdiepte boven het element een waarde bereiken waarbij de stroming niet meer gaat aanliggen, maar zal loslaten. Op dit moment verdwijnt de onderdruk aan de bovenzijde en daarmee dus de opwaartse kracht. Zowel aan de boven- als aan de onderzijde van het element laat de stroming nu los.

3). (figuur 39c) Naarmate het element verder zakt wordt de waterdiepte onder het element steeds kleiner. Op een gegeven moment bereikt de waterdiepte onder het element een waarde waarbij de stroming zal gaan aanliggen aan de onderzijde. Vanaf dit moment is er een onderdruk aan de onderzijde van het element. Deze onderdruk neemt af, naarmate het element verder zakt. Aan de bovenzijde van het element laat de stroming los.

Bepaling van de krachten als gevolg van de onderdrukken

De neerwaartse kracht werkend op het tunnelelement kan bepaald worden door de berekende onderdruk te vermenigvuldigen met de breedte waarover deze aanwezig is. Deze waarde (de neerwaartse kracht per strekkende meter) vermenigvuldigd met de elementlengte geeft de totale neerwaartse kracht.

Bovenstaande geval betreft een 2-dimensionale situatie. Aan de uiteinden van het tunnelelement zal dit niet meer het geval zijn. De stroming zal zich hier 3-dimensionaal verdelen, waardoor v_1 minder groot wordt en dus ook de onderdruk minder groot. De lengte van het tunnelelement waarop de 2-dimensionale situatie van toepassing is, wordt op 80 m gesteld.

De fictieve tunnelelementlengte wordt daarom 80 m genomen.

Resultaten

De op te nemen kracht wordt per afzinkponton maximaal 625 kN of 1250 kN per drijflichaam (bijlage B21). De extra inzakking als gevolg hiervan bedraagt ca. 0.20 m. Dit vormt geen probleem, daar de doorsnede onder het element niet al te zeer verkleind wordt.

De inzakking veroorzaakt een rotatie van het tunnel-element, waardoor de werkende breedte toe zal nemen. Aangezien de werkende breedte reeds gelijk is aan de breedte van het tunnelelement en dus niet toe kan nemen, zal de stroming niet meer gaan aanliggen en weer loslaten. De onderdruk valt dan weg. De inzakking valt dan ook weg. Er treedt een korte periode van slingering op, waarbij op het ene moment de onderdruk aanwezig is en op het andere moment weer niet. Deze slingering speelt geen grote rol daar er voldoende waterdiepte aanwezig is. De slingering mag

plaatsvinden. Door de kabels bij de NBM te vieren en bij de PBM te halen beweegt het element zich als het ware door deze grensfase heen. Zodra het element namelijk dieper zakt wordt de waterdiepte onder het element kleiner en daarmee reduceert ook de werkende breedte op het element. De stroming zal dan definitief gaan aanliggen.

Dicht bij de bodem speelt dit probleem van de onderdrukken niet meer, daar op dat moment zowel v_0 , v_1 , a en μ afnemen (plaatsing vindt rond de kentering plaats).

De opwaartse kracht bij de Positive Buoyancy Methode moet per drijfflichaam voldoende groot zijn om de onderdrukken te kunnen weerstaan en tevens voldoende groot zijn om de gewenste kabelkrachten te kunnen handhaven.

In de eerste fase van het afzinken respectievelijk neertrekken is er sprake van een onderdruk aan de bovenzijde van het tunnelelement. De extra opwaartse kracht, die als gevolg van deze onderdruk ontstaat, zal bij een bepaalde waterdiepte plotseling verdwijnen (op het moment dat de stroming loslaat). Deze vermindering aan opwaartse kracht betekent voor de afzinkpontons een extra inzinking en een vermindering van de kabelkrachten voor de Positive Buoyancy Methode.

Dit verschijnsel leidt niet tot extra problemen.

Slingeringen

Het is mogelijk dat er als gevolg van alternerend loslatende wervels, aan de benedenstroomse zijde van het tunnelelement, een slinging van het tunnelelement ontstaat. Door het alternerend loslaten oefenen deze wervels een kracht uit op het tunnelelement, loodrecht op de stroomrichting van het water. Of de slinging daadwerkelijk optreedt is moeilijk

te voorspellen, aangezien de stroming rond het tunnelelement zich dan niet meer stationair gedraagt. Op dit gebied is modelonderzoek nodig om met meer zekerheid te kunnen zeggen of er slingering op zal treden.

In de praktijk is het verschijnsel slingering van tunnelelementen in stroming, tot nu toe, niet waargenomen.

Conclusie

Tijdens het afzinken c.q. neertrekken van het tunnelelement zullen er onderdrukken optreden. Met de krachten veroorzaakt door de onderdrukken zal rekening moeten worden gehouden bij de berekening van de kabelkrachten.

§ 5.4.2 Ontgrondingen rond het element

Na plaatsing van het tunnelelement zullen er getijstromingen over het element heen komen te staan. Onder het element zal gedurende 1 of 2 getijbewegingen een geringe stroming aanwezig zijn. Deze stroming zal tot 0 gereduceerd zijn nadat de onderspoeling aangebracht is. Rond de kop van het geplaatste element zullen er echter, totdat het daaropvolgende element geplaatst is, stromingen aanwezig zijn die een uitschurende werking hebben op de bodem. Om te voorkomen dat de uitschuring tot ongewenste situaties leidt (diepe ontgrondingen) wordt, rond de kop van het tunnelelement, een bodembescherming aangebracht.

De bodembescherming wordt aangebracht vanaf de tijdelijke steunpunten (de vijzelpennen) tot 15 m voor de kop van het element. De totale lengte van de bodembescherming bedraagt 25 m en zal bestaan uit grind.

Bij de Positive Buoyancy Methode wordt de bodembescherming tot voorbij de plaats van het ankerblok doorgevoerd, doordat ook rond het ankerblok zelf stromingen een

uitschurende werking zullen hebben. De totale lengte van de bodembescherming bedraagt hier 50 m.

§ 5.5 Krachten in de ankerkabels

§ 5.5.1 De Negative Buoyancy Methode 1

§ 5.5.1.1 De ankerkabelkrachten van de Negative Buoyancy Methode 1

In deze paragraaf worden de maximale ankerkabelkrachten bepaald van het systeem in figuur 40a.

Alle kabels (1 t/m 4) staan onder een voorspanning. Er wordt uitgegaan van stromingskracht F_s (hier naar rechts), waardoor het tunnelelement naar rechts zal verplaatsen. Als gevolg van deze verplaatsing komen de kabels 1 en 2 onder een spanning te staan die groter is dan de voorspanning en de kabels 3 en 4 onder een spanning die kleiner is dan de voorspanning.

Alle kabels hebben in de getekende situatie dezelfde lengte.

Als een kabel belast wordt vermindert enerzijds de doorhang van de kabel en anderzijds rekt de kabel. Hoe groter de belasting, hoe kleiner de doorhang en hoe groter de rek. Voor het evenwicht tussen de doorhang en de rek is een relatie af te leiden. Deze relatie is getekend in figuur 41, waar de voorspankracht in de kabel is uitgezet tegen de kabeloverspanning (voor toelichting op deze figuur en voor berekening van de kabelkrachten zie bijlage B22).

De toename van de kracht in kabel 2 door de belasting F_s tezamen met de afname van de kracht in kabel 3, is gelijk aan de belasting F_s . Aangezien de verplaatsingen van de

kabeluiteindes 2 en 3 gelijk zijn, zijn de optredende kabelkrachten in 2 en 3 uit de figuur te bepalen, uitgaande van een bepaalde voorspankracht. De verplaatsingen zijn gelijk, echter voor de ene kabel betreft het een verlenging van de overspanning, voor de andere een verkorting van de overspanning. Door deze verlenging c.q. verkorting rechts c.q. links van het gekozen voorspanpunt uit te zetten kunnen de kabelkrachten afgelezen worden.

Is nu de kabelkracht in 2 bekend, dan kunnen de kabelkrachten in 1 a en b berekend worden. Bij deze kabelkracht is uit de figuur de bijbehorende overspanning van kabels 1 a en b te bepalen. Het verschil met de aanvangsoverspanning (de overspanning behorende bij de situatie zonder belasting F_s) is de verplaatsing van het lierponton. Op dezelfde manier is de verplaatsing van het kabeluiteinde van kabel 2 te bepalen.

De 2 verplaatsingen tezamen geven de verplaatsing van het tunnelelement onder de belasting F_s .

De gekozen voorspankracht in de kabels 2 en 3 bedraagt hier 500 kN. De voorspankracht in de kabels 1 a en b en 4 a en b bedraagt dan 265 kN.

De aanvangslengte bedraagt voor alle kabels 182.6 m. De stromingskracht F_s bedraagt 1000 kN.

De kabelkrachten worden, met belasting F_s :

- | | |
|-------------------|---------|
| - kabels 1 a en b | 720 kN |
| - kabel 2 | 1350 kN |
| - kabel 3 | 350 kN |

De verplaatsing van de kabeluiteindes van de kabels 1 a en b bedraagt 1 m in de eigen kabelrichting of 0.95 m in de kabelrichting van kabel 2 (de kabelrichting van de kabels 1 a en b is ten opzichte van de kabelrichting van 2 over 20° gedraaid). Het kabeluiteinde van kabel 2 verplaatst 0.4 m. Samen wordt dit dus 1.4 m. Dit is de maximale verplaatsing van

Voor de samengestelde veer (bijlage B22) volgt nu een veerstijfheid van $k = 2400 \text{ kN/m}$. Als massa voor het element wordt genomen 24000 ton. Dit is de helft van de totale tunnelmassa vermeerderd met een toegevoegde massa (meewerkende watermassa) gelijk aan de tunnelmassa zelf.

Voor de eigenperiode volgt nu:

$$w = (k/m)^{0.5} = 0.316 \text{ rad/s}$$

$$T = 2\pi/w = 20 \text{ s.}$$

Deze eigenperiode geeft de respons van het tunnelelement op een krachtsexcitatie weer.

Conclusies

De kabelkrachten leiden tot een te gebruiken kabel-diameter van 120 mm ($\tau = 4$).

De horizontale verplaatsingen blijven in verhouding tot de logheid van het systeem beperkt.

Het systeem reageert relatief snel op een corrigerende horizontale kracht. Dit wordt veroorzaakt door te werken met een grote kabeldiameter.

Een grotere voorspankracht leidt niet tot een noemenswaardige verkleining van de eigenperiode.

§ 5.5.1.2 Invloed verticale bewegingen afzinkpontons op kabelkrachten

Het geheel van afzinkpontons en tunnelelement zal een invloed ondervinden van golven. De optredende golfslag wordt veroorzaakt door de wind. Er is geen sprake van uit zee binnenkomende golven of deining.

Van belang voor de invloed van de golven op de afzink-configuratie zijn de eigenperiodes van de afzinkpontons en het

tunnelement voor rollen en dompen, de optredende golfperiodes, golfhoogtes en golflengtes.

In eerste instantie is begonnen met het bepalen van de optredende golfhoogtes, golfperiodes en golflengtes bij verschillende windsnelheden (bijlage B23). Daarna zijn de eigenperiodes bepaald van de afzinkpontons en tunnelement voor rollen en dompen (bijlage B24).

De van belang zijnde situatie is die waarbij de golfperiode overeenkomt met de eigenperiode van de afzinkcatamaran of tunnelement voor dompen en/of rollen. Door het verschil in de eigenperiodes van afzinkpontons en tunnelement zal een passerende golf dan enerzijds enige verplaatsing veroorzaken en anderzijds door een verhinderde verplaatsing een toename van de krachten in de afzinkkabels veroorzaken.

Uit de berekening blijkt dat het tunnelement ten opzichte van de afzinkpontons als een vast punt beschouwd mag worden (de eigenperiodes voor rollen liggen voldoende ver uit elkaar). Aangezien de eigenperiodes voor dompen ($T = 8.6 \text{ s}$) en rollen ($T = 5.1 \text{ s}$) van het tunnelement ook voldoende ver van de optredende golfperiodes in de gebruiksfase liggen zal het tunnelement niet of nauwelijks reageren op de golfexcitatie. In een extreme fase liggen de optredende golfperiodes wel in de buurt van de hier berekende eigenperiode voor rollen, maar in dat geval wordt het element met de kop in de golven gelegd. De eigenperiode voor stampen moet dan beschouwd worden.

Wordt het tunnelement nu als een vast punt beschouwd, dan kan berekend worden hoe groot de kracht is die door een passerende golf wordt uitgeoefend op een afzinkponton en dus ook op de afzinkkabels (bijlage B23). De afzinkkabels zijn hier als star aangenomen.

Het blijkt dat bij windkracht 4 de golfperiode gelijk wordt aan de eigenperiode van de afzinkpontons voor dompen

($T = \pm 2.5 \text{ s}$). Deze situatie blijkt echter niet maatgevend, vanwege de optredende demping in het systeem. De eigenperiode voor rollen van de afzinkcatamaran is gelijk aan de golfperiode bij windkracht 2 ($T = 2 \text{ s}$). Deze situatie is echter te verwaarlozen. De rolbeweging wordt bovendien gekenmerkt door een sterke demping.

De eigenperiode voor rollen van het tunnelelement ($T = 5.2 \text{ s}$) ligt voldoende ver van de optredende golfexcitatie.

De maatgevende situatie treedt op in geval van overleven (windkracht 10). Deze situatie kan optreden op het moment dat er tijdens het afzinken een plotselinge onvoorziene zware storm opsteekt. Het afzinken wordt op dit moment onderbroken, maar een veilige ligplaats is niet direkt voorhanden. Het tunnelelement wordt nu op de afzinklokatie met de kop in de golven gedraaid, om zo min mogelijk last te hebben van de golfslag.

De maximale extra opwaartse kracht die de afzinkpontons nu ondervinden bedraagt 1500 kN. Per kabelpart van de hijskabels wordt dit circa 250 kN.

Voor de lieren is de maatgevende situatie die situatie waarbij nog gehaald moet kunnen worden. Hiervoor is gesteld de situatie bij windkracht 7. De extra kabelkracht op dat moment bedraagt 1200 kN of 200 kN per kabelpart. Dit houdt in dat de lier dus boven de kracht als gevolg van het tunnelgewicht ($2600/6 \text{ kN}$) ook nog eens 200 kN moet kunnen halen. Totale liersterkte wordt dan circa 75 t.

Conclusie

Er dient rekening gehouden te worden met extra krachten als gevolg van optredende golven. Er kan afgezonken worden tot en met windkracht 7, daarna moet in geval van onvoorziene

omstandigheden (plotseling optredende grotere windkracht) het element met de kop in de golven gedraaid worden.

§ 5.5.2 De Negative Buoyancy Methode 2

§ 5.5.2.1 De ankerkabelkrachten van de Negative Buoyancy Methode 2

De ankerkabelkrachten bij de NBM 2 worden gesplitst in 2 delen. Het ene deel wordt gevormd door de interne verankering tussen afzinkpontons en het tunnelelement, het andere deel door de verankering van de afzinkpontons.

De interne verankering

Het tunnelelement heeft een interne verankering (§ 5.2.3.1). De ankerkabels lopen vanaf de afzinkpontons naar de bolderbalk respectievelijk vangconstructie. De kabels lopen gekruisd (figuur 23). Ze hebben alleen een functie op het moment dat het af te zinken tunnelelement zijn voorganger nadert. Bij benadering is het tunnelelement dan 30 m afgezonken.

De op te nemen stromingskracht bedraagt 650 kN (bij $v = 1.5 \text{ m/s}$). Hieruit volgt voor de kabelkracht een waarde van 1200 kN. De kabel wordt 3 keer ingeschoren tussen de bolderbalk c.q. vangconstructie, zodat de kabelkracht 200 kN wordt (bijlage 25). Op de afzinkpontons horen hier 25 tons lieren bij.

De component van de kracht die werkt in langsrichting van het element wordt gecompenseerd door een gelijke kracht in grootte, maar tegengesteld in richting, die werkt aan de andere zijde van het element.

De verankering van de afzinkpontons

De afzinkpontonverankering dient de stromingskracht op het tunnelelement af te dragen naar de ondergrond. De kracht die moet worden afgedragen via de afzinkpontonverankering bedraagt 2200 kN in totaal. De verankering bestaat uit een achttal ankers. Aan iedere zijde van de afzinkcatamaran 4 stuks. Per anker betekent dit een kracht van 500 kN en een bijbehorende ankerlier van 50 t.

§ 5.5.2.2 Invloed verticale bewegingen afzinkpontons op kabelkrachten (bijlage B26)

Voor het effect van golven op de afzinkconfiguratie geldt in principe hetzelfde als bij de Negative Buoyancy Methode variant 1. De gevolgde werkwijze is dan ook hetzelfde.

Het blijkt dat bij windkracht 4 de golfperiode gelijk wordt aan de eigenperiode van de afzinkpontons voor dompen ($T = 2.5 \text{ s}$). Deze situatie is echter niet maatgevend, vanwege de optredende demping in het systeem. De eigenperiode voor rollen van de afzinkcatamaran is gelijk aan de optredende golfperiode bij windkracht 2 ($T = 2 \text{ s}$). Het effect van deze situatie is te verwaarlozen.

De maatgevende situatie treedt op in geval van windkracht 7 tijdens het afzinken. De optredende kracht wordt dan gelijk aan ongeveer 3000 kN voor het gehele ponton. Per kabelpart wordt dit dan ongeveer 250 kN. Aangezien deze situatie optreedt tijdens het afzinken moeten ook de lieren hierop gedimensioneerd worden. Voor de liersterkten volgt een waarde gelijk aan $2600/6$ (tunnelgewicht) + 250 = 680 kN. Dit resulteert in lieren van 75 t.

Bij deze methode is weer gesteld dat bij plotseling optredende grotere windkracht dan windkracht 7, het element met de kop in de golven gedraaid wordt.

In deze paragraaf wordt eerst bepaald hoe groot F_v moet zijn. Daarna kunnen de kabelkrachten, bij bekende F_h en F_v , bepaald worden.

De kracht F_h , de stromingskracht, is niet constant van grootte en richting. F_h varieert met het getij. In dit geval is de maximale kracht van belang. De richting maakt niets uit. F_h is maximaal 1100 kN. (bijlage B27). De kracht F_v is constant aanwezig.

De kabels AD en BC (kruiskabels) zijn er voor het opnemen van de verticale krachten. Aangezien de kabels AD en BC onder een hoek lopen, heeft een kracht in deze kabels een horizontale en een verticale component. De verticale component draagt bij om de verticale kracht ter plaatse van A en B op te nemen. Zodra het element ten opzichte van het reeds geplaatste element horizontaal verplaatst, hebben ook de kabels AC en BD een horizontale component. Ze dragen vanaf dat moment bij de kracht F_h op te nemen.

Uitgaande van de situatie waarin het neer te trekken tunnelelement belast wordt door een horizontale kracht F_h naar rechts en waarin geen horizontale verplaatsingen optreden van dit element, wordt de verticale kracht F_v opgenomen door de kabels AC, BD en BC. De horizontale kracht wordt opgenomen door kabel BC. De kracht in kabel AD wordt 0 verondersteld, daar F_h in deze kabel geen trekkracht veroorzaakt.

De helft van F_v wordt opgenomen door kabel AC, de andere helft door de kabels BD en BC.

De kracht in kabel BC hangt af van de stromingskracht. Via de kabels is er een relatie af te leiden tussen F_h en F_v . Bij een gegeven waarde van F_h (berekend) kan dan een minimaal benodigde waarde van F_v berekend worden

(relatie 7 bijlage B27). Voldoet F_v niet aan deze minimale waarde, dan treedt het volgende effect op.

Bij een bepaalde waarde van F_h is de verticale krachtscomponent in kabel BC gelijk aan $\frac{1}{2}F_v$. Op dat moment wordt de kracht in BD 0 en gaat kabel BD ``slap'' hangen. Neemt F_h nu toe, dan is er geen evenwicht meer, daar ter plaatse van B de neerwaartse kracht groter wordt dan de opwaartse kracht ($> \frac{1}{2}F_v$). Dit bij gelijkblijvende kabel-lengtes. Het element zal gaan roteren om punt C op de wijze zoals getekend in figuur 42b.

Tijdens de rotatie neemt het aangestroomde oppervlak toe, waardoor F_h toeneemt. Dit heeft weer invloed op de rotatie. Tijdens de rotatie van het tunnelelement zal het lierponton eveneens roteren, waarbij de opwaartse kracht toeneemt als gevolg van de extra inzinking van het lierponton.

Er zal zich uiteindelijk een evenwicht instellen, waarbij het element en het lierponton over een zekere hoek geroteerd zijn. De totale verplaatsingen zijn hierbij niet precies bekend.

Deze situatie is ongewenst.

Probleemstelling

Als gevolg van een horizontale kracht F_h op het tunnelelement kan er, bij gelijkblijvende kabellengtes, in kabel BC een zodanige verticale krachtscomponent ontstaan dat:

- 1). In kabel BD de kracht 0 wordt. Kabel BD komt ``slap'' te hangen.
- 2). De neerwaartse kracht ter plaatse van B daarna groter wordt dan de opwaartse kracht ter plaatse van B. Dit resulteert in ongewenste verplaatsingen.

Oplossing

Er zijn in principe 3 methodes om bovenstaand probleem op te lossen.

- 1). Zorg voor voldoende opwaartse kracht, zodat de neerwaartse kracht niet groter dan de opwaartse kracht kan worden.
- 2). Vier de lieren op het lierponton, zodat de kabellengtes vergroten. Het element kan nu translateren, waardoor de kabelhoek verandert en de verticale component van de kracht in kabel BC verkleind wordt.
- 3). Een combinatie van bovenstaande 2 oplossingen.

Voor oplossing 1). dient iedere keer de situatie zonder verplaatsingen beschouwd te worden, daar op dat moment de maximale neerwaartse kracht ter plaatse van B ontstaat. Deze situatie is dus maatgevend.

Voor oplossing 2). dient bij gekozen F_v de afstand bepaald te worden waarover het element moet verplaatsen om aan de eis te voldoen dat de neerwaartse kracht kleiner wordt dan de opwaartse kracht. Hierbij moeten de kabels, tijdens toename van de stroomsnelheid, gevierd worden over een zekere lengte. De snelheid waarmee de kabels gevierd kunnen worden speelt hierbij een rol. Deze zal groter moeten kunnen zijn dan de snelheid waarmee de kracht toeneemt (de kracht neemt kwadratisch toe met de stroomsnelheid).

De grootte van de minimaal benodigde opwaartse kracht wordt bepaald in de situatie vlak voor de plaatsing van het element. Er zijn op dat moment geen horizontale verplaatsingen geoorloofd. Voor dit moment is gesteld, dat het element nog 10 m neergetrokken moet worden.

Er is dan een relatie op te stellen tussen de horizontale kracht F_h en de benodigde opwaartse kracht F_v (waarbij $F_{bd} = 0$). Bij berekende F_h volgt dan F_v .

Op 10 m boven de bodem volgt bij $F_h = 1100 \text{ kN}$ dat $F_v = 600 \text{ kN}$. Dit is dus een minimaal benodigde waarde voor de opwaartse kracht.

Zoals eerder vermeld kan de relatie tussen F_h en F_v ook aan de oppervlakte gebruikt worden (waarbij F_{bd} niet gelijk is 0). Dit is dus nog voor het neertrekken begint. Er kan dan, door middel van het variëren van de horizontale verplaatsing bij één bepaalde F_h , bepaald worden wat de opwaartse kracht moet zijn om te voorkomen dat ter plaatse van B de neerwaartse kracht groter wordt dan de opwaartse kracht. Anderzijds kan bepaald worden hoe groot, bij een F_h en een gekozen F_v , de horizontale verplaatsing moet zijn om hetzelfde verschijnsel te voorkomen.

In tabelvorm volgt voor deze relatie.

Aan de oppervlakte:

Horizontale verplaatsing m	$F_{vmin} \text{ kN}$
0	2800
5	1900
10	1400

Er staat hier, dat als geen horizontale verplaatsingen (translatie) toegestaan worden, F_v 2800 kN moet bedragen om de ongewenste verplaatsingen (rotatie) te voorkomen.

Er wordt gekozen voor een opwaartse kracht van 1900 kN. Aan de oppervlakte volgt dan een minimaal benodigde horizontale verplaatsing van 5 m.

Er is hier sprake van een combinatie van oplossing 1 en 2.

Een opwaartse kracht van 1900 kN betekent een bijbehorende hoogte van het drijfflichaam van 0.2 m (oppervlakte drijfflichaam $26,5 \times 20 \text{ m}^2$).

Alle kabels zijn 3 keer ingeschoren, zodat de kabelkrachten allen door 6 gedeeld moeten worden. 3 keer inscheren betekent 6 parten voor iedere kabelverbinding.

Voor de kabelkrachten volgt in de verschillende stadia (met variatie in horizontale verplaatsingen en verticale positie) (bijlage B27).

$F_v = 1900 \text{ kN}$, $F_h = 1100 \text{ kN}$.

	verplaat- sing m	krachten kN		
		BC	BD	AC
aan de oppervlakte	5	1600/6	0	670/6
	10	1200/6	490/6	600/6
	11	1100/6	600/6	580/6
na 10 m	0	1565/6	100/6	700/6
neertrekken	2	1430/6	260/6	680/6
	3	1350/6	360/6	665/6
	4	1265/6	460/6	645/6
na 20 m	0	1235/6	30/6	75/6
neertrekken				
na 30 m neertrek- ken (op de bodem)	0	1100/6	1250/6	715/6

In de situatie na 20 m neertrekken is rekening gehouden met F_{v2} . Deze kracht bedraagt 1250 kN en is neerwaarts gericht. In feite is deze kracht een verminde-ring van de opwaartse kracht en resulteert in kleinere kabelkrachten. De kracht F_{v2} is maximaal na $\pm 20 \text{ m}$ neertrekken (§ 5.4.1).

Als de opwaartse kracht dan met 1250 kN gereduceerd wordt, resteert er nog 650 kN opwaartse kracht. Dit is meer dan de minimaal vereiste waarde van 600 kN.

Het drijflichaam hoeft dus niet extra verhoogd te worden in verband met de combinatie kabelkrachten en onderdrukken.

Op het moment dat het tunnelelement op de bodem is aangekomen treedt de situatie zoals getekend in figuur 43 op.

Een kracht in kabel BC, veroorzaakt door een stromingskracht, veroorzaakt een opwaartse kracht op het drijflichaam. Deze extra kracht moet opgenomen worden door kabel BD. Bij een stromingskracht van 1100 kN wordt deze kracht 150 kN voor kabel BD (bijlage B27).

Na 30 m neertrekken (totale kracht).

Fbc	Fbd	Fac
1100/6	1400/6	715/6

Kabeldiameter

De maximale kracht in een kabel bedraagt ongeveer 1600 kN. Per kabelpart (6 stuks) wordt dit ongeveer 250 kN. Hierbij hoort een kabeldiameter van 60 mm ($\tau = 4$).

Conclusie

De kabelkrachten nemen af naarmate de neertrekoperatie vordert. De maatgevende situatie treedt op aan de oppervlakte onder de minimale horizontale verplaatsing van 5 m. Bij de afmetingen van het drijflichaam volgend uit de maatgevende situatie is het neertrekken in de laatste fase een zeer goed te controleren proces. Er is op dat moment een zekere overwaarde aan opwaartse kracht, die er voor zorg draagt dat het tunnelelement "strakker" ingespannen is in de kabels.

§ 5.5.3.2 Invloed verticale beweging lierponton op kabelkrachten

De optredende omstandigheden en de van belang zijnde parameters zijn gelijk aan die genoemd bij de Negative

Conclusie

De golfbeweging heeft wel invloed op de krachten in de kabels, maar de optredende krachten als gevolg van passerende golven zijn niet maatgevend voor de kabelkrachten in het systeem.

Hoofdstuk 6 De vergelijking tussen de Negative en Positive Buoyancy Methode

In dit hoofdstuk worden de Negative Buoyancy Methode varianten en de Positive Buoyancy Methode variant met elkaar vergeleken. De vergelijking vindt plaats op basis van de volgende criteria:

- technische uitvoerbaarheid onderverdeeld in:
 - benodigde cyclustijd
 - eenvoud van uitvoering
 - plaatsingszekerheid
- kosten
- betrouwbaarheid onderverdeeld in:
 - kwetsbaarheid systeem
 - weersgevoeligheid
- scheepvaarthinder

Technische uitvoerbaarheid

- benodigde cyclustijd

Beschouwd wordt het kritieke pad. Dit is vanaf het moment dat het element afgemeerd is, tot het moment dat het element daadwerkelijk geplaatst is.

Het afmeren van de elementen moet bij alle drie de varianten gebeuren op de stroomkentering. Bij de Negative Buoyancy Methodes maakt het geen verschil uit of het afmeren plaats vindt bij laag of bij hoog water. Bij de Positive Buoyancy Methode is er een voorkeur af te meren bij laag water. Enerzijds volgt deze voorkeur uit de voorkeur het tunnelelement bij hoog water te plaatsen, anderzijds hoeven bij laag water de verankeringsbalken minder diep afgezonken te worden.

Het plaatsen van het tunnelement moet eveneens bij een stroomkentering gebeuren. Bij de Negative Buoyancy Methodes maakt het geen verschil uit of het plaatsen bij hoog of laag water plaats vindt. Bij de Positive Buoyancy Methode is er een voorkeur te plaatsen bij hoog water. Dit omdat bij eventueel falen van het neertreksysteem, rond plaatsing bij hoog water, de negatieve effecten van het falen geringer zijn, dan bij plaatsing rond laag water.

De cyclustijd wordt dus beschouwd tussen 2 opeenvolgende kenteringen in. Er zijn dan ± 6 uren beschikbaar om het tunnelement af te zinken respectievelijk neer te trekken en het te plaatsen op de bodem.

Bij alle drie de varianten is het mogelijk het element ruim binnen de 6 uren van de oppervlakte naar de bodem te bewegen en het daarna te plaatsen. Er is op dit gebied dus geen beperking voor 1 van de varianten. De cyclustijd is gelijk.

Bij de Negative Buoyancy Methodes wordt het element na het afmeren nog zolang mogelijk aan de oppervlakte gehouden. Deze situatie is voor de optredende kabelkrachten het meest gunstig. Bij de Positive Buoyancy Methode wordt het element na het afmeren ± 15 m neergetrokken. Dit omdat de situatie aan de oppervlakte het meest ongunstig is voor de kabelkrachten.

- eenvoud van uitvoering

De Negative Buoyancy Methode variant 1 is een groot en relatief log systeem. Er is veel materieel bij benodigd. Het afzinken van 1 element vereist veel handelingen.

De Negative Buoyancy Methode variant 2 vormt een heel compact systeem. De hoeveelheid benodigd materieel is het

kleinst. Het aantal te verrichten handelingen om een element te kunnen afzinken is het minst.

De Positive Buoyancy Methode vormt een compact systeem. Het systeem is echter ingewikkeld en vereist een computergestuurde bediening voor de lieren.

De Negative Buoyancy Methode variant 2 is hier duidelijk gunstiger dan de twee anderen.

- plaatsingszekerheid

De Negative Buoyancy Methode variant 1 reageert relatief traag op een krachtsverandering in het systeem. Dit is een nadeel bij de plaatsing, aangezien de stroomkentering maar kort duurt. Wordt er niet in geslaagd het element op de kentering te plaatsen, dan moet het element weer teruggebracht worden aan de oppervlakte. Er moet dan gewacht worden op de volgende kentering.

Ditzelfde probleem speelt bij de Negative Buoyancy Methode variant 2.

De Positive Buoyancy Methode is minder gevoelig voor het tijdstip van plaatsen. De maatgevende situatie voor de kabelkrachten treedt immers op aan de oppervlakte onder maximale stroming. Het voordeel van de Positive Buoyancy Methode is dat het neer te trekken element als het ware automatisch naar zijn voorganger toegetrokken wordt. Dit in tegenstelling tot de beide Negative Buoyancy Methodes.

De Positive Buoyancy Methode is hier gunstiger dan de Negative Buoyancy Methodes.

Kosten

De Negative Buoyancy Methode variant 1 is een methode waarbij veel materieel benodigd is. Het speciaal, voor de

hier gekozen uitvoeringswijze, benodigd materieel blijft beperkt tot de hijs- en bolderbalken. Dit materieel wordt beschouwd als zijnde niet meer voor hergebruik beschikbaar.

De Negative Buoyancy Methode variant 2 is een methode waarbij relatief weinig materieel benodigd is. Het speciaal benodigd materieel betreft naast de hijs- en bolderbalken ook de vangconstructie. Ook deze wordt beschouwd als niet meer voor hergebruik beschikbaar.

De Positive Buoyancy Methode wordt gekenmerkt door de grote hoeveelheid speciaal benodigd en nieuw te ontwikkelen materieel. Met uitzondering van het lierponton moet dit materieel naar de tunnelelementafmetingen ontwikkeld worden. Het is dan als niet voor hergebruik beschikbaar te beschouwen.

De Negative Buoyancy Methode variant 1 en de Positive Buoyancy Methode zijn hier in het nadeel ten opzichte van de Negative Buoyancy Methode variant 2.

De kosten voor het afzinken van alle tunnelelementen (20 stuks in totaal) bedragen voor de Negative Buoyancy Methode 1 fl. 23.500.000,-, voor de Negative Buoyancy Methode 2 fl. 20.500.000,- en voor de Positive Buoyancy Methode fl. 27.000.000,-.

In deze kosten is geen rekening gehouden met de grotere benodigde diepte van het bouwdok bij de Positive Buoyancy Methode (de benodigde diepte van het bouwdok bij de Positive Buoyancy Methode is 1.5 m meer dan bij de Negative Buoyancy Methodes).

Betrouwbaarheid

- kwetsbaarheid systeem

De Negative Buoyancy Methode variant 1 wordt, zoals gezegd, gekenmerkt door een grote hoeveelheid materieel. Al dit materieel kan falen. Aangezien het hier materieel betreft wat niet een zeer kleine faalkans heeft, wordt de kwetsbaarheid van het systeem vergroot.

De Negative Buoyancy Methode variant 2 wordt, zoals gezegd, gekenmerkt door relatief weinig materieel. Een kwetsbaar punt in de constructie is de vangconstructie op de kop van het element. Dit is een uitstekende constructie, wat de kwetsbaarheid vergroot.

De Positive Buoyancy Methode wordt, zoals gezegd, gekenmerkt door een grote hoeveelheid materieel. Er is veel uitstekend materieel. Deze 2 factoren samen veroorzaken een relatief grote kwetsbaarheid.

Wat betreft de kwetsbaarheid van het systeem is de Negative Buoyancy Methode variant 2 gunstiger (een kleinere kwetsbaarheid) dan de andere 2 varianten.

- weersgevoeligheid

De weersgevoeligheid wordt vertaald in het effect van de optredende windkracht. De wind veroorzaakt golven die van invloed zijn op de 3 varianten.

De beide Negative Buoyancy Methodes moeten ontworpen worden op extra krachten als gevolg van passerende windgolven. Beide methodes bereiken in de normale gebruiksfase de maatgevende situatie voor de lieren. Dit is bij windkracht 7.

De Positive Buoyancy Methode is wel gevoelig voor windgolven, maar deze leiden niet tot grotere dimensies van de constructies, aangezien deze situatie niet de maatgevende situatie voor de kabelkrachten vormt. De maatgevende situatie voor de kabelkrachten valt ook niet samen met de situatie waarin de maximale extra krachten als gevolg van de golven optreden.

De Positive Buoyancy Methode is van de 3 varianten het minst gevoelig voor de weersgesteldheid met betrekking tot windkracht.

Scheepvaarthinder

De hinder voor de scheepvaart wordt bepaald door het ruimtebeslag van het ankerplan en de duur van de geheel of gedeeltelijke stremming van de Westerschelde.

De Negative Buoyancy Methode variant 1 heeft een relatief groot ruimtebeslag. Dit ruimtebeslag is enigszins teruggebracht door te kiezen voor een gedeeltelijke sleepbootverankering in plaats van een lierpontonverankering. De scheepvaart wordt in ernstige mate gehinderd. Hier komt nog bij dat de verankeringen van het element (de lierpontons) van te voren reeds aangebracht moeten zijn. Dit betekent een extra lange stremming.

De Negative Buoyancy Methode variant 2 en de Positive Buoyancy Methode nemen elk hun eigen verankering geheel of gedeeltelijk mee. Er is dus geen stremming als gevolg van de verankering zelf van de elementen. De scheepvaarthinder blijft tot een minimum beperkt.

De Negative Buoyancy Methode variant 2 en de Positive Buoyancy Methode zijn hier beiden sterk in het voordeel ten opzichte van de Negative Buoyancy Methode 1.

Samenvattend

criteria	NBM 1	NBM 2	PBM
technische uitvoerbaarheid			
- cyclustijd	0	0	0
- eenvoud van uitvoering	-	+	-
- plaatsingszekerheid	-	-	+
kosten	-	+	-
betrouwbaarheid			
- kwetsbaarheid	-	+	-
- weersgevoeligheid	-	-	+
scheepvaarthinder	-	+	+

+ = gunstig voor de methode

0 = geen verschil

- = ongunstig voor de methode

Hoofdstuk 7 Conclusie en aanbevelingen

Conclusie

De doelstelling van de studie was om de uitvoerings- en kostentechnische haalbaarheid te onderzoeken van de Positive Buoyancy Methode ten opzichte van de Negative Buoyancy Methode voor de situatie waar sprake is van getij, stroming, golven en intensieve scheepvaart.

Op basis van het in de studie gedane onderzoek kan het volgende geconcludeerd worden:

De Negative Buoyancy Methode 1 is in de gegeven situatie uitvoerbaar. Er is echter een groot ruimtebeslag wat deze methode minder aantrekkelijk maakt. Ook kostentechnisch gezien is de Negative Buoyancy Methode 1 minder aantrekkelijk.

De Negative Buoyancy Methode 2 is in de gegeven situatie uitvoerbaar. Het systeem wordt gekenmerkt door relatief lage kosten.

De Positive Buoyancy Methode is in de gegeven situatie eveneens uitvoerbaar. Het systeem wordt gekenmerkt door relatief hoge kosten.

De Negative Buoyancy Methode 2 is het meest aantrekkelijk als afzinkmethode in de gegeven situatie.

Aanbevelingen

In hoofdstuk 2 is er voor gekozen om het tunnelement in het bouwdok reeds uit te rusten met een deel van de permanente ballast, waarbij het tunnelement geen eigen drijfvermogen meer heeft. Voor de Negative Buoyancy Methodes leidt het extra gewicht niet tot extra benodigd materieel daar het extra gewicht opgenomen kan worden door de afzinkpontons.

Bij de Positive Buoyancy Methode leidt het extra gewicht tot de benodigde afmetingen van de drijflichamen. Indien het tunnelelement een eigen drijfvermogen zou hebben, is er eigenlijk geen drijflichaam meer nodig. Het drijflichaam kan dan gereduceerd worden tot een frame met daarop de benodigde kabelgeleidingen.

Of het van te voren aanbrengen van de permanente ballast kostentechnisch gezien gunstiger is voor de Positive Buoyancy Methode, is een afweging die nog gemaakt moet worden. Gezien de hoge kosten van de Positive Buoyancy Methode verdient deze nadere studie aanbeveling.

Bij de Negative Buoyancy Methodes wordt er gebruik gemaakt van hijs- en bolderbalken, bij de Positive Buoyancy Methode van verankeringsbalken. Deze constructies dienen speciaal ontworpen te worden voor het tunnelelement. De verbinding met het tunnelelement bestaat uit een hydraulische vergrendeling die in een ophangnok geschoven wordt. Het voordeel van deze constructies is dat er geen duikers meer nodig zijn op het kritieke pad (tijdens het afzinken).

De wijze van uitvoeren van deze constructies is een onderwerp voor nadere studie.

De onderspoeling onder het tunnelelement wordt aangebracht vanuit de binnenzijde van het tunnelelement. Als gevolg hiervan dienen er lange leidingen aangelegd te worden in het tunnelelement, met de bijbehorende kosten. Onderspoelen van binnenuit is niet het enige alternatief. Er kan ook van buitenaf onderspoeld worden. Het nadeel hiervan was dat er gedurende enige tijd materieel aan de wateroppervlakte boven het tunnelelement moet drijven.

Misschien dat er andere methodes voor het onderspoelen te ontwikkelen zijn die bovenstaande nadelen kunnen reduceren. Dit is onderwerp voor nadere studie.

Bij het ankerplan van de Negative Buoyancy Methode 1 is er voor gekozen twee sleepboten toe te passen in plaats van een lierponton. Dit ter beperking van het ruimtebeslag. De zekerheid het tunnelelement te kunnen plaatsen op het moment waarop dat gewenst is neemt hierdoor af. Of deze afname van de zekerheid opweegt tegen het geringere ruimtebeslag is een onderwerp voor nadere studie.

Symbolenlijst

symbool	betekenis	eenheid
A	oppervlakte	(m^2)
Ab	benodigde oppervlakte	(m^2)
a	golfamplitude	(m)
B	breedte	(m)
b	dikte lijf of $2 \cdot t$	(m)
Cw	weerstandscoefficiënt	--
D	dwarskracht	(kN)
Di	binnendiameter buis	(m)
Du	buitendiameter buis	(m)
E	elasticiteitsmodulus	(N/m^2)
Fv	krachten op frames	(kN)
Fh	" " "	"
Ft	" " "	"
Fa	" " "	"
Fr	" " "	"
Fk	knikkracht	(kN)
Fh _{vij}	horizontale vijzelkracht	(kN)
F _{vij}	vertikale vijzelkracht	(kN)
F _{ballast}	gewicht ballastblok	(kN)
F _n	neerwaartse kracht	(kN)
F _o	opwaartse kracht	(kN)
F _{max}	maximale opwaartse kracht	(kN)
F _{min}	minimale opwaartse kracht	(kN)
f	wrijvingscoëfficiënt	--
g	zwaartekrachtsversnelling	(m/s^2)
H	hoogte	(m)
H _b	vrijboord	(m)
H _s	significante golfhoogte	(m)
h	piëzometrisch niveau	(m)
I	traagheidsmoment	(m^4)
I _b	benodigd traagheidsmoment	(m^4)

i	traagheidsstraal	(m)
J	rotatietraagheidsmoment	(kgm ²)
k	veerstijfheid	(N/m)
L	lengte	(m)
L	ontwikkelde kabellengte	(m)
lk	kniklengte	(m)
M	moment	(kNm)
Massa	massa constructiedeel	(kg)
m	afvoercoëfficiënt	--
p	druk	(N/m ²)
pi	3.14159265	--
q	kabelgewicht	(kN/m')
q	debiet	(m ² /s)
R	straal buis	(m)
S	statisch moment	(m ³)
T	voorspankracht	(kN)
T	eigenperiode	(s)
T	golfperiode	(s)
t	wnddikte buis	(m)
tau	schuifspanning	(N/mm ²)
tauw	wringschuifspanning	(N/mm ²)
V	volume	(m ³)
Vbal	volume ballastblok	(m ³)
Vap	volume afzinkponton	(m ³)
Vapo	onderwatervolume afzinkponton	(m ³)
Vdl	volume drijflichaam	(m ³)
Vtu	tunnelelementvolume	(m ³)
v	snelheid	(m/s)
W	weerstandsmoment	(m ³)
Wb	benodigd weerstandsmoment	(m ³)
Ww	wringweerstandsmoment	(m ³)
w	knikfactor	--
α	kabelhoek	(°)
β	"	"

τ	kabelhoek	(°)
δ	"	"
ϵ	"	"
η	"	"
θ	"	"
μ	"	"
τ	veiligheidsfactor	--
σ	spanning	(N/mm ²)
σ_e	vloeispanning	(N/mm ²)
ρ_w	massadichtheid water	(kg/m ³)
ρ_{wmax}	maximale massadichtheid water	(kg/m ³)
ρ_{wmin}	minimale " " "	"
Γ	slankheid	--

juni 1990

Het afzinken van tunnels volgens de
Negative en Positive Buoyancy Methode
(figuren)

door: A.J.C. van Aart

Afstudeercommissie: - prof. ir. A. Glerum
- ir. J. Saveur
- ir. K.G. Bezuyen

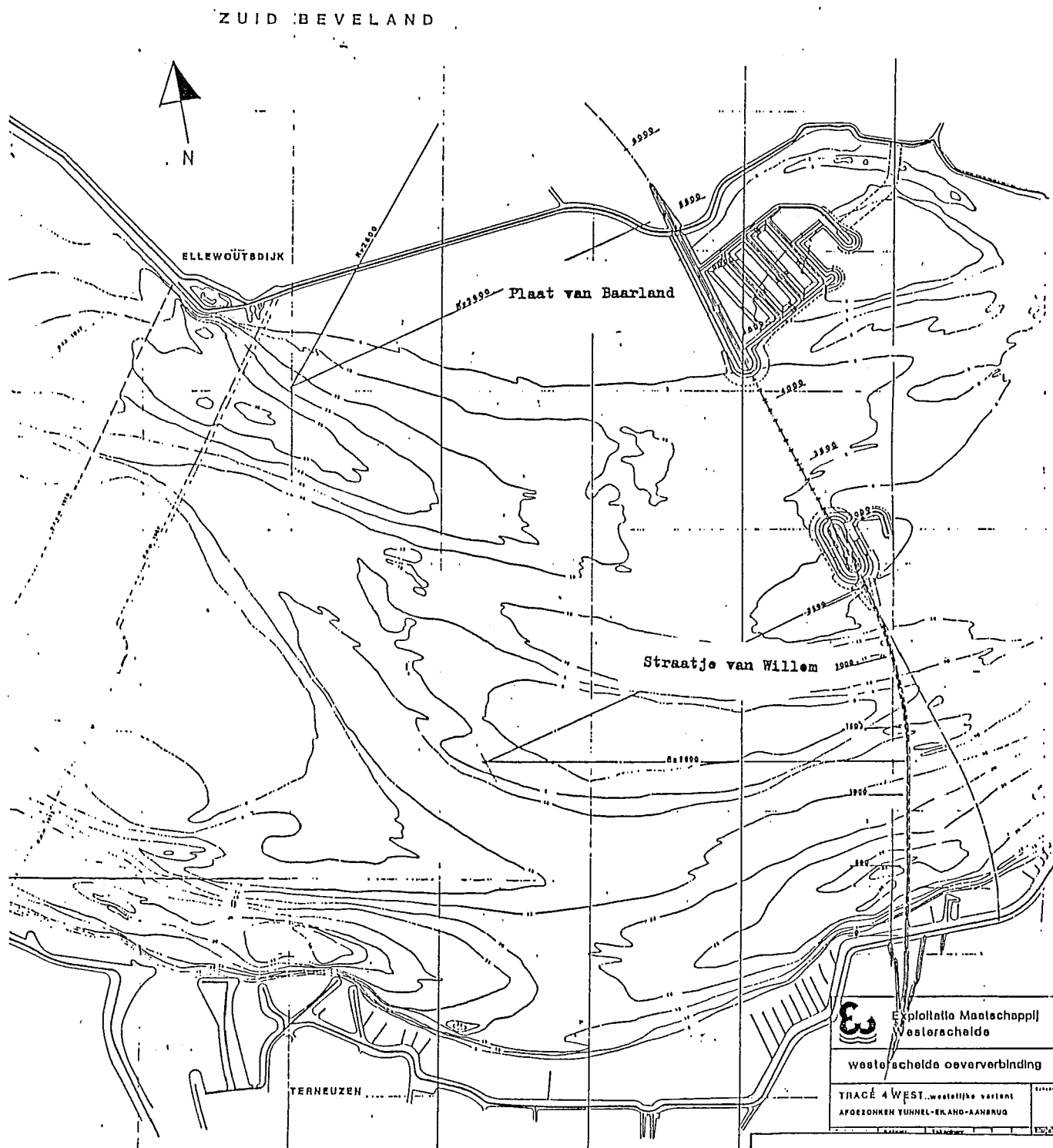
Figuren hoofdrapport

- Figuur 1 De lokatie van de tunnel
- Figuur 2 De lokatie van de tunnel
- Figuur 3 De tunnelelementafmetingen
- Figuur 4 De getijkromme op de Westerschelde
- Figuur 5 De stroomsnelheden op de Westerschelde
- Figuur 6 De relatie windsnelheid, windbaan,
golfperiode en golfhoogte
- Figuur 7 De chloride-gehaltes op de Westerschelde
- Figuur 8 De chloride-gehaltes op de Westerschelde
- Figuur 9 De afzinkconfiguratie van de Negative Buoyancy
Methode
- Figuur 10 De afzinkcatamaran van de Negative Buoyancy
Methode
- Figuur 11 De neertrekconfiguratie van de Positive Buoyancy
Methode
- Figuur 12 Het systeem lierponton-drijflichamen
- Figuur 13 Het drijflichaam van de Positive Buoyancy
Methode
- Figuur 14 De afzinkcatamaran van de Negative Buoyancy
Methode 1
- Figuur 15 De catamaranverbinding
- Figuur 16 De wijze van bevestiging van de omloopschijf aan
de HE 900 A
- Figuur 17 De combinatie afzinkpontons-hijsbalken-
bolderbalken
- Figuur 18 De bevestiging van de hijsbalk aan het
tunnelelement
- Figuur 19 De bevestiging van de bolderbalk aan het
tunnelelement
- Figuur 20 De indeling van de lierponton van de
Negative Buoyancy Methode 1
- Figuur 21 Het ankerplan van de Negative Buoyancy Methode 1

- Figuur 22 De afzinkconfiguratie van de Negative Buoyancy
Methode 2
- Figuur 23 De scheefstand van het element als gevolg van de
stroming
- Figuur 24 De vangconstructie van de Negative Buoyancy
Methode 2
- Figuur 25 Het ankerplan van de Negative Buoyancy
Methode 2
- Figuur 26 Het systeem lierponton drijflichamen
verankeringsbalken
- Figuur 27 Het ankerblok
- Figuur 28 De verankeringsbalken
- Figuur 29 De bevestiging van het drijflichaam aan het
tunnelelement
- Figuur 29 De neertrekconfiguratie van de Positive Buoyancy
Methode
- Figuur 31 De grote A-frames
- Figuur 32 De kruiskabelframes
- Figuur 33 De bevestiging van de schijvenblokken
aan de buizen
- Figuur 34 De indeling van de lierponton bij
de Positive Buoyancy Methode
- Figuur 35 De takelframes voor de drijflichamen
- Figuur 36 Het ankerplan van de Positive Buoyancy Methode
- Figuur 37 De hydraulische verschijnselen
- Figuur 38 De hydraulische verschijnselen vervolg
- Figuur 39 3 fases voor de onderdrukken tijdens het
afzinken
- Figuur 40 De ankerkabelkrachten van de Negative Buoyancy
Methode 1
- Figuur 41 Relatie voorspankracht T - overspanning l
- Figuur 42 De ankerkabelkrachten Positive Buoyancy Methode
- Figuur 43 De situatie op de bodem
- Figuur 44 Invloed bewegingen lierponton

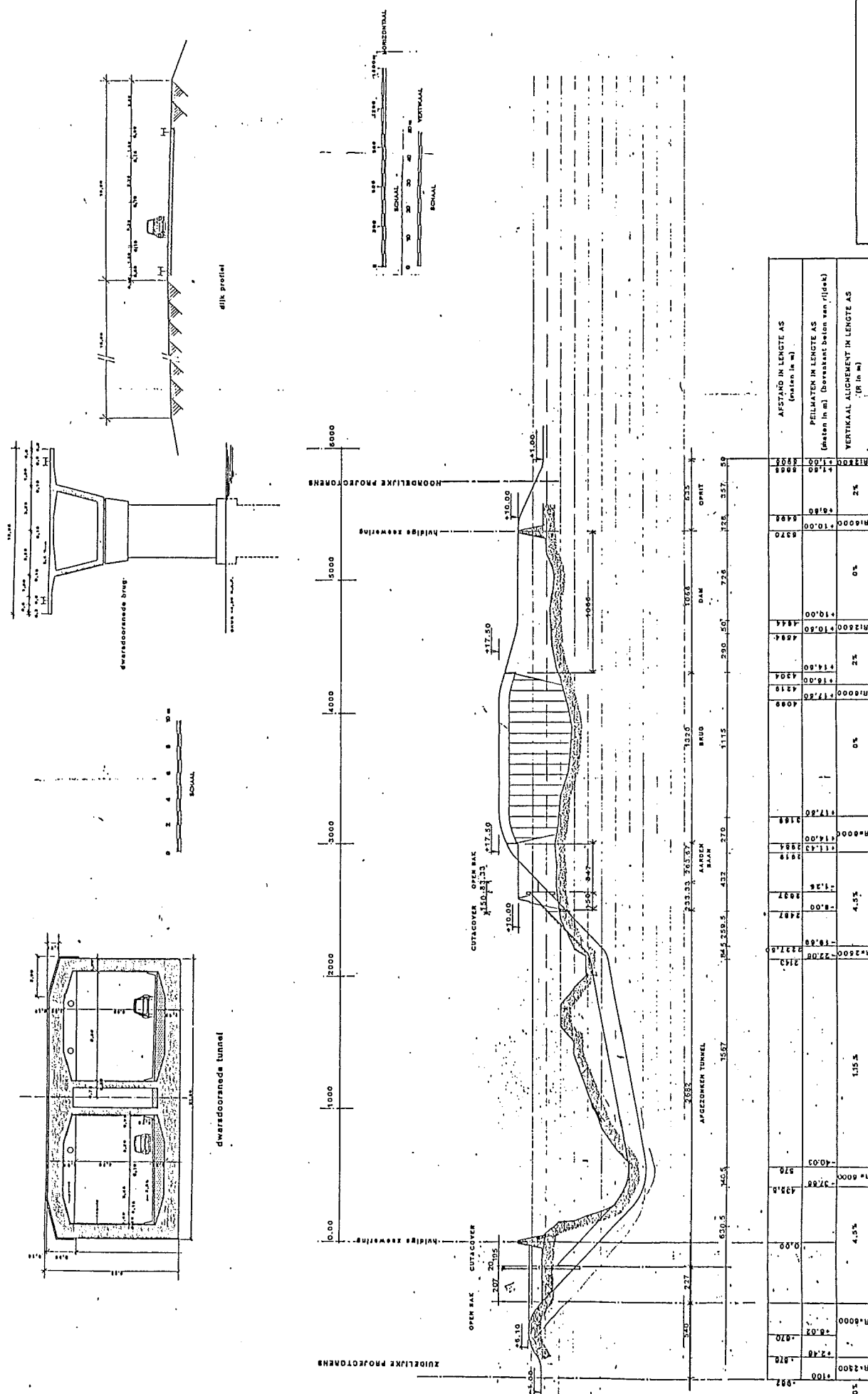
Figuren bijlagen

Figuur b1	De hijsbalk
Figuur b2	De bolderbalk
Figuur b3	De vangconstructie
Figuur b4	De verankeringsbalk
Figuur b5	Het ankerblok
Figuur b6	De A-frames goot
Figuur b7	De kruiskabelframes
Figuur b8	De takelframes
Figuur b9	De fundering van het voorgaande element
Figuur b10	De fundering van het voorgaande element
Figuur b11	De fundering van het voorgaande element
Figuur b12	De fundering van het voorgaande element
Figuur b13	Een passerende golf
Figuur b14	Het geschematiseerde tunnelelement
Figuur b15	De rolbeweging van de catamaran
Figuur b16	De versterkingsfactor
Figuur b17	Ankerkrachten van de Negative Buoyancy Methode
	2
Figuur b18	Definitie kabelhoeken
Figuur b19	De krachten op het tunnelelement

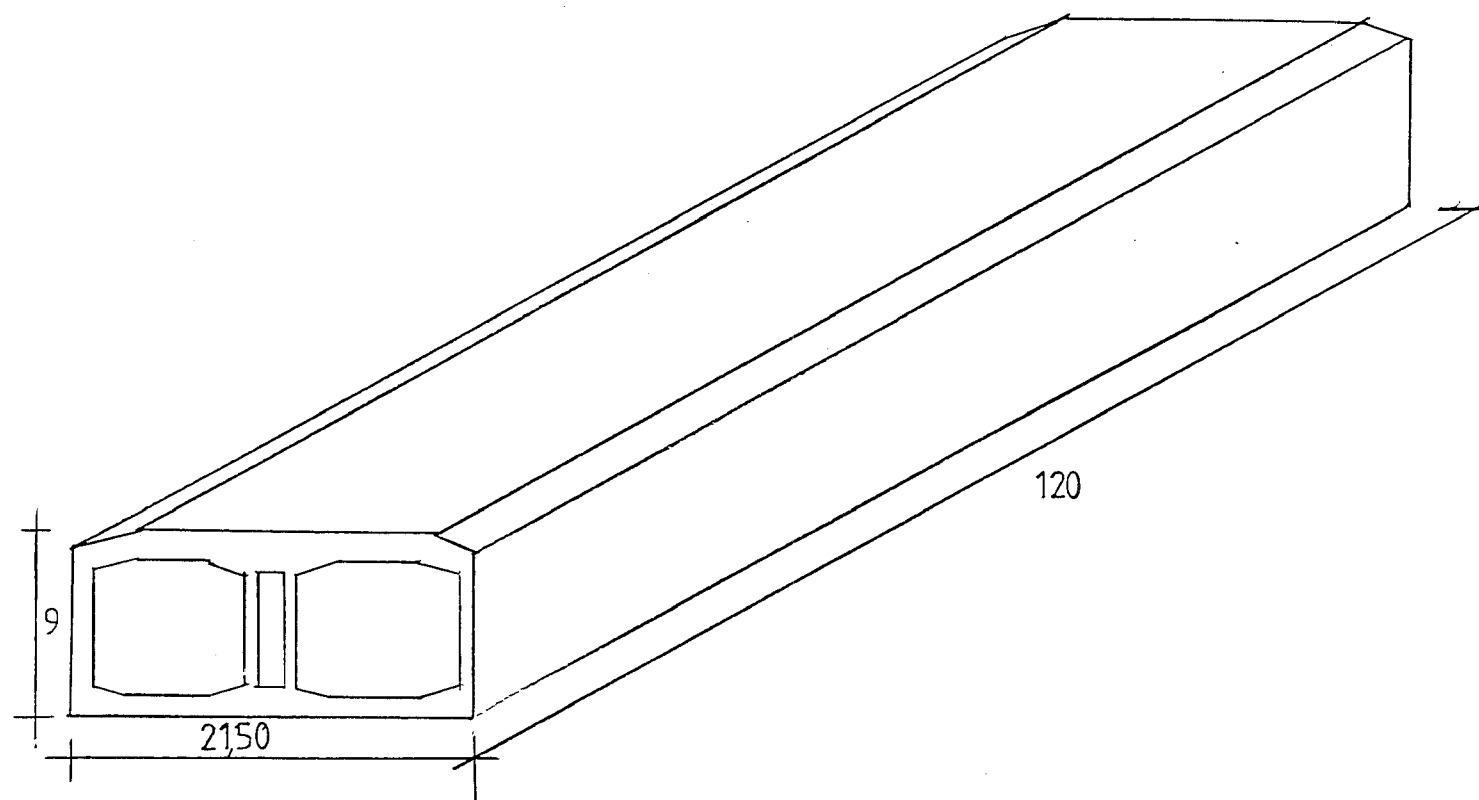


Figuur 1 De lokatie van de tunnel

Figuur 2 De lokatie van de tunnel



Figuur 3 De tunnelementafmetingen

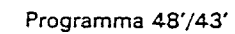


maten in meters

ZEEBRUGGE - ANTWERPEN

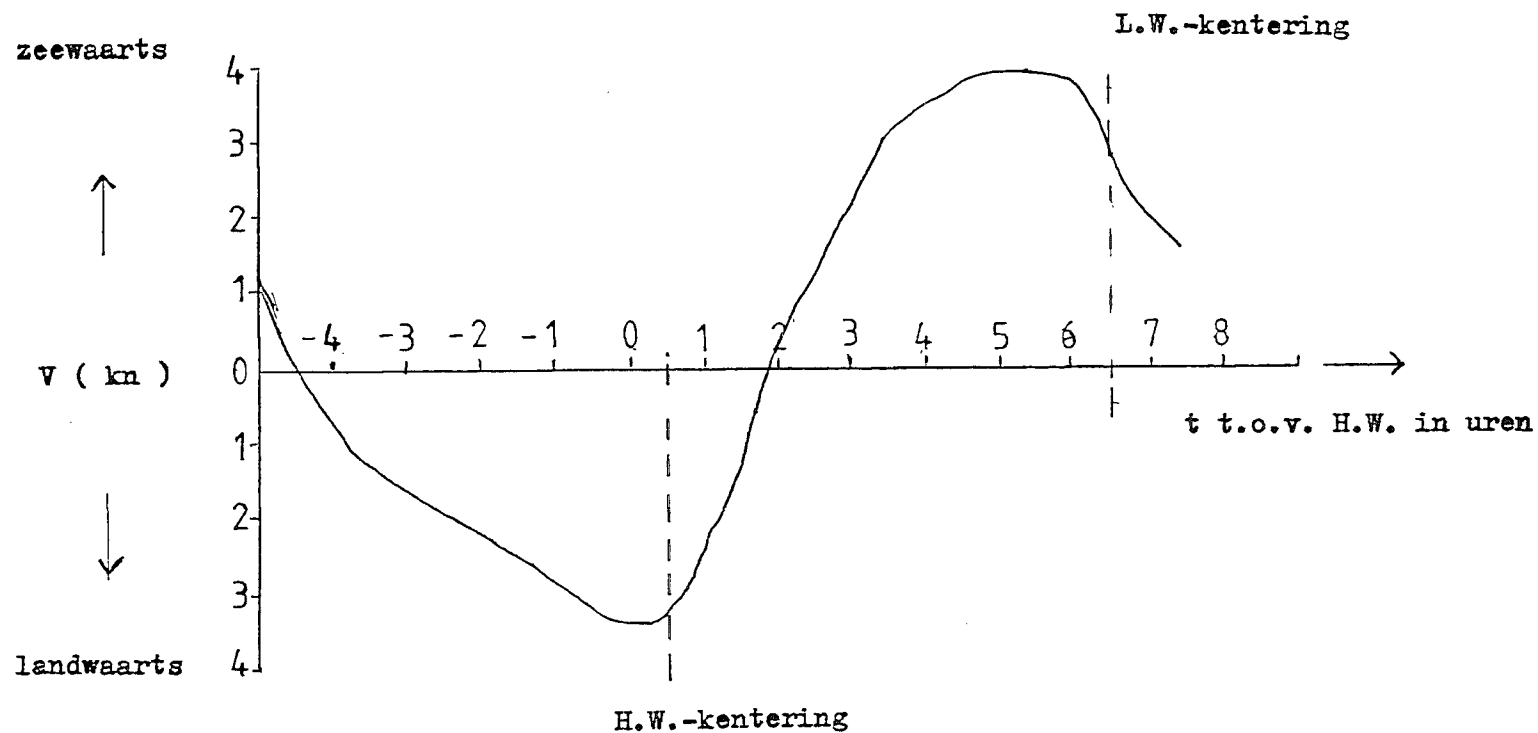
..... ZEEBRUGGE
 ————— VLISSINGEN
 ———— TERNEUZEN
 ———— HANSWEERT
 ———— BATH
 ———— PROSPERPOLDER
 ———— ANTWERPEN
 ———— GEM. STROOMSNELH.
 RAAI VLISSINGEN-
 BRESKENS

GEM. STROOMSNELHEID (m / s) DOOR
RAAI VLISSINGEN-BRESKENS



Figuur 4 De getijskromme op de Westerschelde

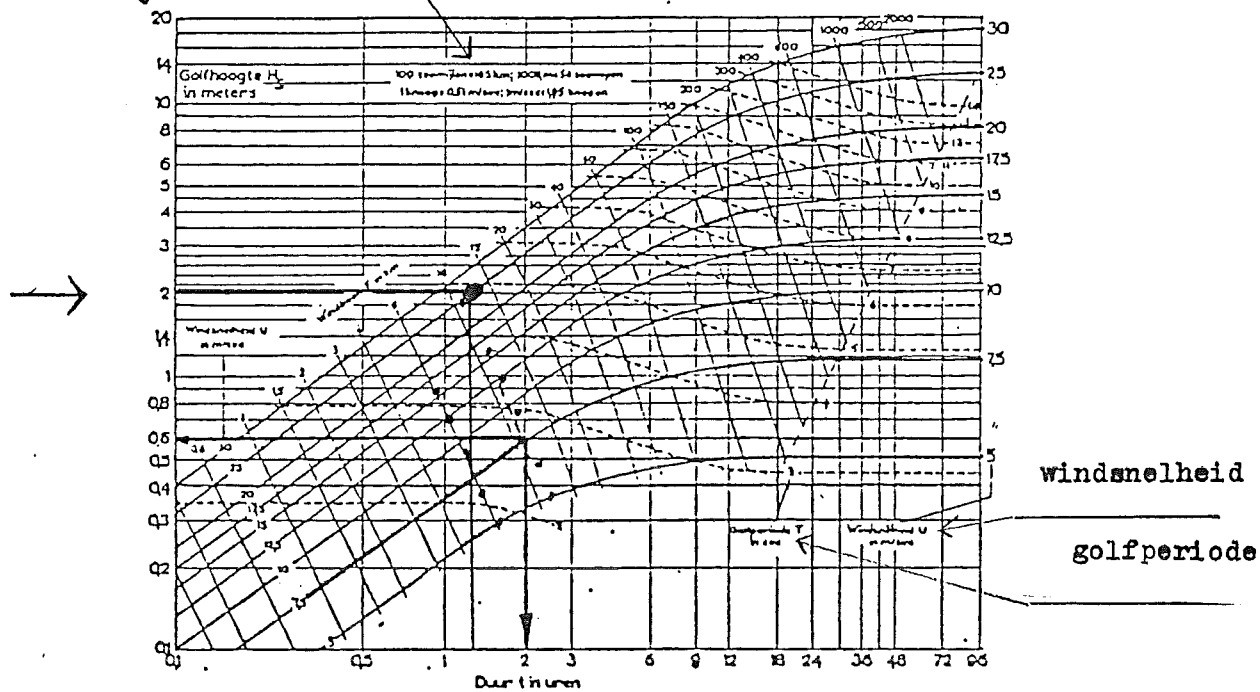
Figuur 5 De stroomsnelheden op de Westerschelde



De gemiddelde stroomsnelheid in zeemijlen per uur in de bovenlaag (0 tot 3 (m) onder de waterspiegel). De gegeven stroomsnelheden kunnen verwacht worden bij normale weersomstandigheden en bij gemiddelde getijbeweging.

golfhoogte

windbaan



Nomogram, geldig voor diep water

Doorgaans wordt uitgegaan van een bepaalde windsnelheid, terwijl de lengte van de windbaan (fetch) bekend is. Voor diep water kunnen uit bovenstaand nomogram de waarden van de overige parameters worden afgeleid.

Stel: windsnelheid $U = 7,5$ m/s, windbaan $F = 11$ km.

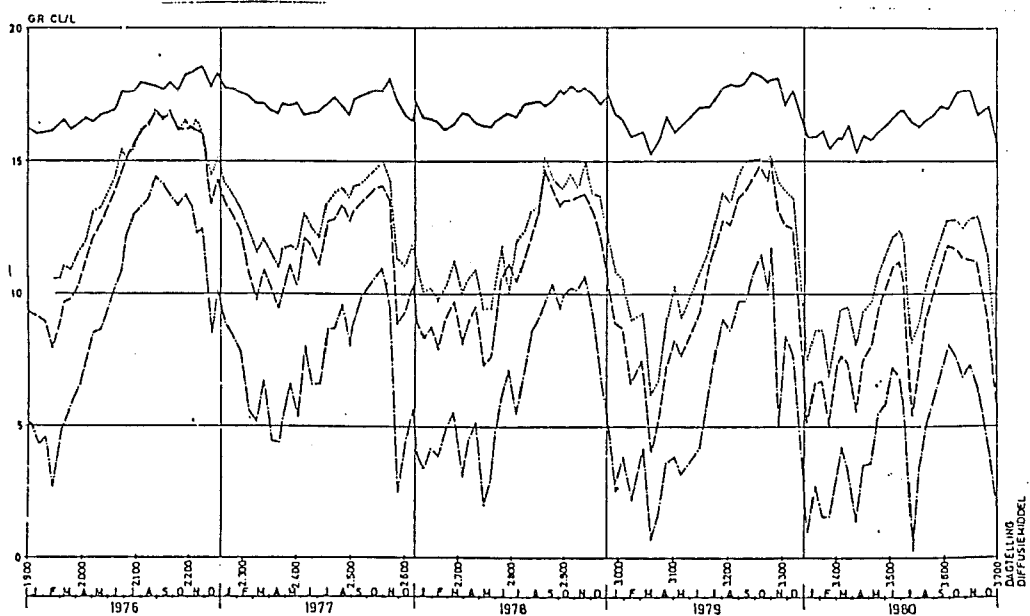
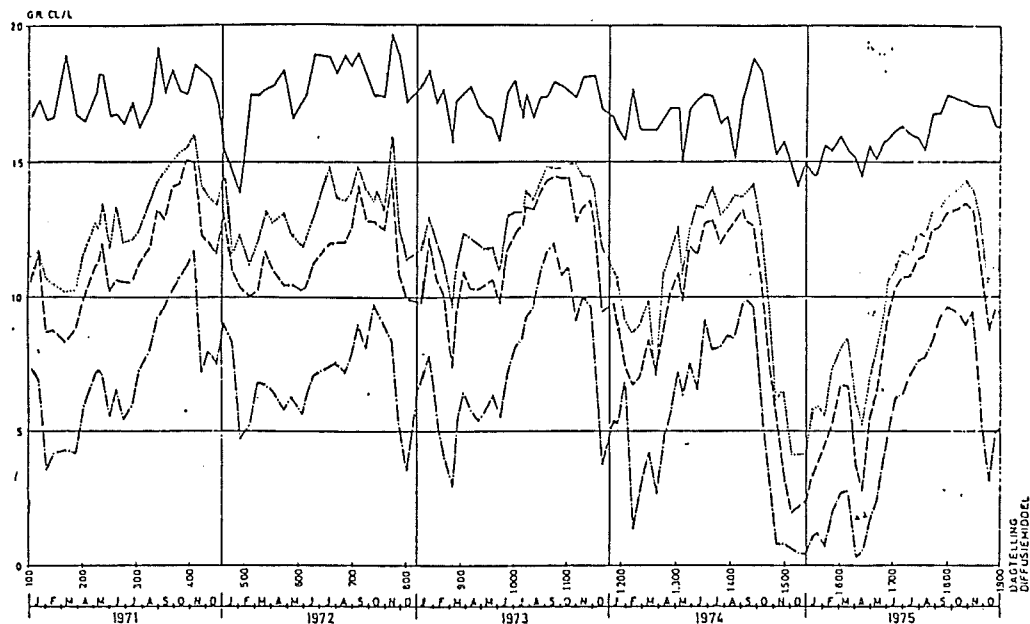
Uit het nomogram volgt dan, dat de zeegang in ca. 2 uren volkomen volgroeid is, dat de significante golfperiode ca. 2,8 seconden is, omdat de significante golfhoogte ca. 0,6 m bedraagt.

Westerschelde:- maximale windbaan diep
water 12 (km)

- windkracht 10 (25 (m/s))
 $T = 5$ (s), $H_s = 2$ (m)

Figuur 6 De relatie windsnelheid, windbaan, golfperiode en golfhoogte

Verloop van het chloridegehalte te Vlissingen,
Hansweert, Lamswaarde en de grens (1971-1980)



TOELICHTING

- | | |
|----------------------------|-------------------------------|
| — VLISSINGEN (ISOHOAI) | GEWETEN GEHALTEN HERLEID HAAR |
| - - - HANSWEERT (BOEI 421) | GEWETEN GEHALTEN HERLEID HAAR |
| ... LAMSWAARDE (BOEI 594) | GEWETEN GEHALTEN HERLEID HAAR |
| - · - · - GRENZ (BOEI 187) | GEWETEN GEHALTEN HERLEID HAAR |

Figuur 7 De chloride-gehalten
op de Westerschelde

Technische Scheldec commissie

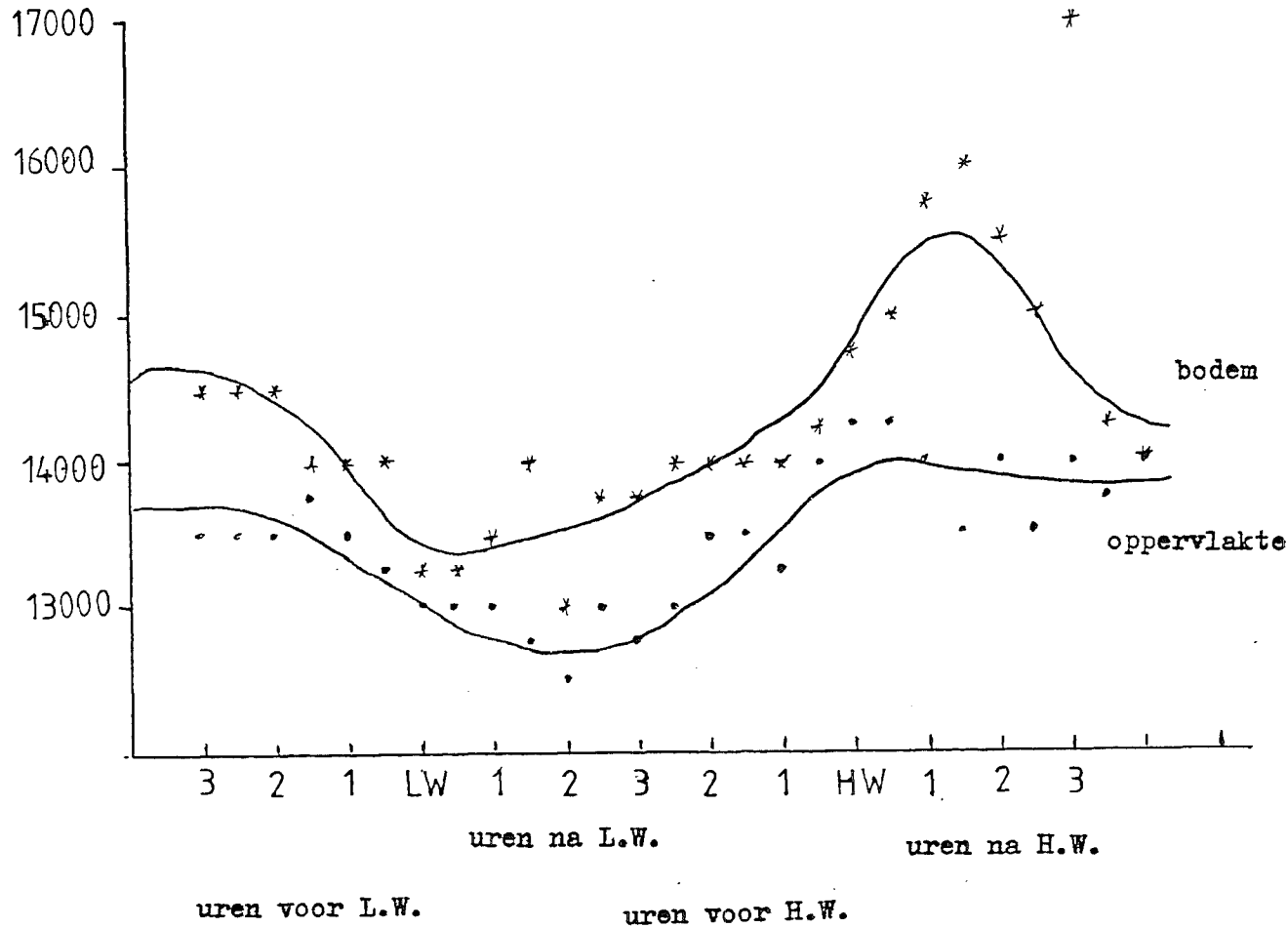
Verdieping Westerschelde
Programma 48/43

Studierapport STSC 6/84 bijlage 4.1.20.

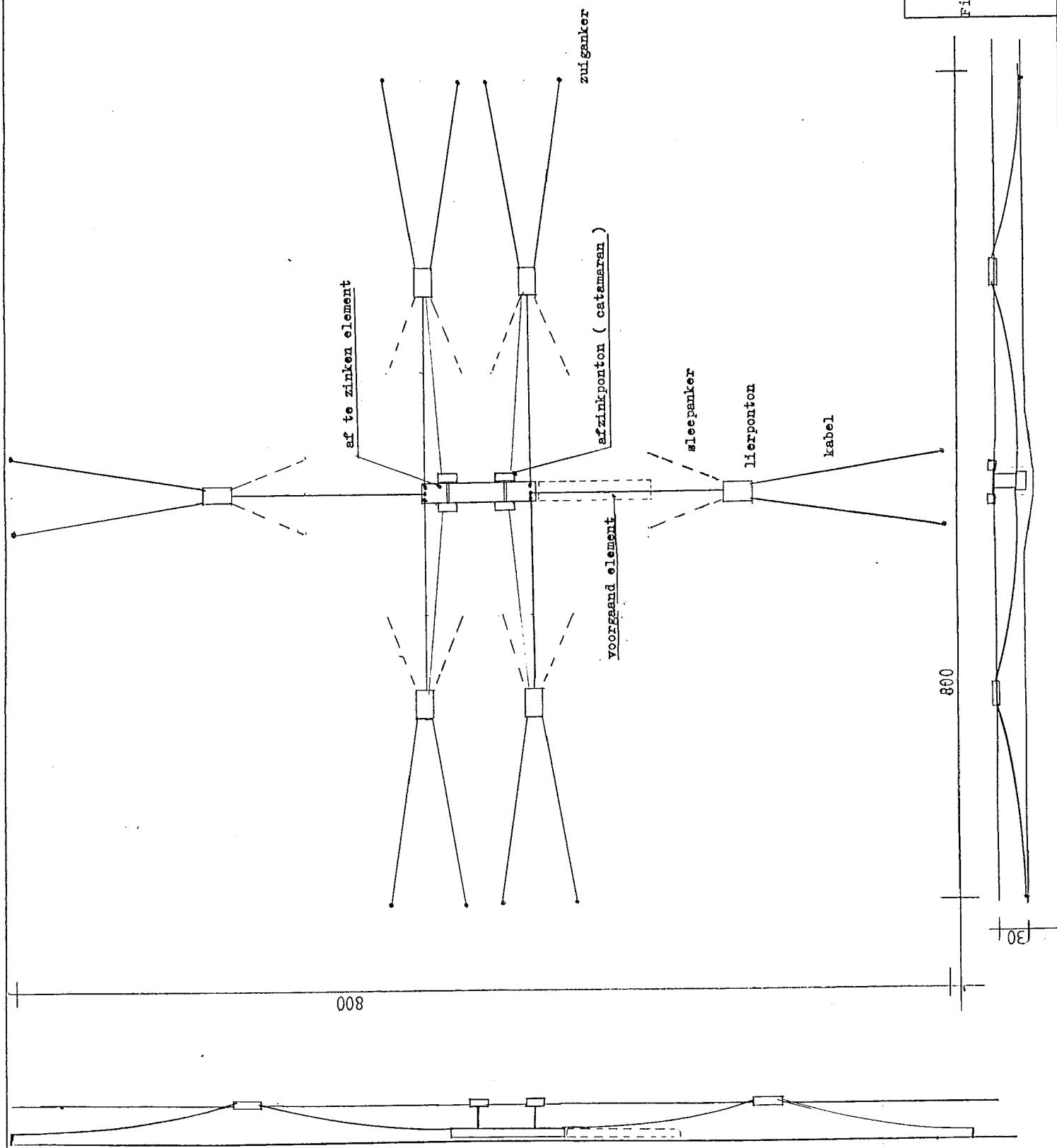
De chloridegehalten van het water in de Westerschelde aan de bodem en oppervlakte over het getij d.d. 08-06-'82

De waarden aan de oppervlakte zijn de minimale waarden. De waarden op de bodem zijn de maximale waarden.

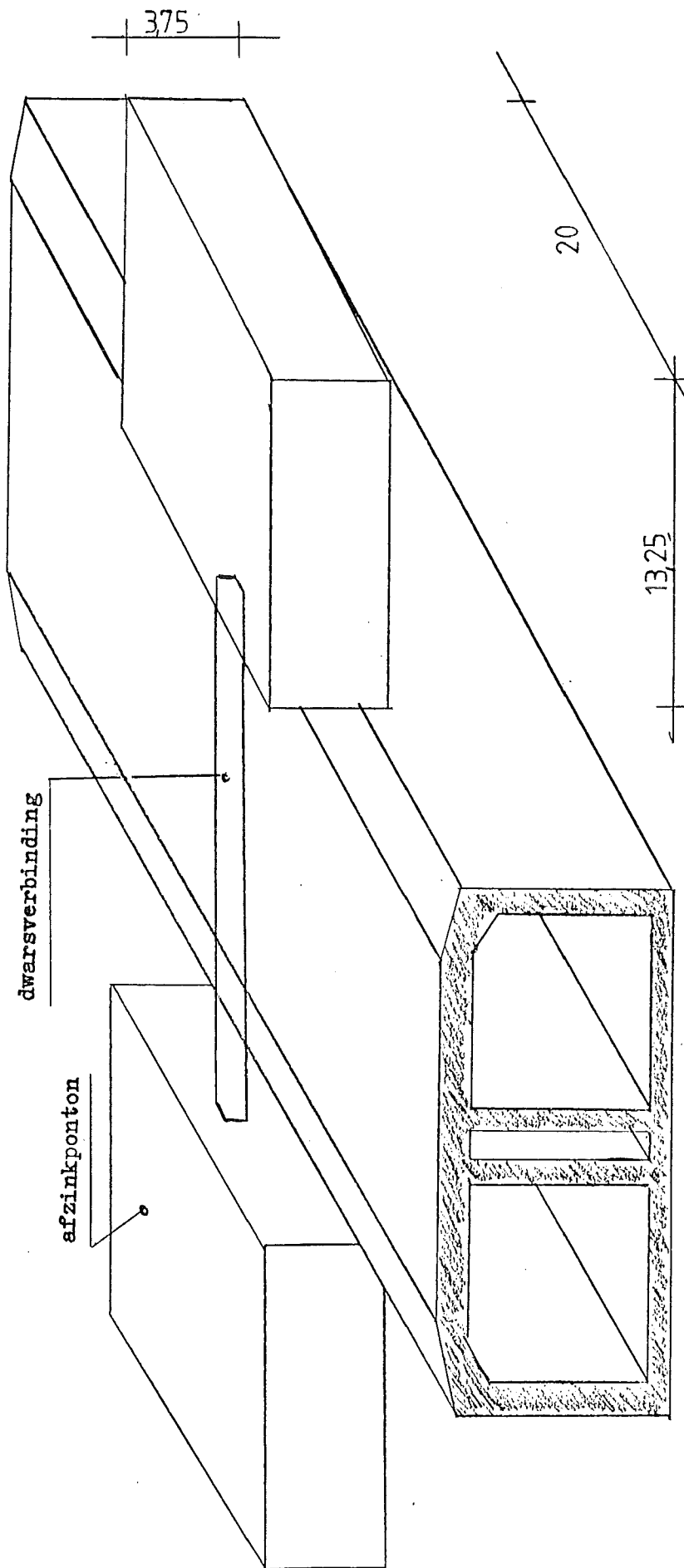
chloridegehalten (mg/l)



Figuur 8 De chloride-gehalten op de Westerschelde



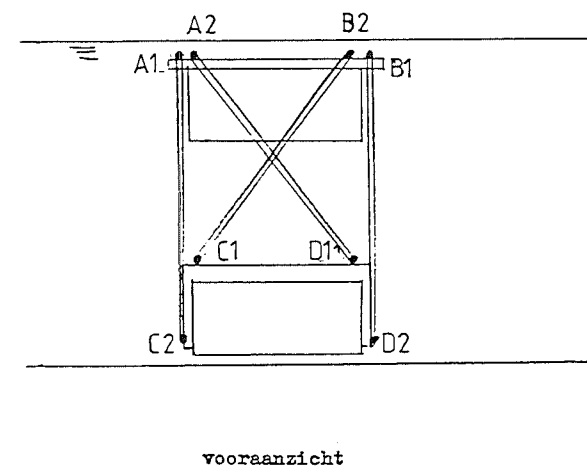
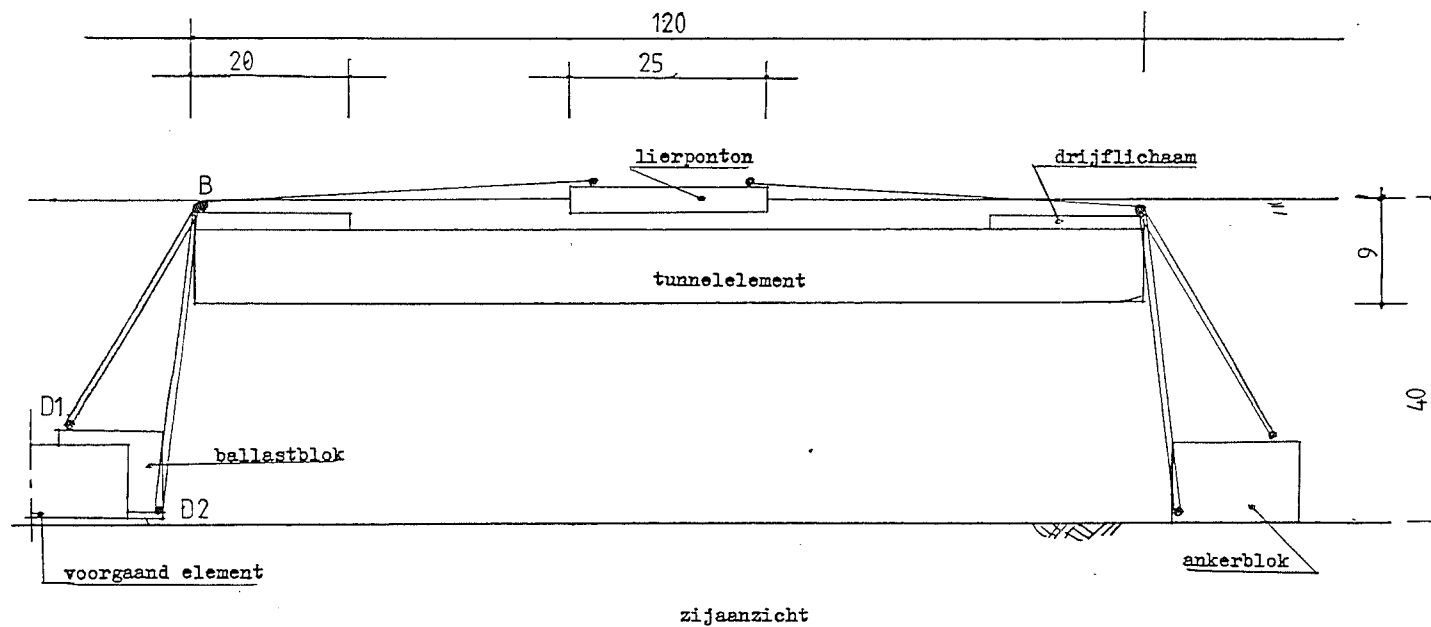
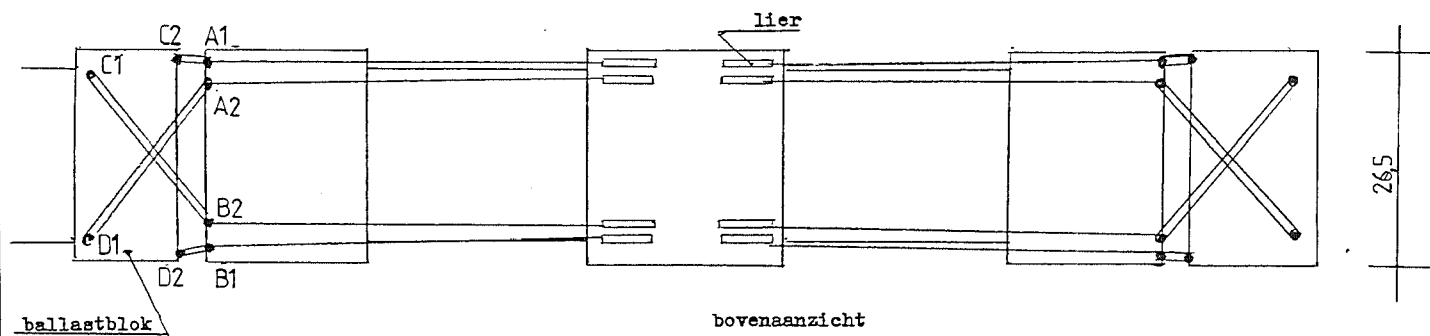
Figuur 9 De afzinkconfiguratie van de Negative Buoyancy Methode



maten in meters

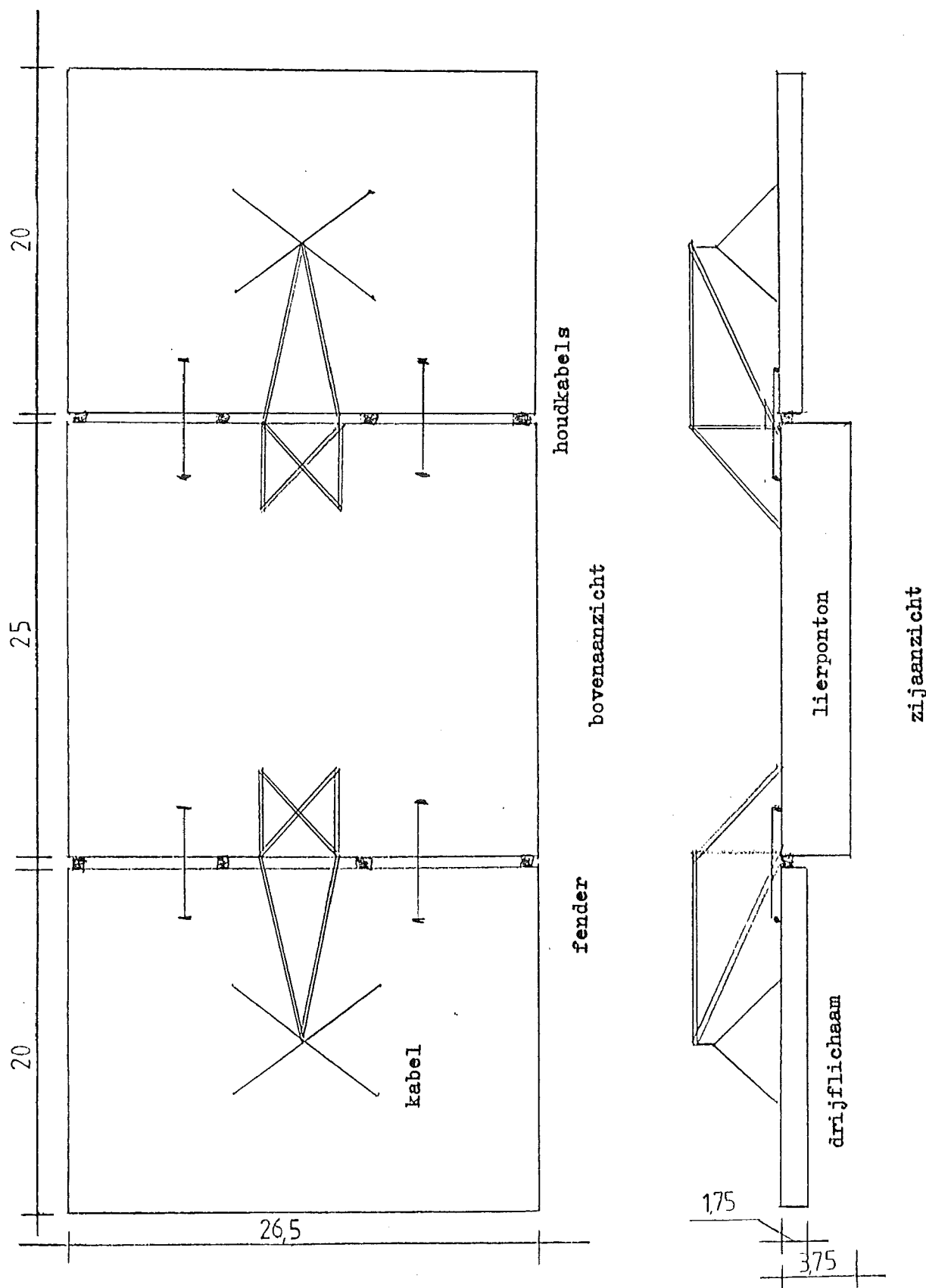
afmetingen afzinkponton
 $20 \times 13.25 \times 3.75 \text{ (m}^3 \text{)}$

Figuur 10 De afzinkcatamaran van de Negative Buoyancy Methode



maten in meters

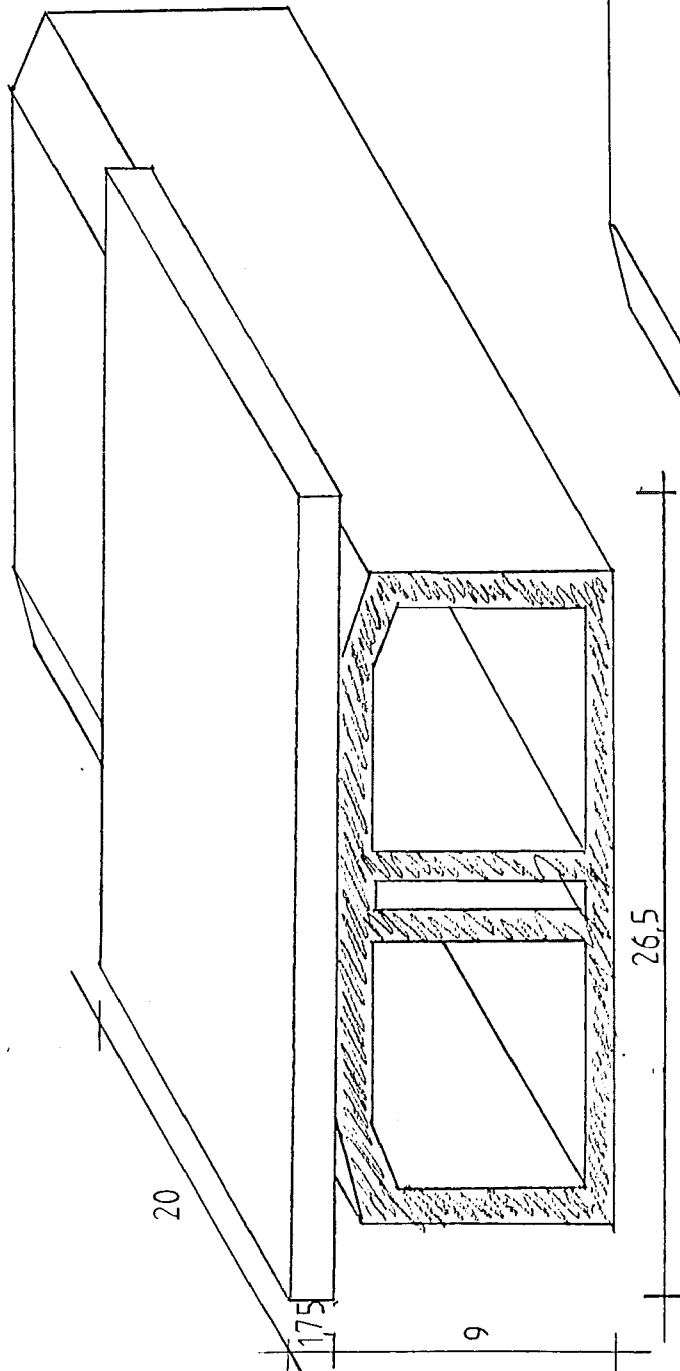
Figuur 11
De neertrekconfiguratie
van de Positive
Buoyancy Methode



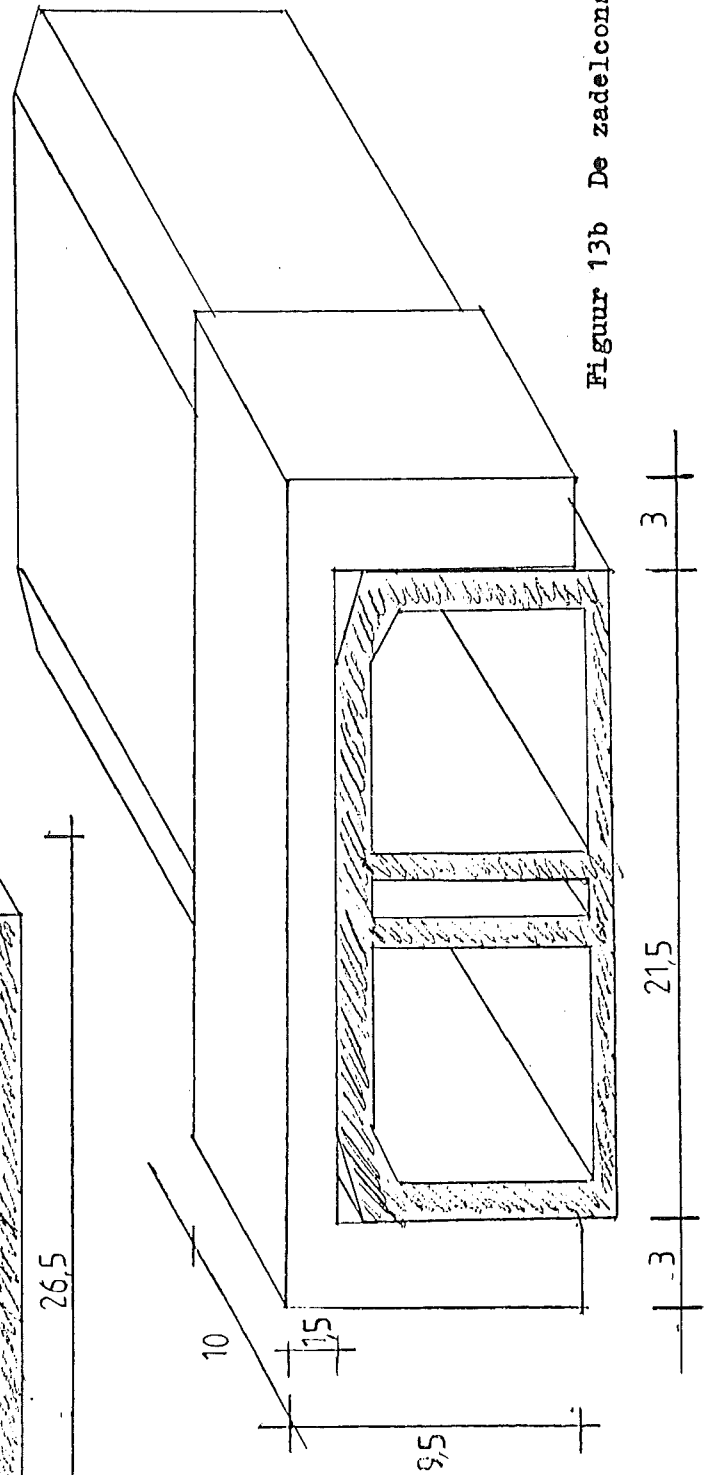
maten in meters

Figuur 12 Het systeem lierponton-drijflichamen

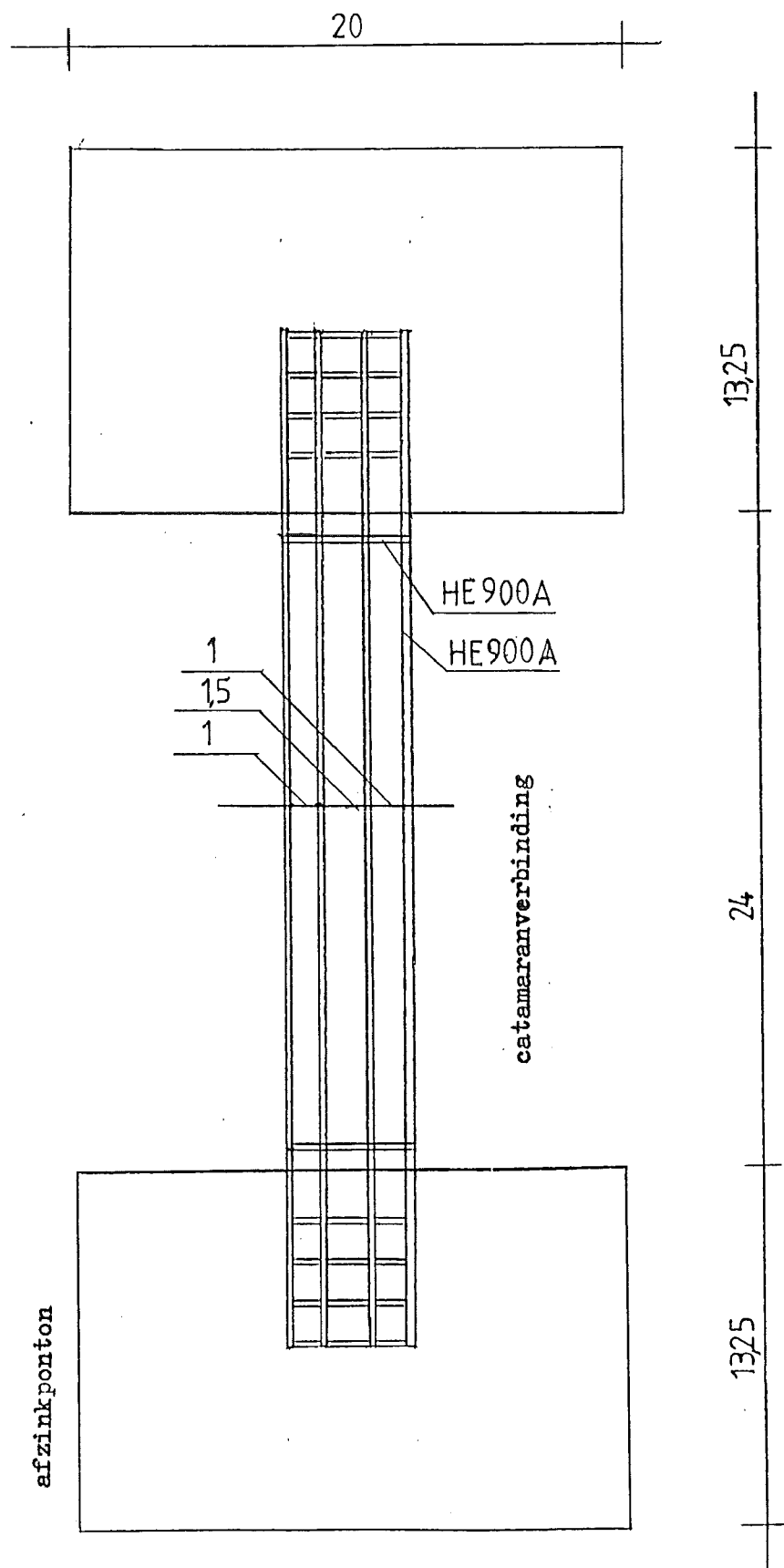
Figuur 13a De platte bak



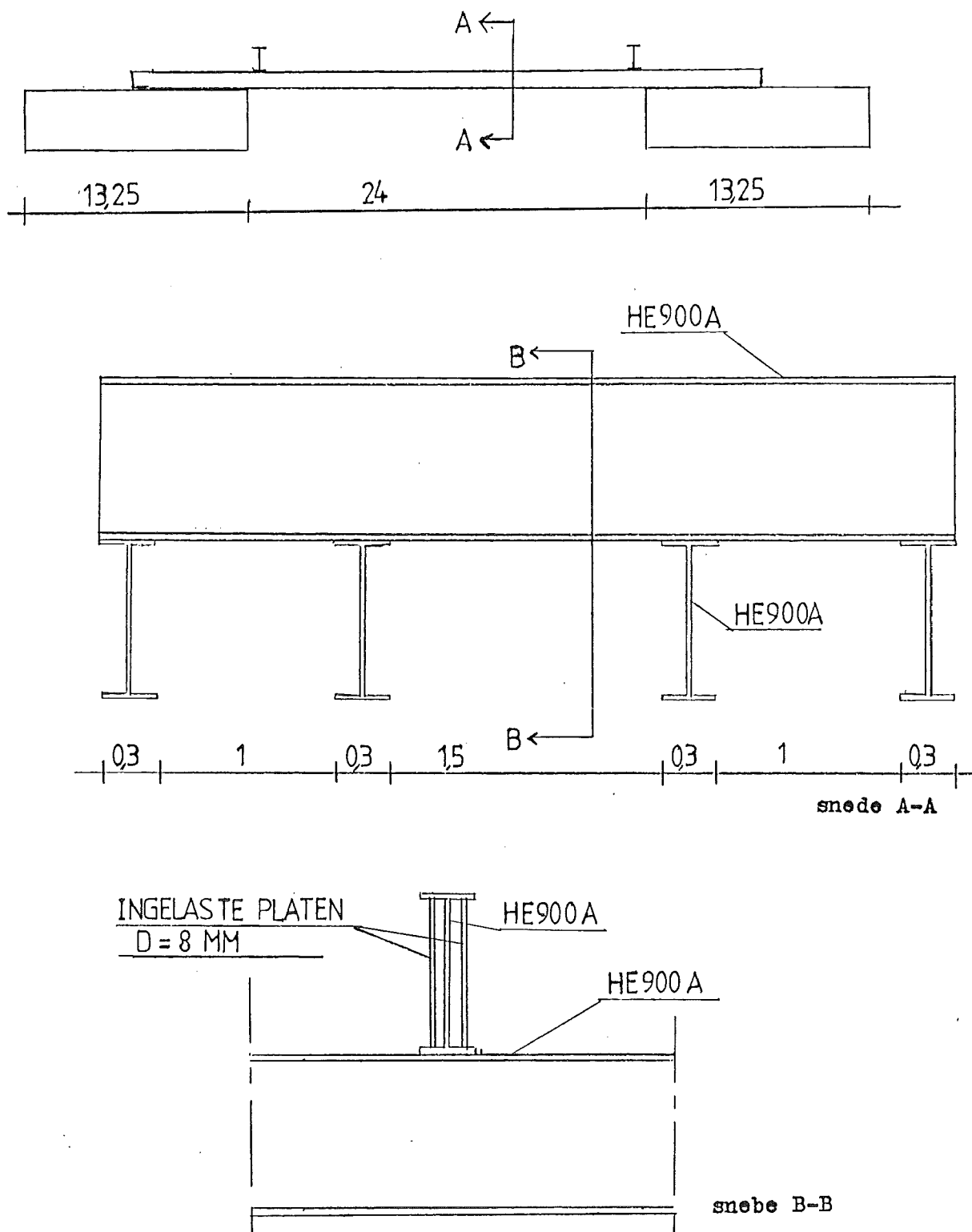
Figuur 13b De zadelconstructie



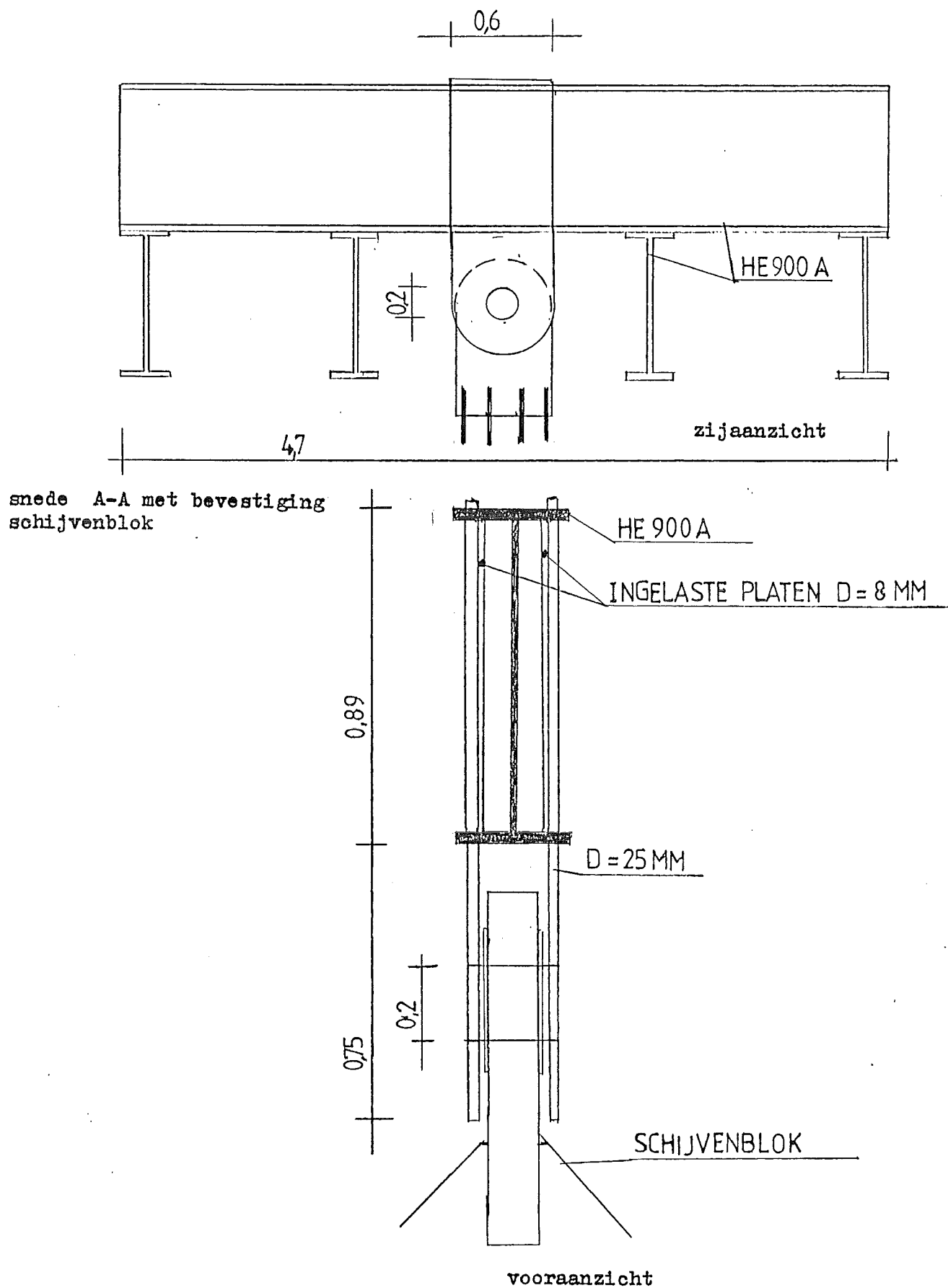
Figuur 13 Het drijflichaam van de Positive Buoyancy Methode



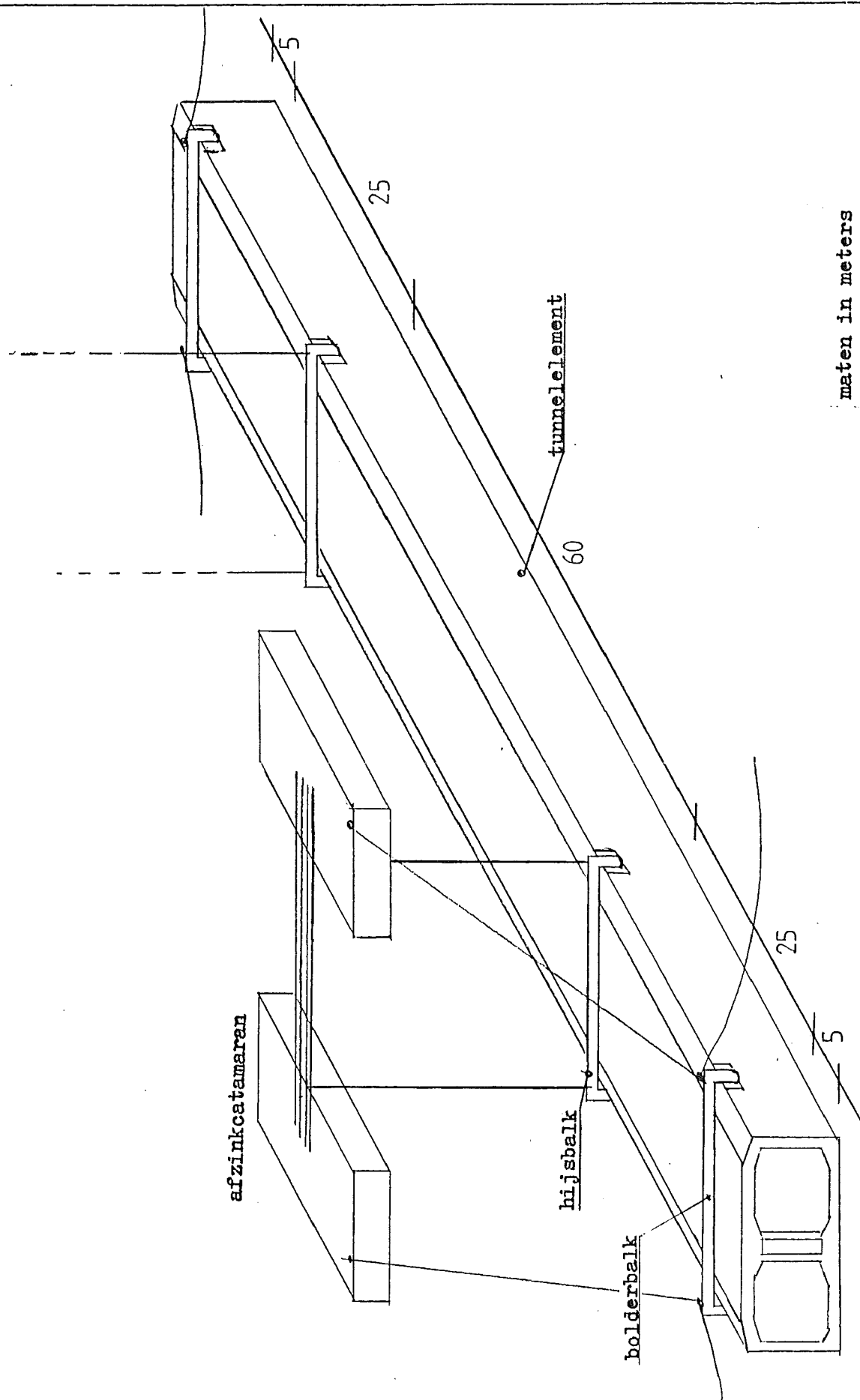
Figuur 14 De afzinkcatamaran van de Negative Buoyancy Methode 1



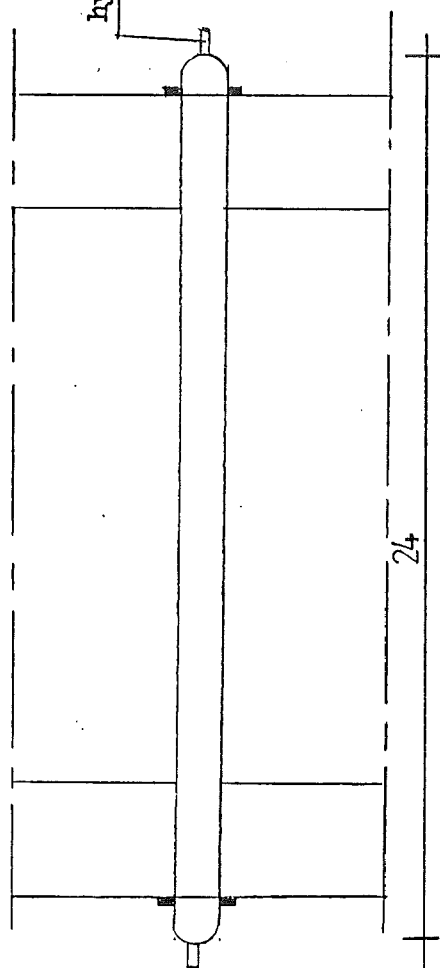
Figuur 15 De catamaranverbinding



Figuur 16 De wijze van bevestiging van de omloopschijf aan de HE 900 A

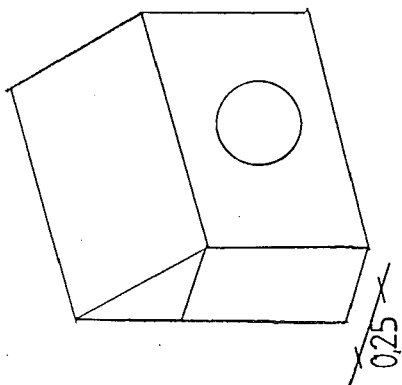


Figuur 17 De combinatie afzinkpontons-
hijsbalken-boldebalken

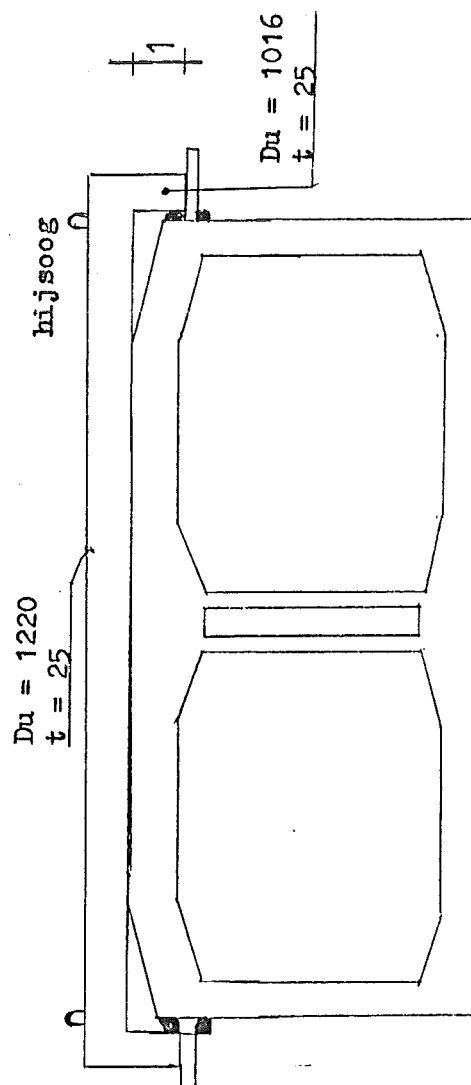


bovenaanzicht

hydraulische vergrendeling



ophangnok

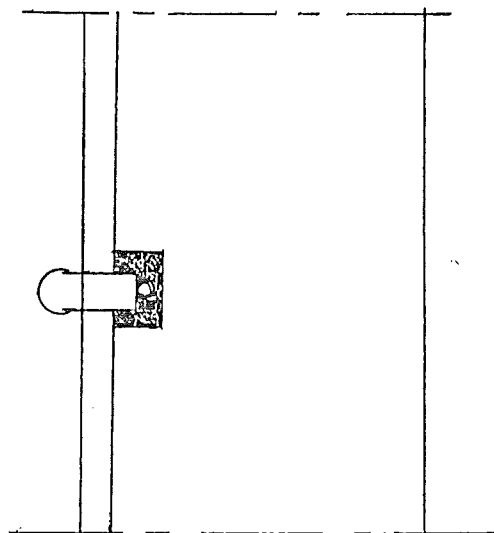


vooraanzicht

hijsoog

Du = 1220
t = 25

Du = 1016
t = 25

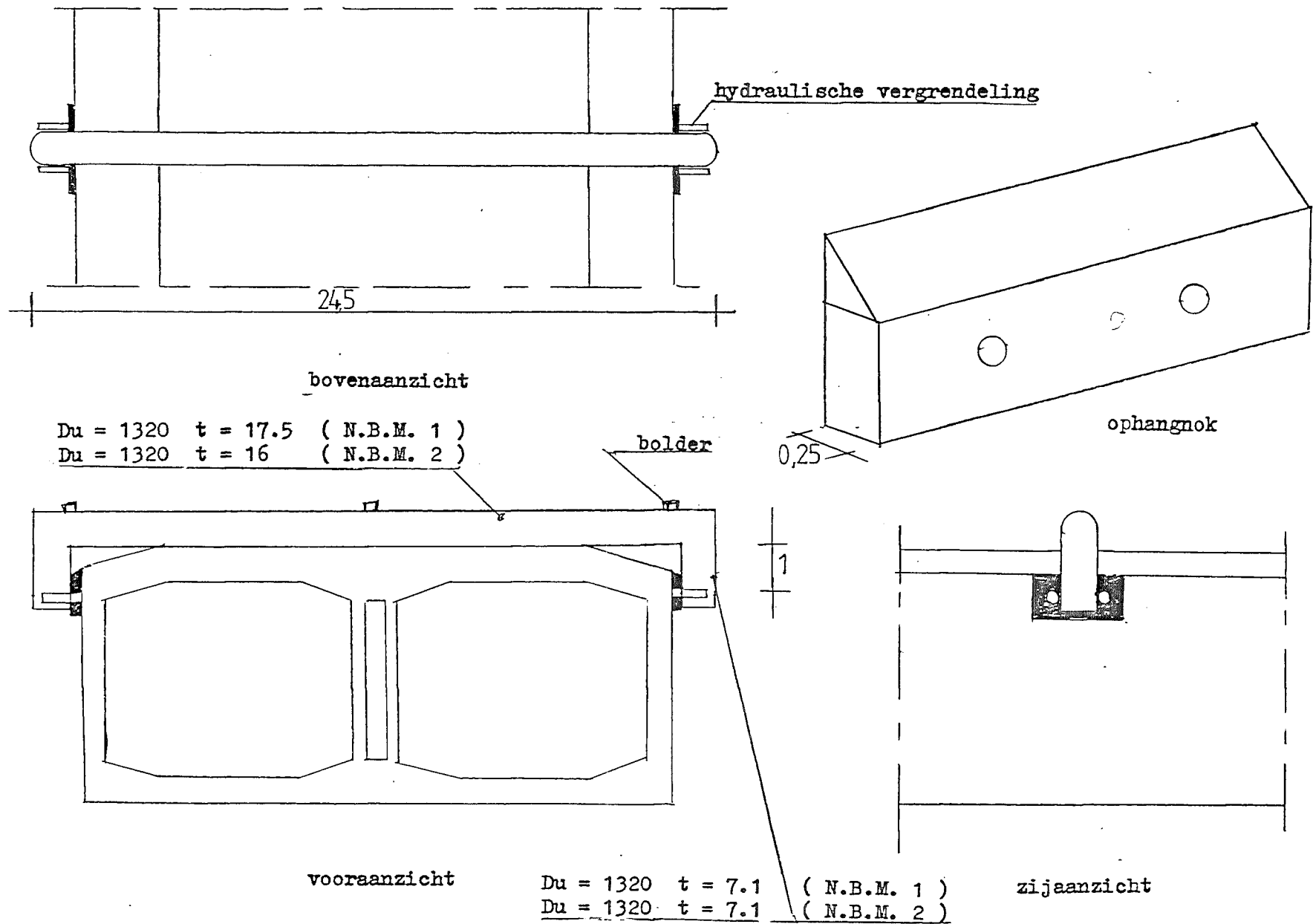


zijaanzicht

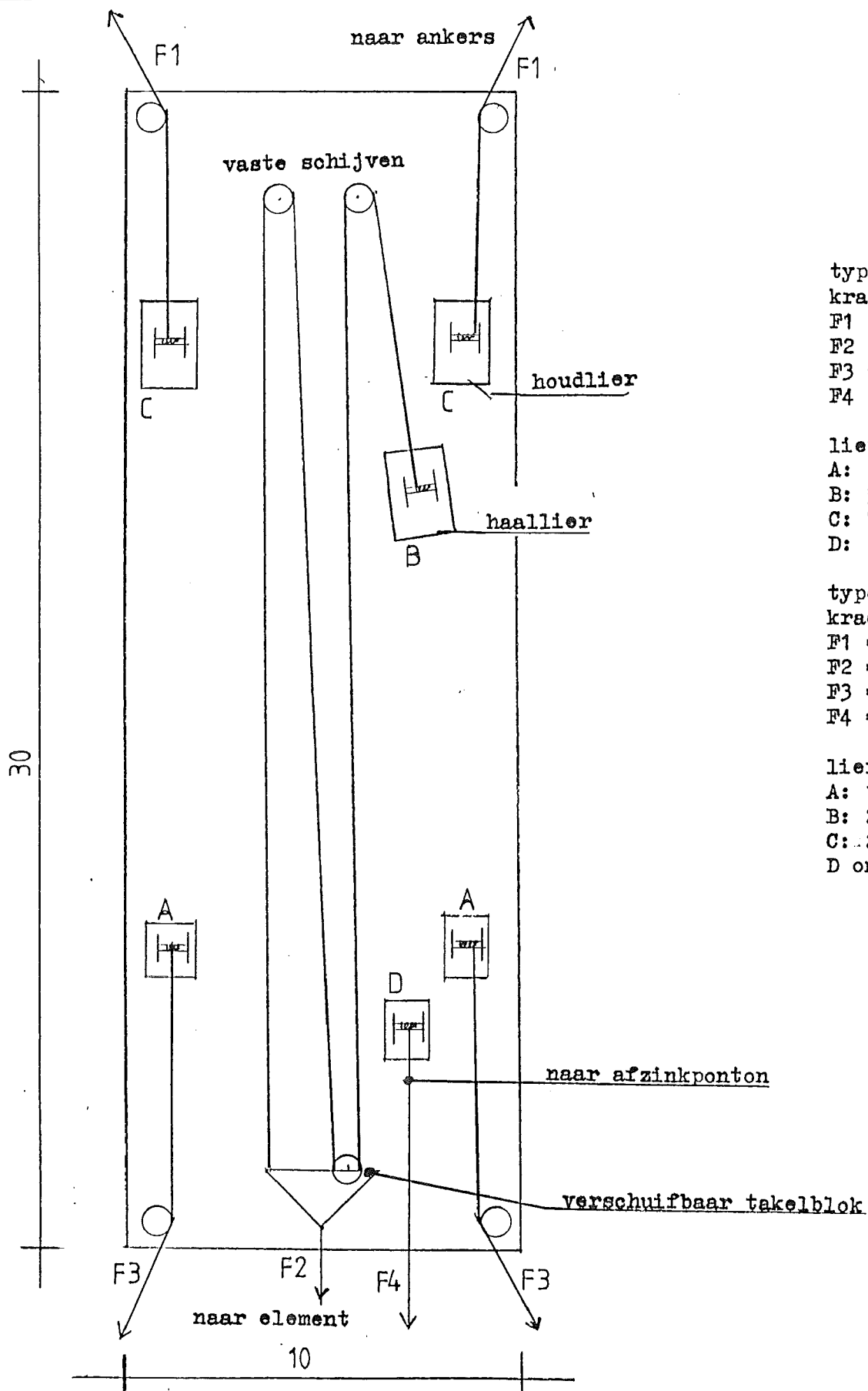
maten in meters buisafmetingen in millimeters

Figuur 18 De bevestiging van de hijsbalk aan het tunnelelement

Figuur 19 De bevestiging van de bolderbalk aan het tunnelelement



maten in meters buisafmetingen in millimeters



type 1 lierponton
krachten

F1 = 750 (kN)
F2 = 1000 (kN)
F3 = 100 (kN)
F4 = 100 (kN)

lieren

A: 10 (t)
B: 50 (t)
C: 75 (t)
D: 10 (t)

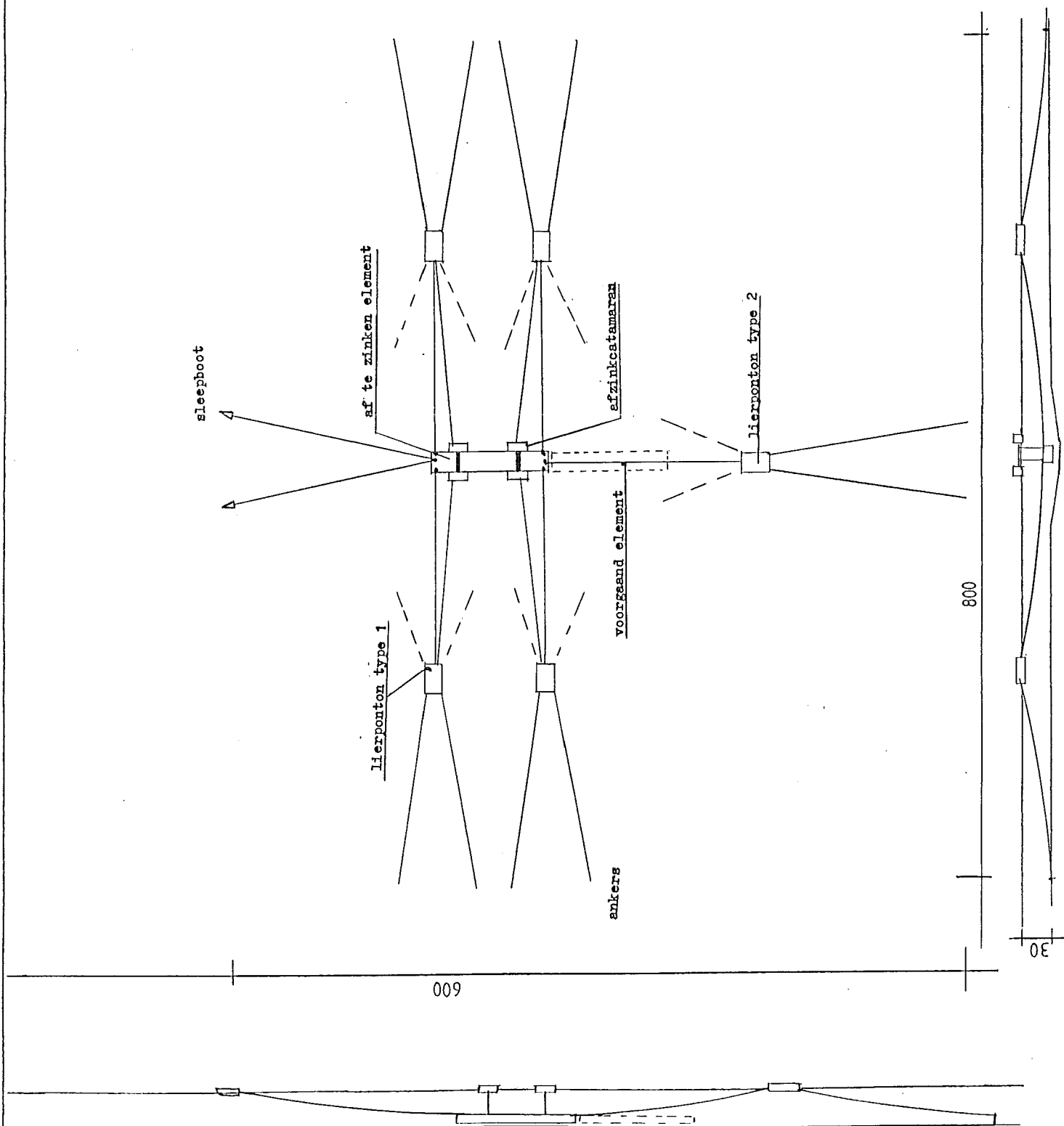
type 2 lierponton
krachten

F1 = 250 (kN)
F2 = 500 (kN)
F3 = 100 (kN)
F4 = 100 (kN)

lieren

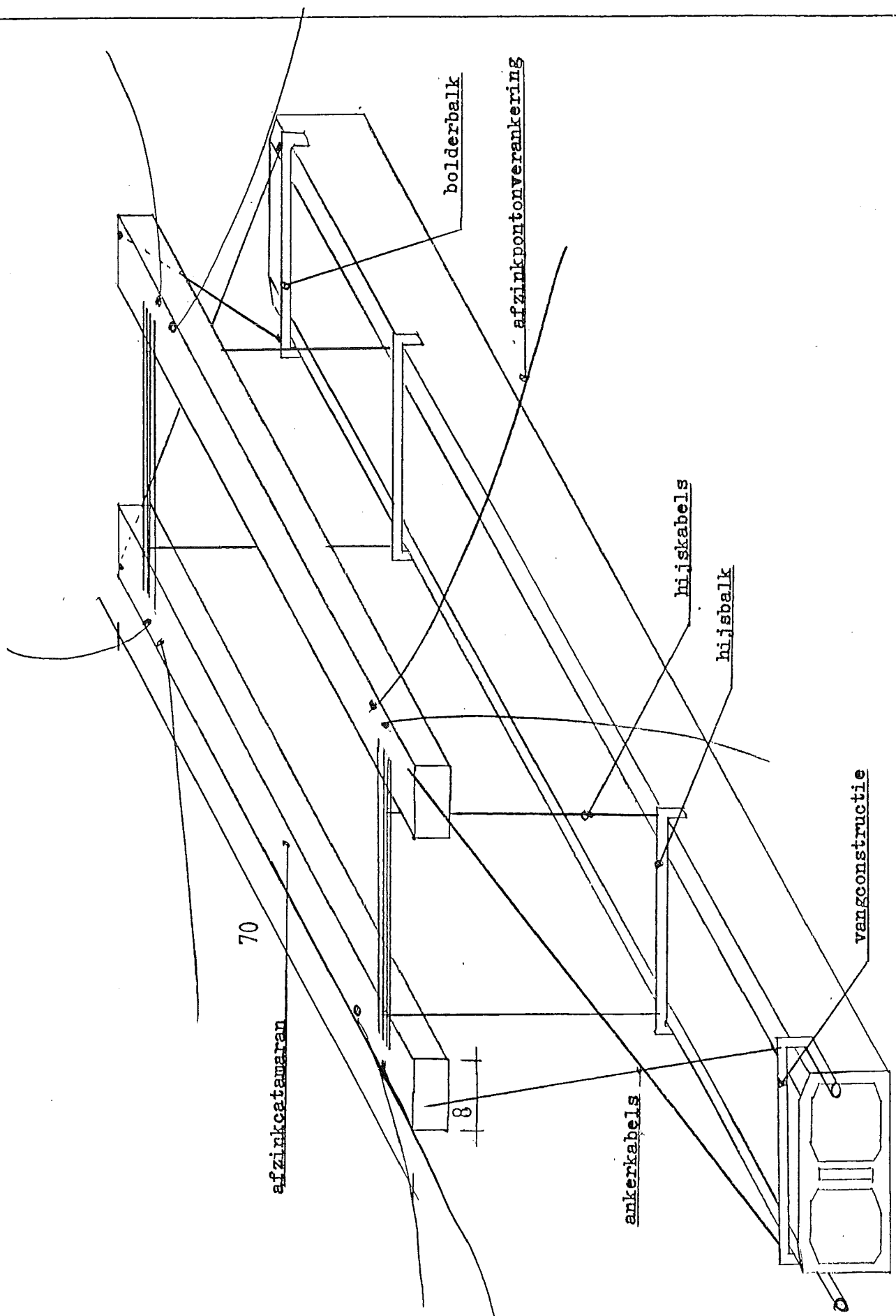
A: 10 (t)
B: 25 (t)
C: 25 (t)
D ontbreekt

Figuur 20 De indeling van de lierponton van de
Negative Buoyancy Methode 1



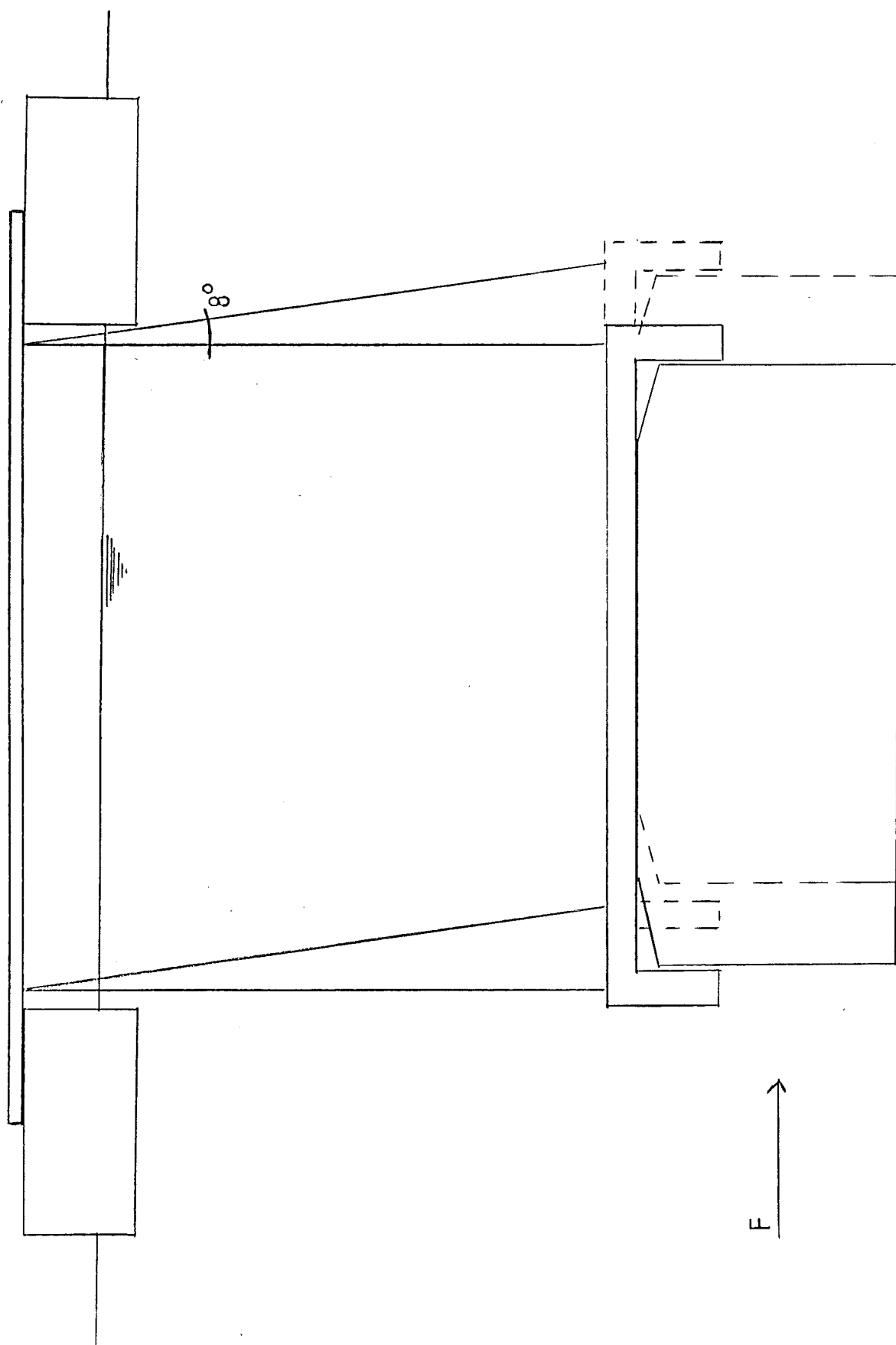
maten in meters

Figuur 21 Het ankerplan van de Negative Buoyancy Methode 1

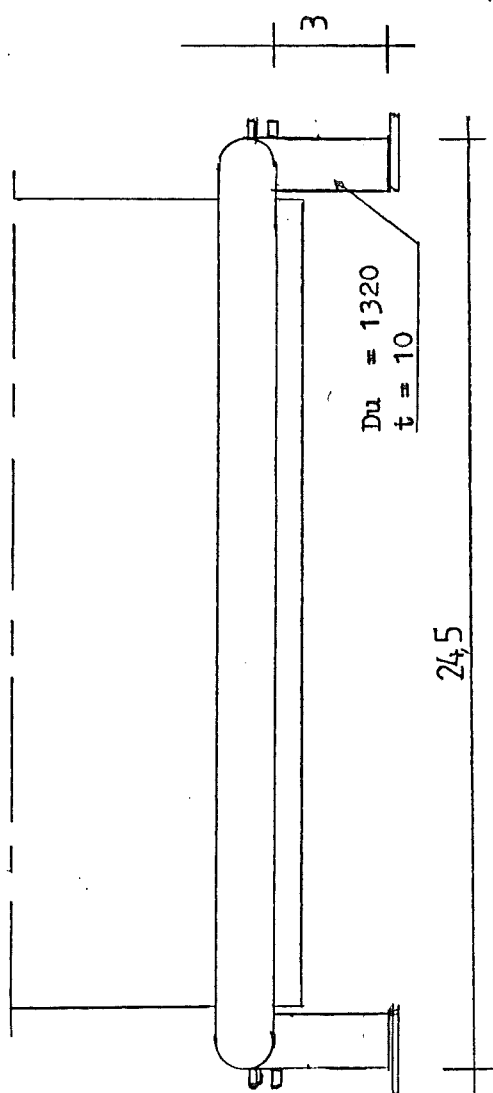


maten in meters

Figuur 22 De afzinkconfiguratie
van de Negative
Buoyancy Methode 2



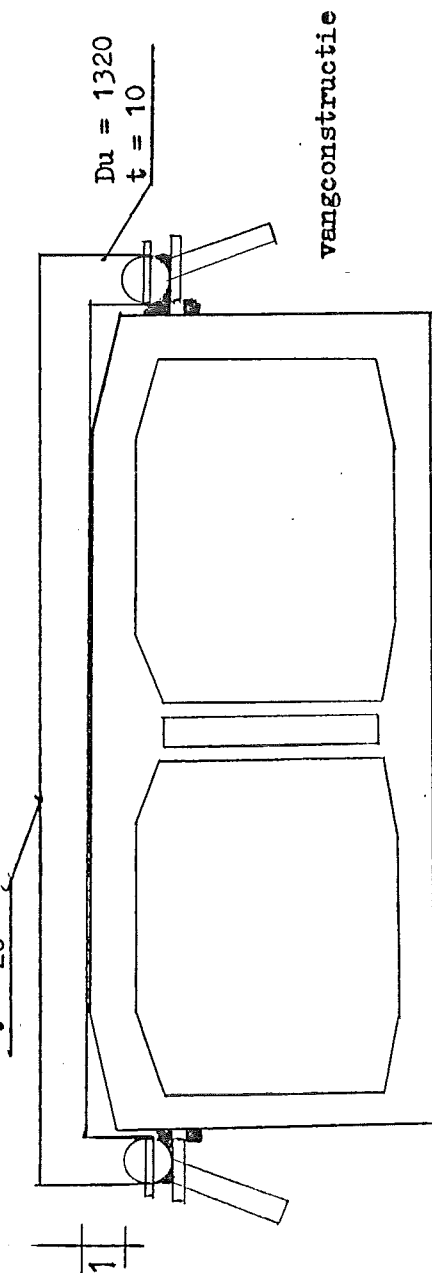
Figuur 23 De scheefstand van het element als gevolg van de stroming



hydraulische vergrendeling

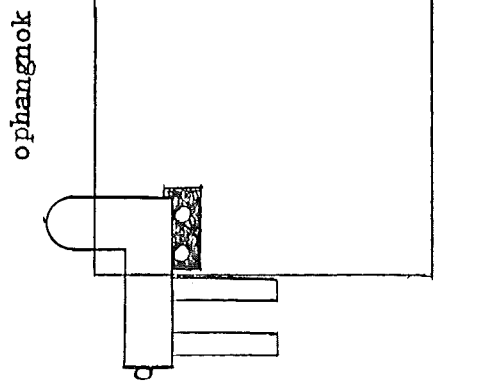
bovenaanzicht

$Du = 1320$
 $t = 20$



vangconstructie

vooraanzicht

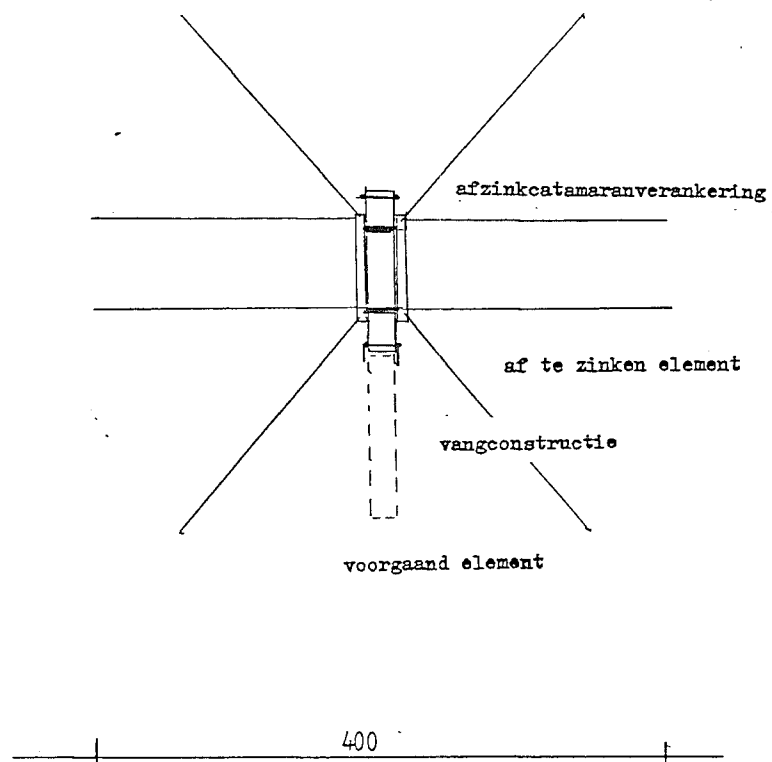
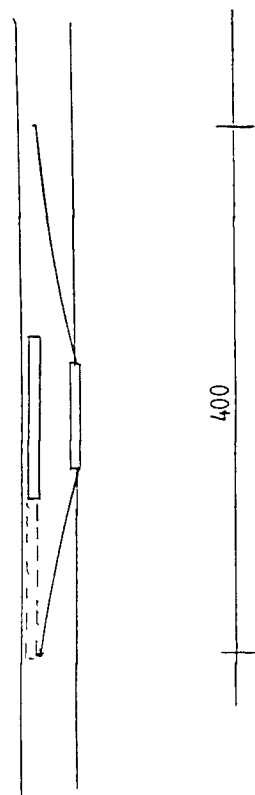


ophangnok

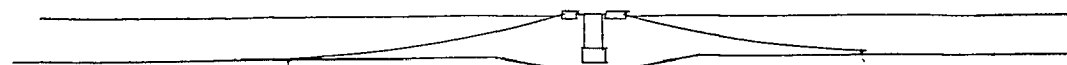
zij aanzicht

maten in meters
buisafmetingen in millimeters

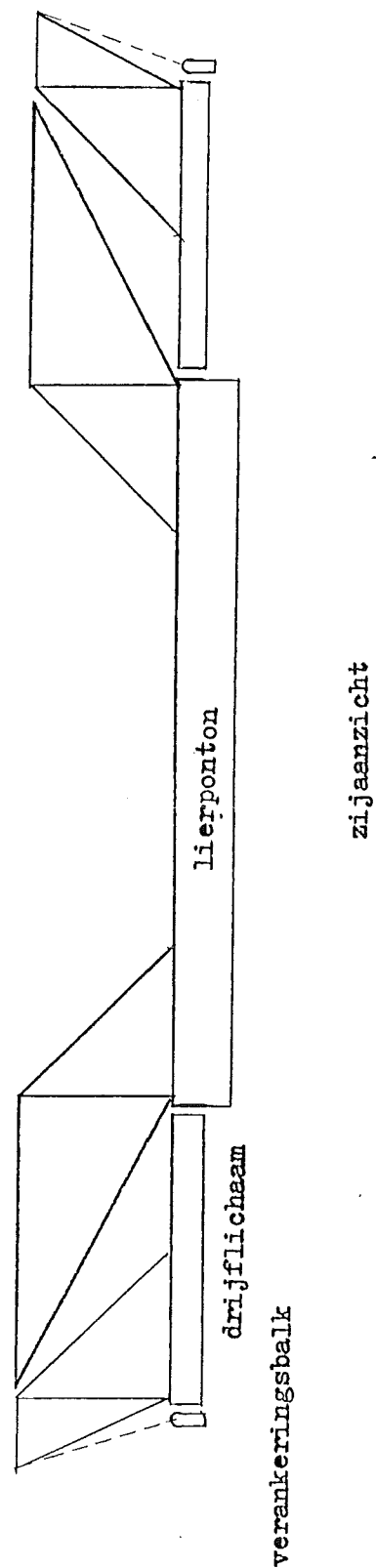
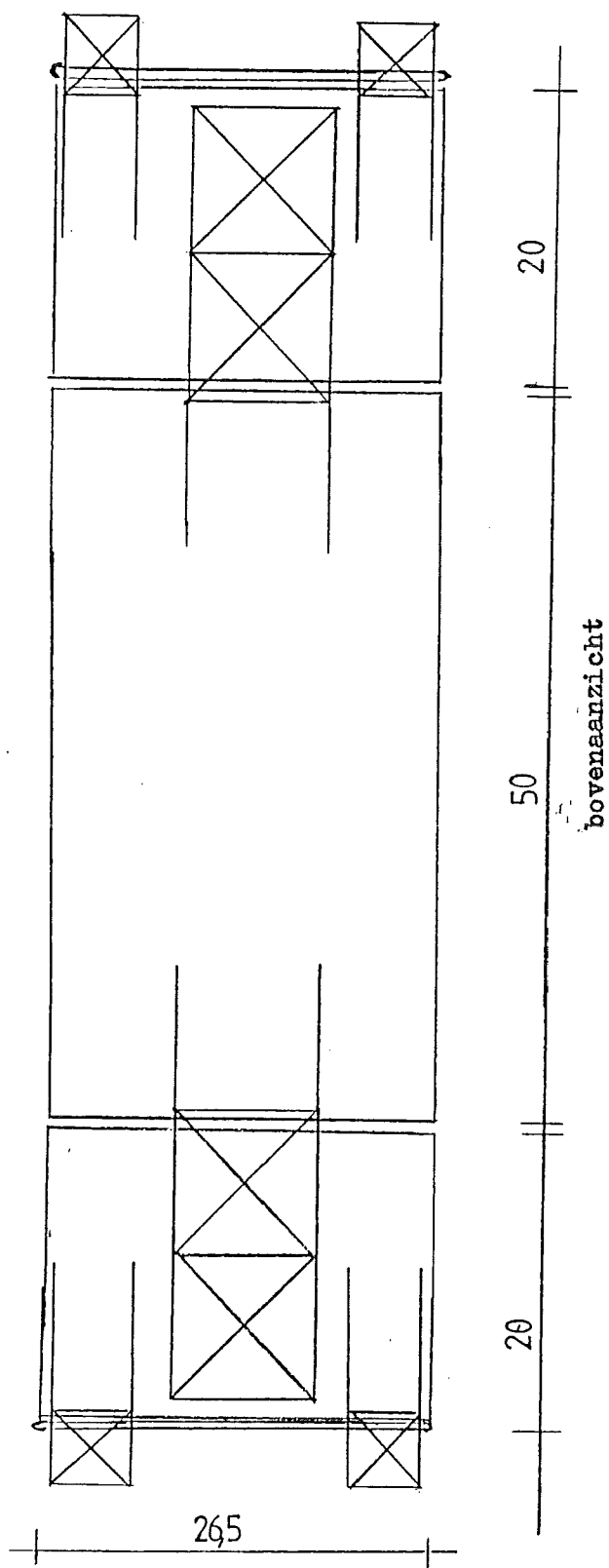
Figuur 24 De vangconstructie van de Negative Buoyancy Methode 2



maten in meters

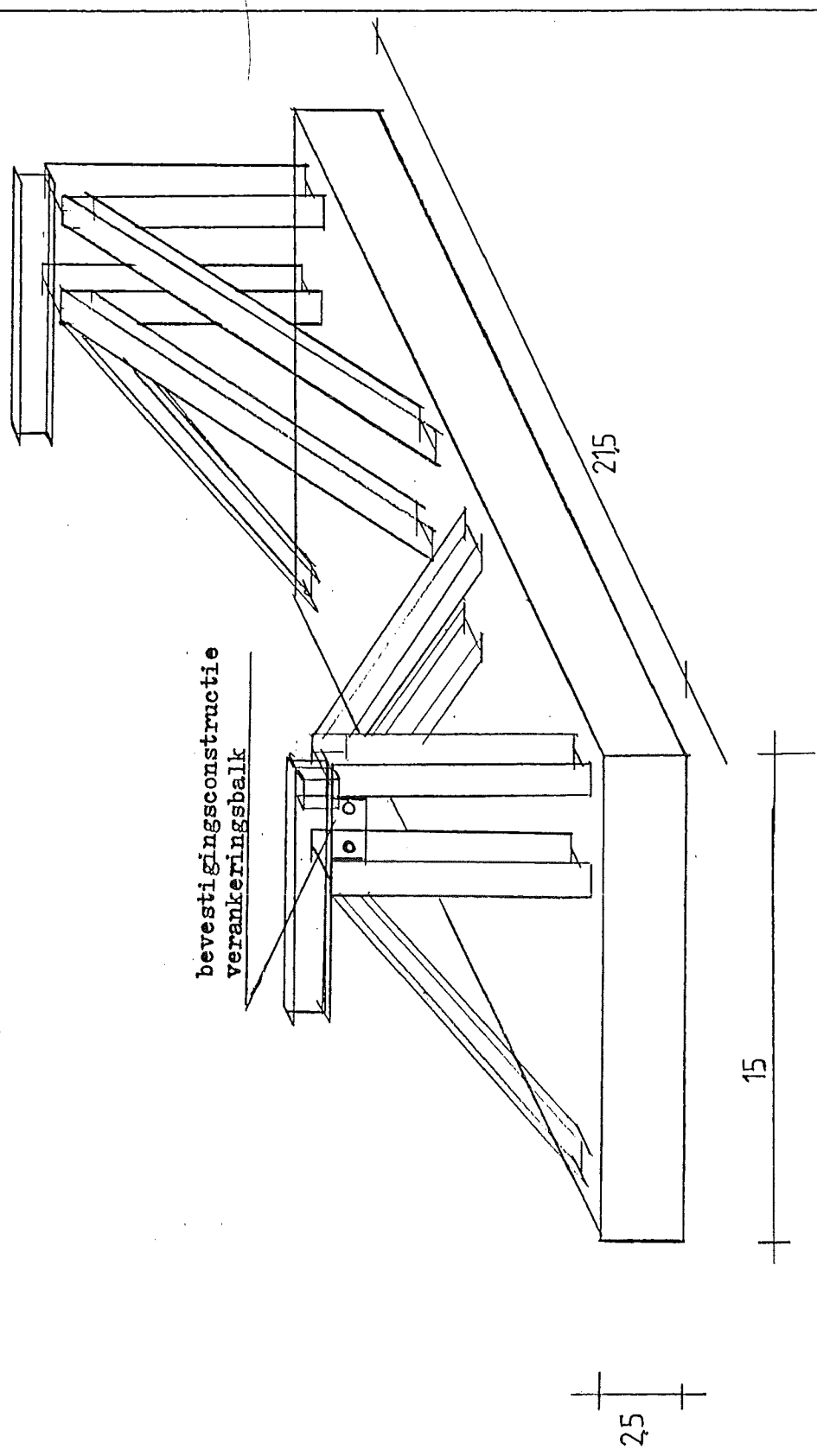


Figuur 25
Het ankerplan van
de Negative Buoyancy
Methode 2



maten in meters

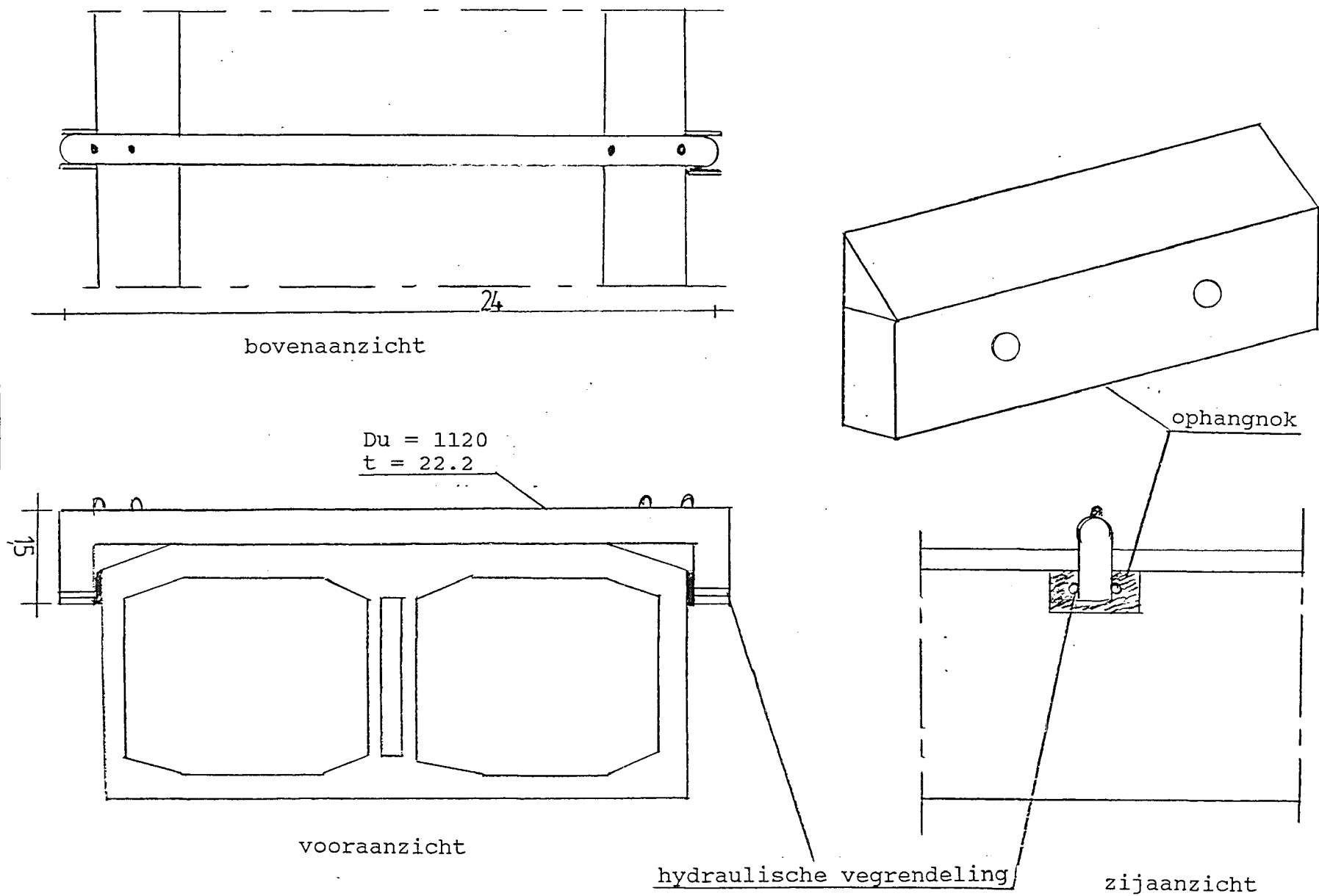
Figuur 26 Het systeem lierponton drijflichamen verankeringsbalken



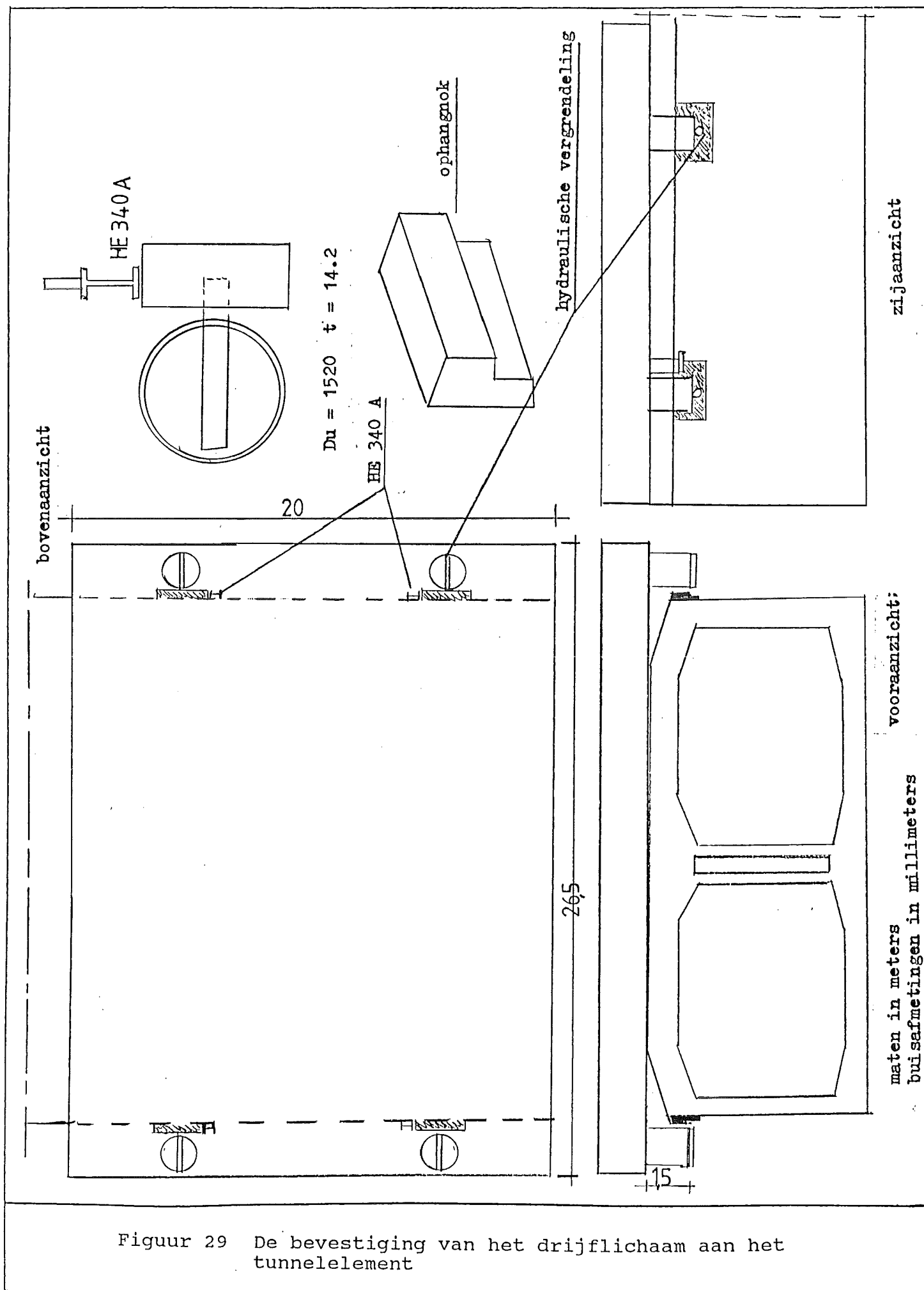
maten in meters

Figuur 27 Het ankerblok

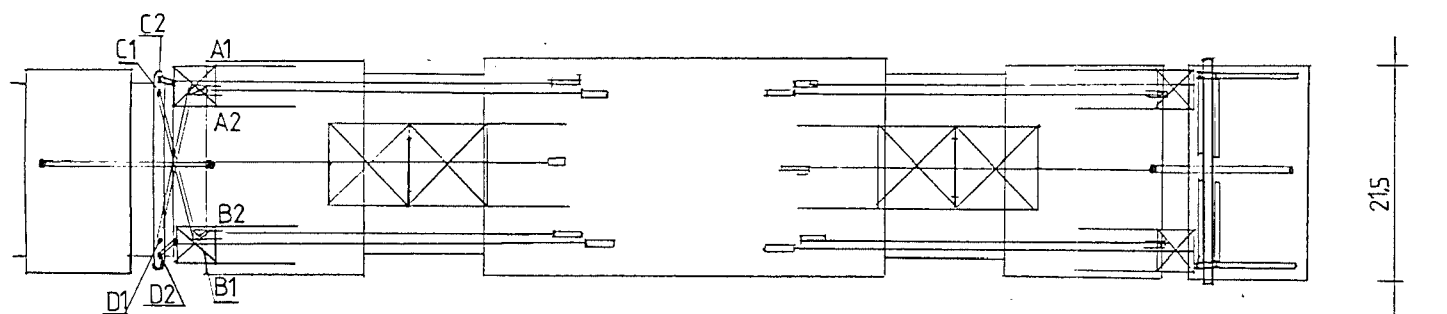
Figuur 28 De verankeringsbalk



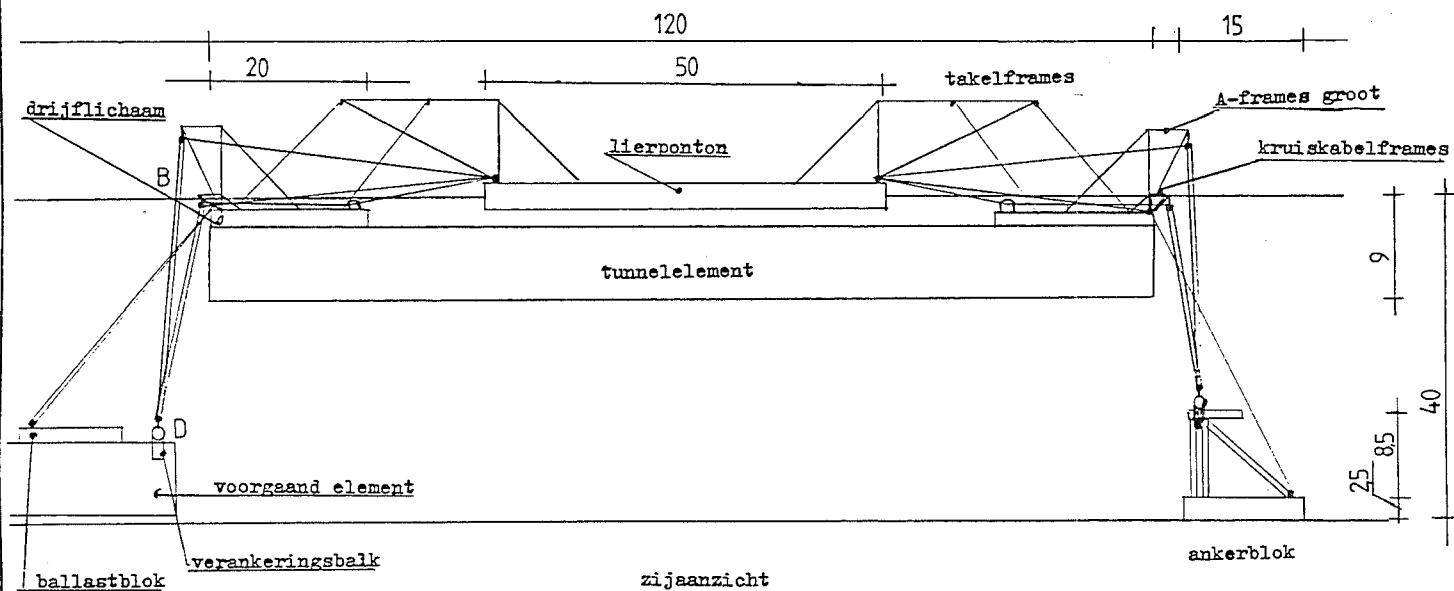
• maten in meters
buisafmetingen in millimeters



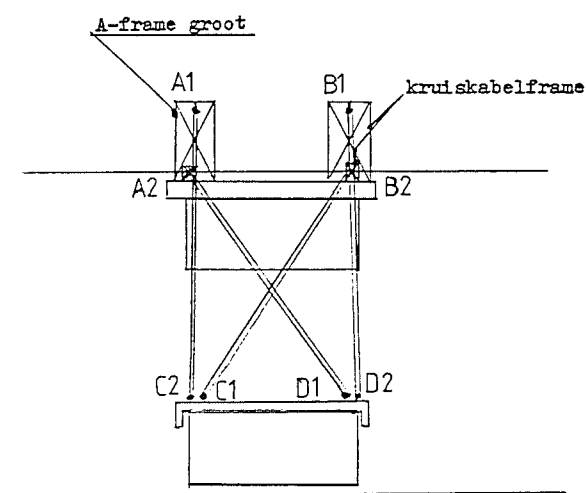
Figuur 29 De bevestiging van het drijflichaam aan het tunnelelement



bovenaanzicht



zij aanzicht



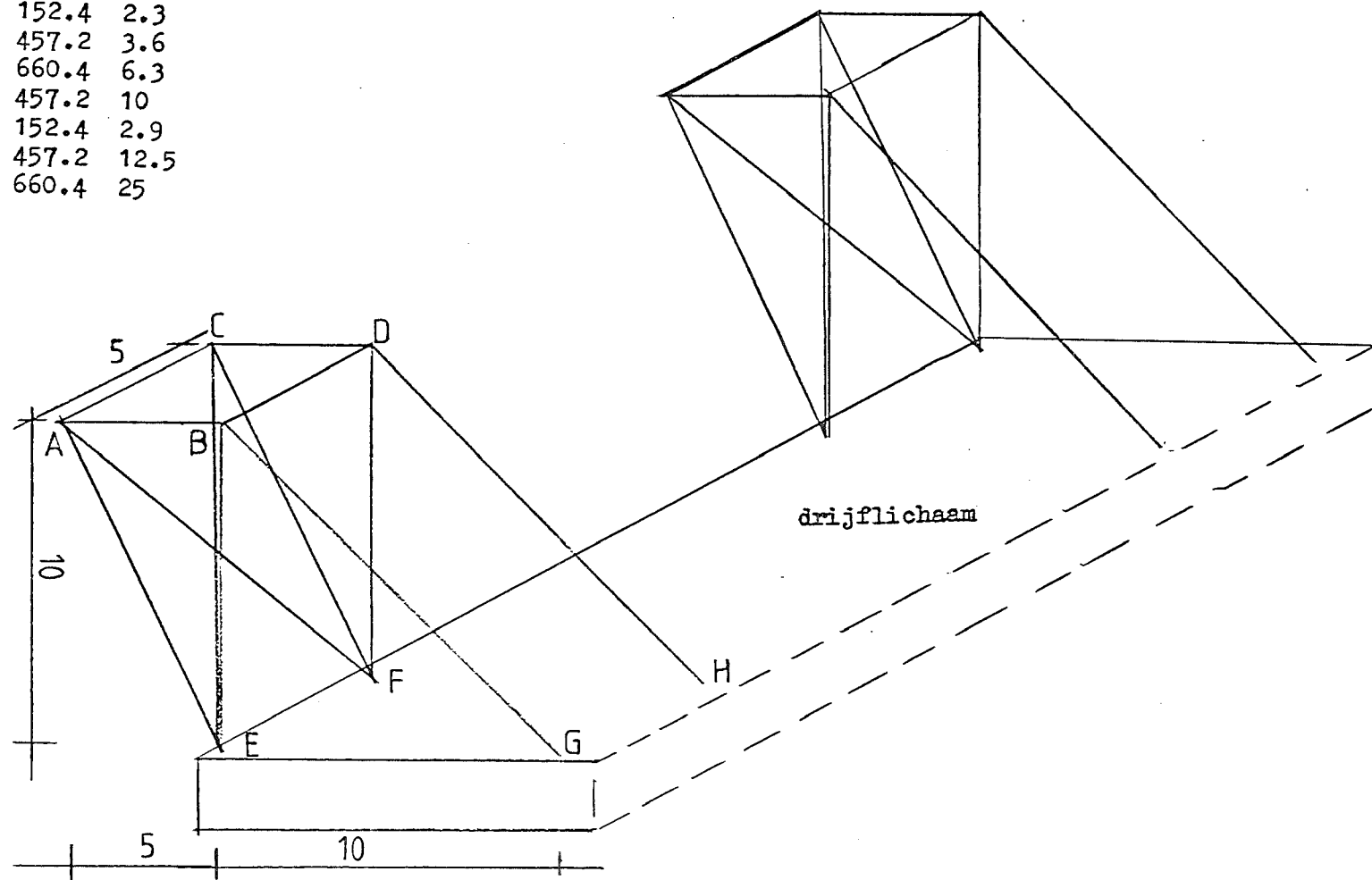
vooraanzicht

maten in meters

Figuur 30

De neetrekconfiguratie
van de Positive
Buoyancy Methode

buis	Du	t
AB-CD	152.4	2.3
BE-DF	457.2	3.6
AF-CE	660.4	6.3
AE-CF	457.2	10
BG-DH	152.4	2.9
BD	457.2	12.5
AC	660.4	25

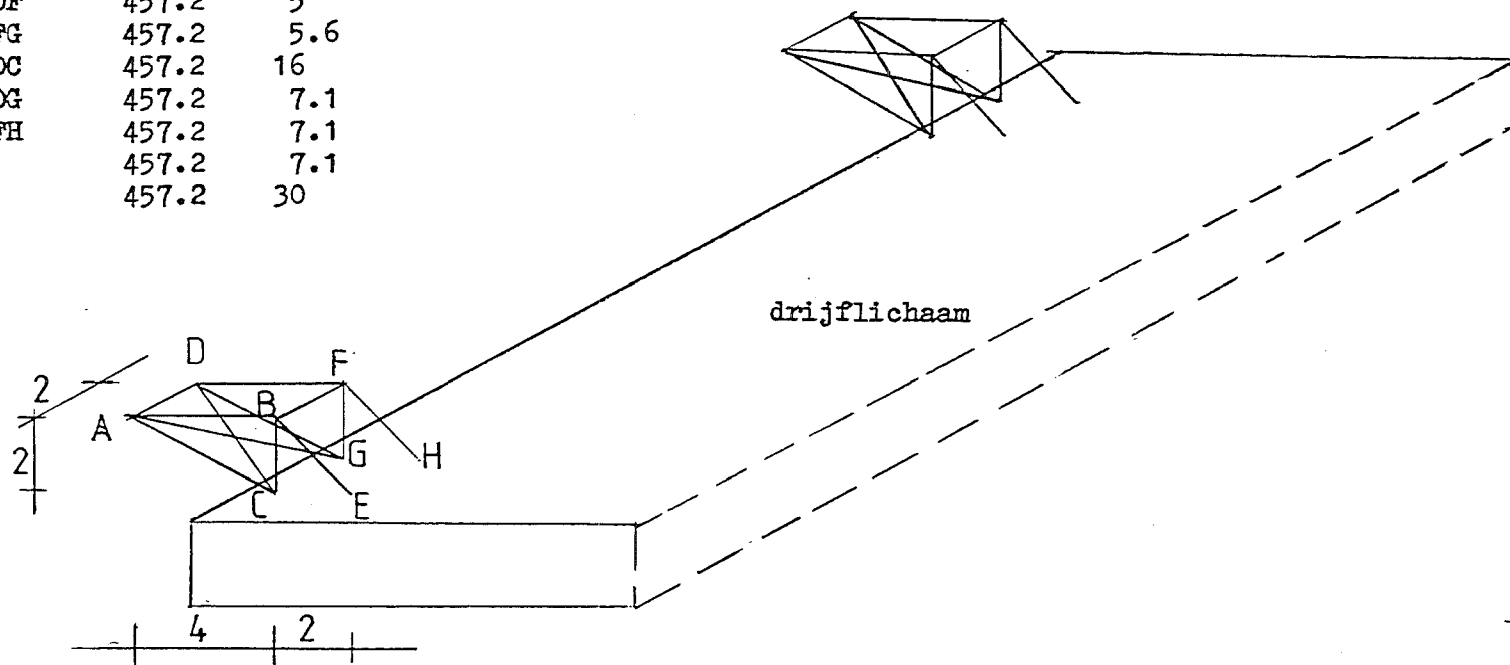


maten in meters
buisafmetingen in millimeters

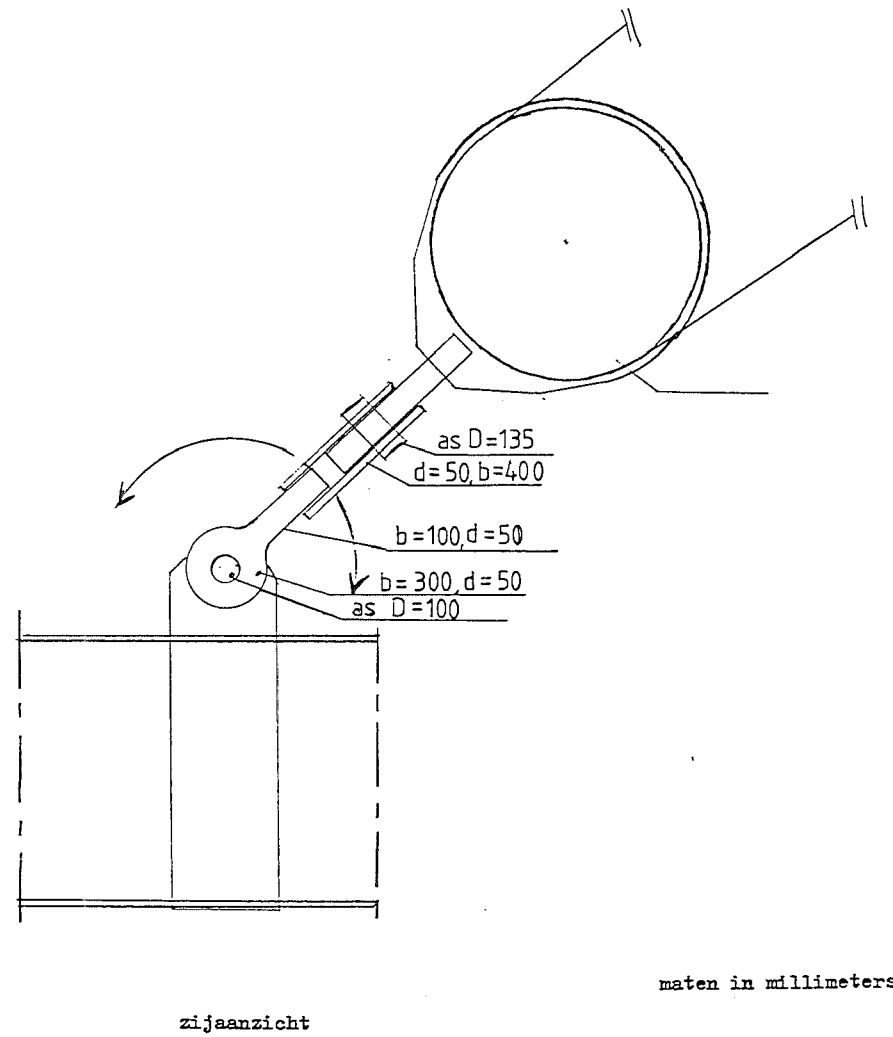
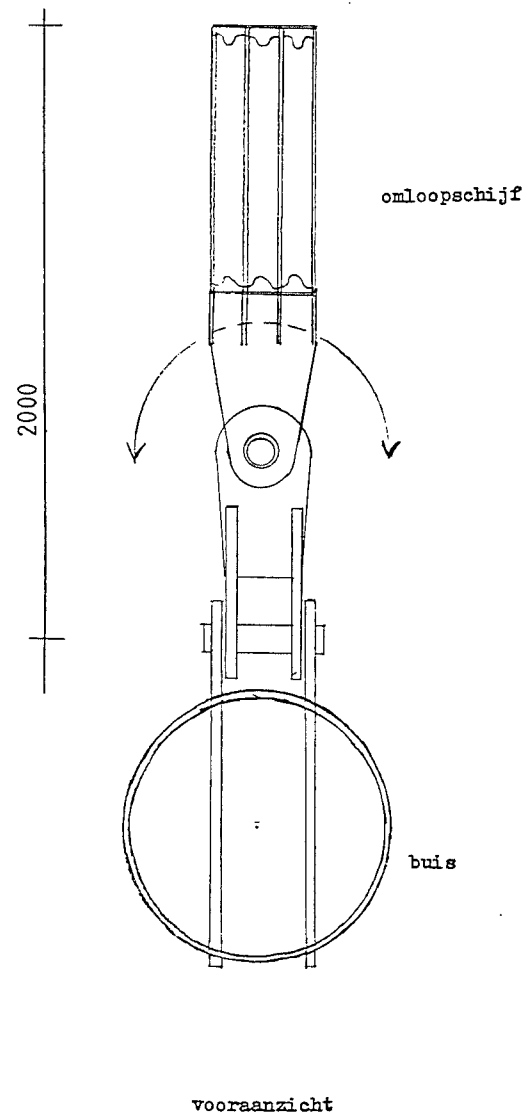
Figuur 31 De grote A-frames

Figuur 32 De kruiskabelframes

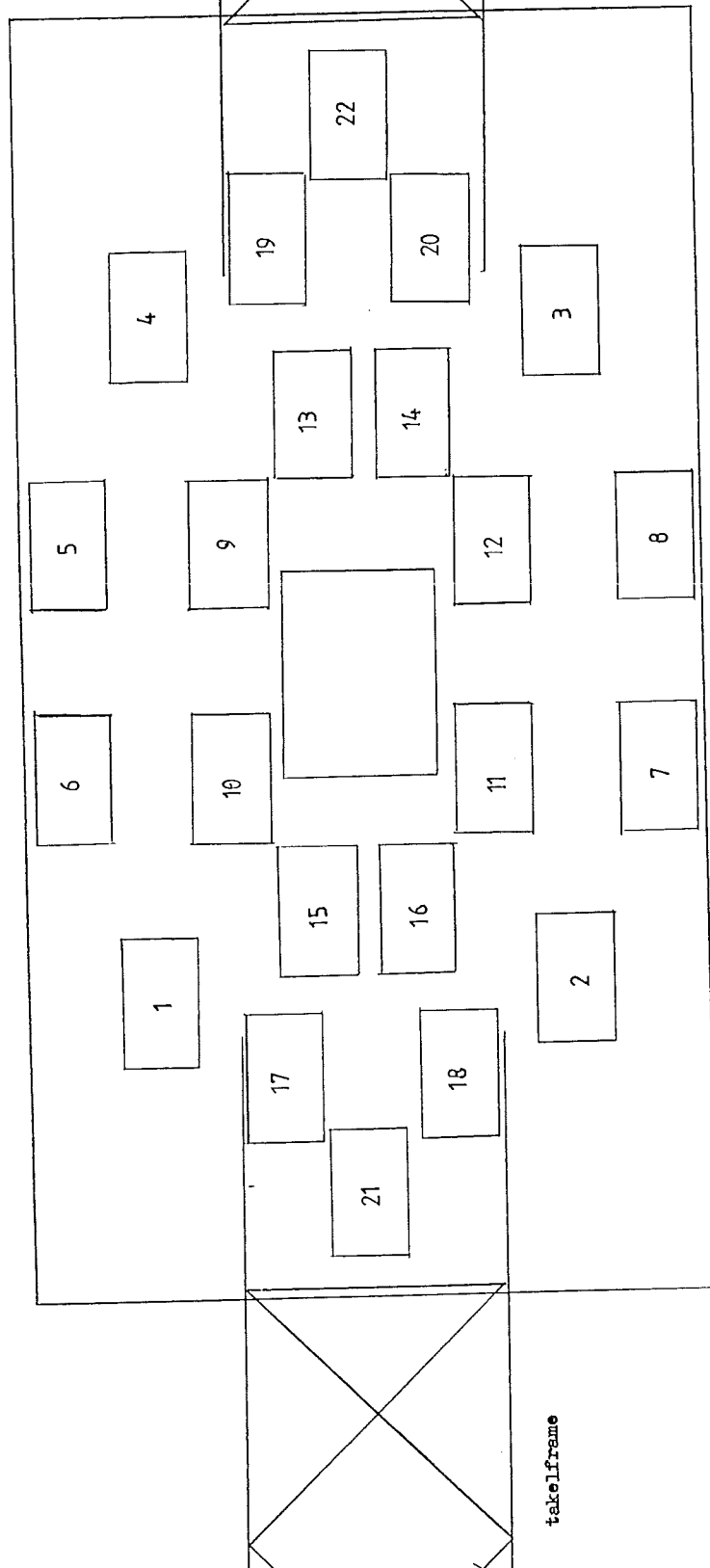
buis	Du	t
AB-DF	457.2	5
BC-FG	457.2	5.6
AG-DC	457.2	16
AC-DG	457.2	7.1
BE-FH	457.2	7.1
BF	457.2	7.1
AD	457.2	30



maten in meters
buisafmetingen in millimeters



Figuur 33 De bevestiging van de schijvenblokken aan de buizen



50

bovenaanzicht

takelframes

takelframe



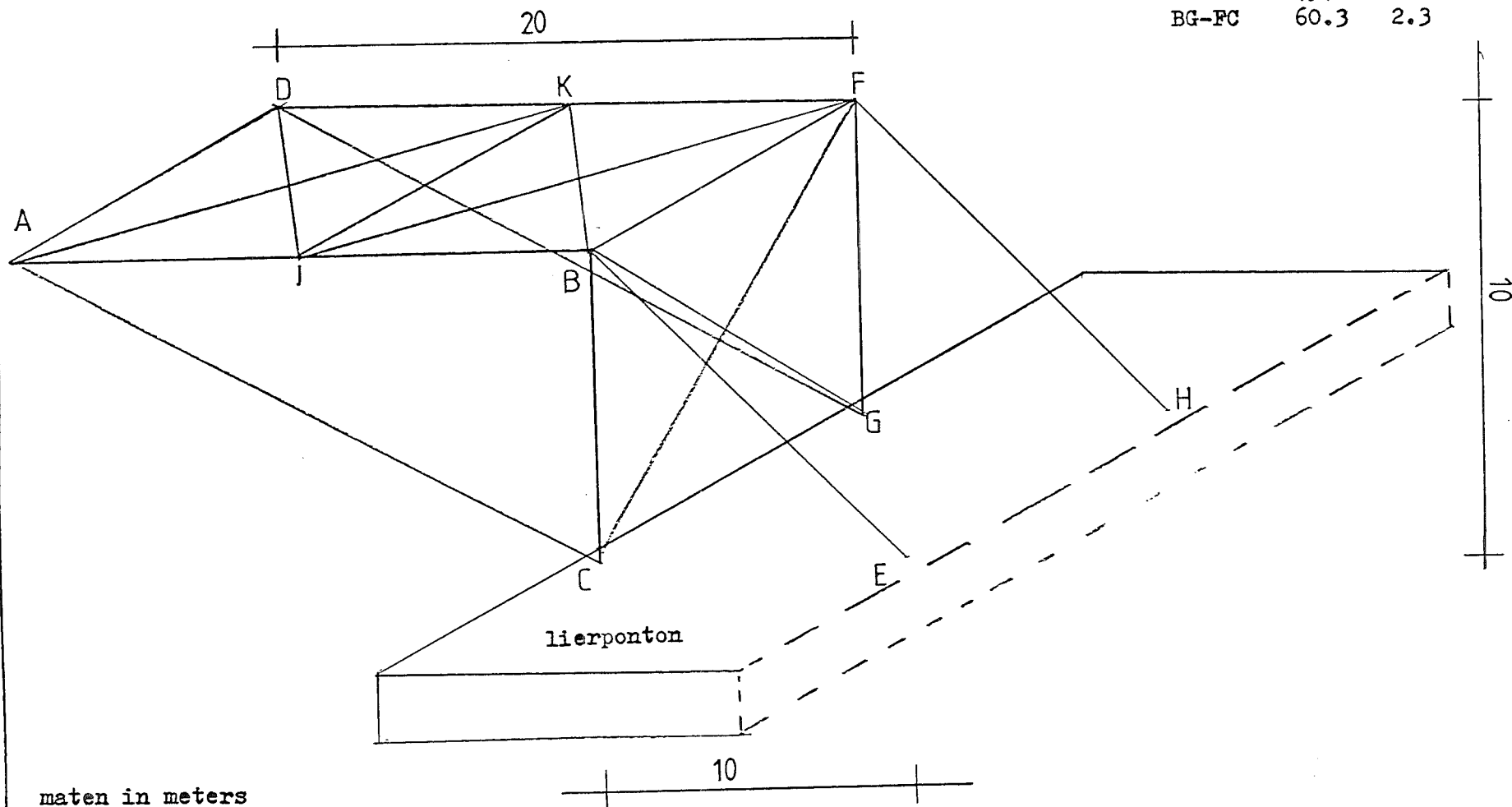
maten in meters

Figuur 34

De indeling van de
lierponton bij de
Positive Buoyancy Methode

zijaanzicht

Figuur 35 De takelframes voor de drijflichamen

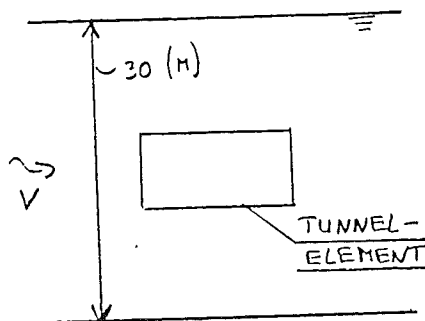


buis	Du	t
AB-DF	762	16
BC-FG	762	4
AC-DG	762	11
BE-FH	298.5	2.9
BF	762	16
AD	762	22.2
KI	457.2	8.8
AK-DI	457.2	3.6
IF-KB	457.2	3.6
BG-FC	60.3	2.3

maten in meters

buisafmetingen in millimeters

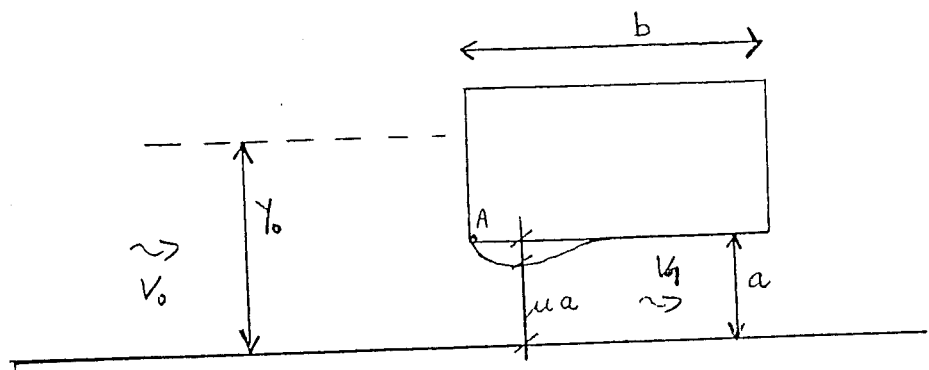
1).



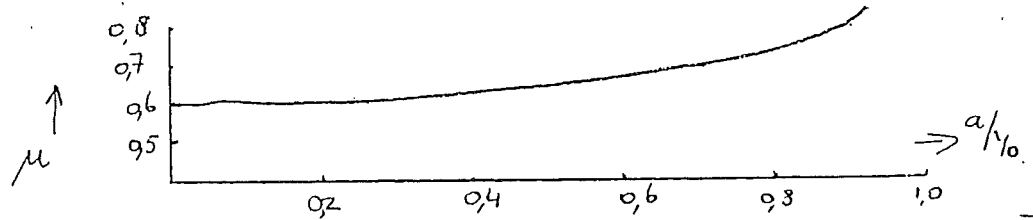
Tijdens afzinken/
neertrekken.

stroomsnelheid 2 (m/s)
waterdiepte 30 (m).

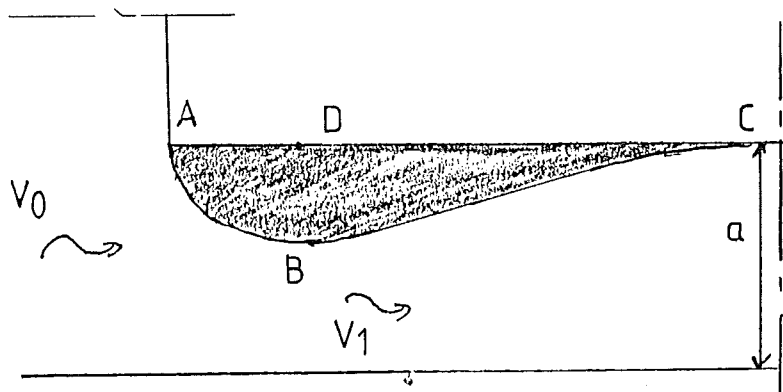
figuur 37a De situatiebeschrijving



figuur 37b Stroombeeld rond een voorwerp in stromi

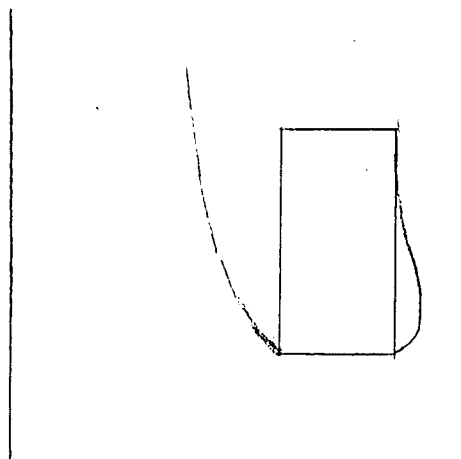


figuur 38a De factor μ

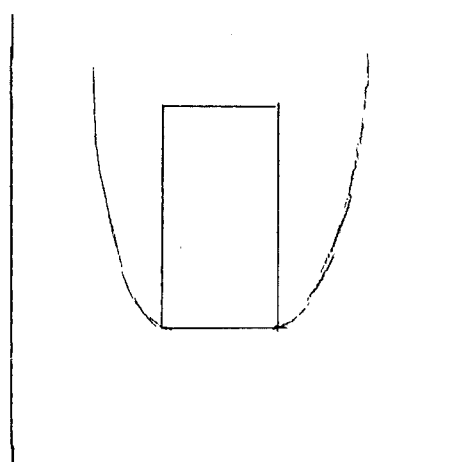


figuur 38b Onderdruk

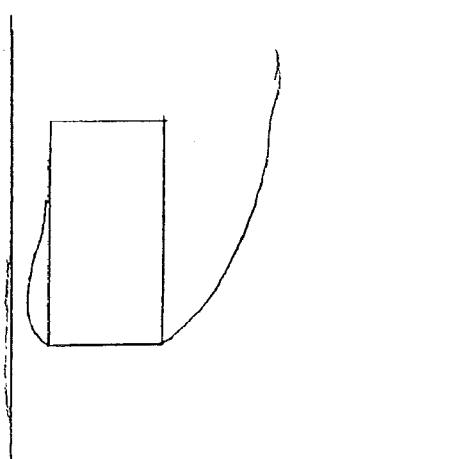
Figuur 38 De hydraulische verschijnselen



bij de bodem

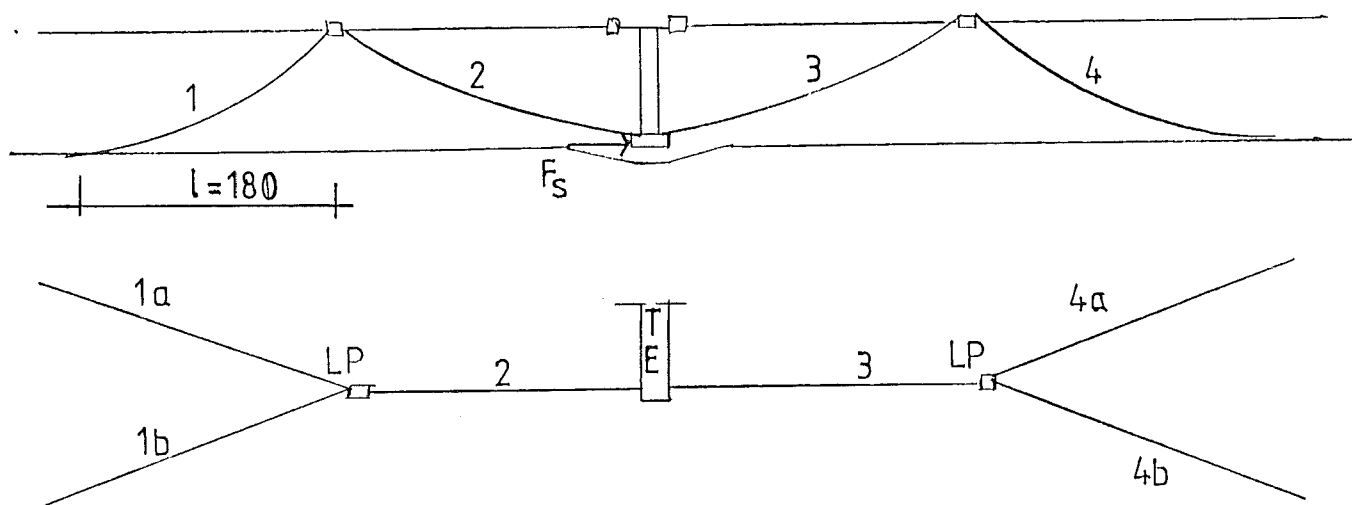


halverwege

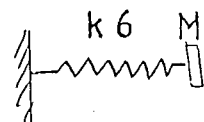
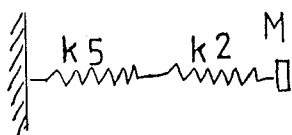
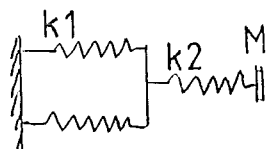
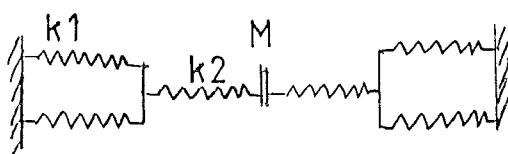


aan oppervakte

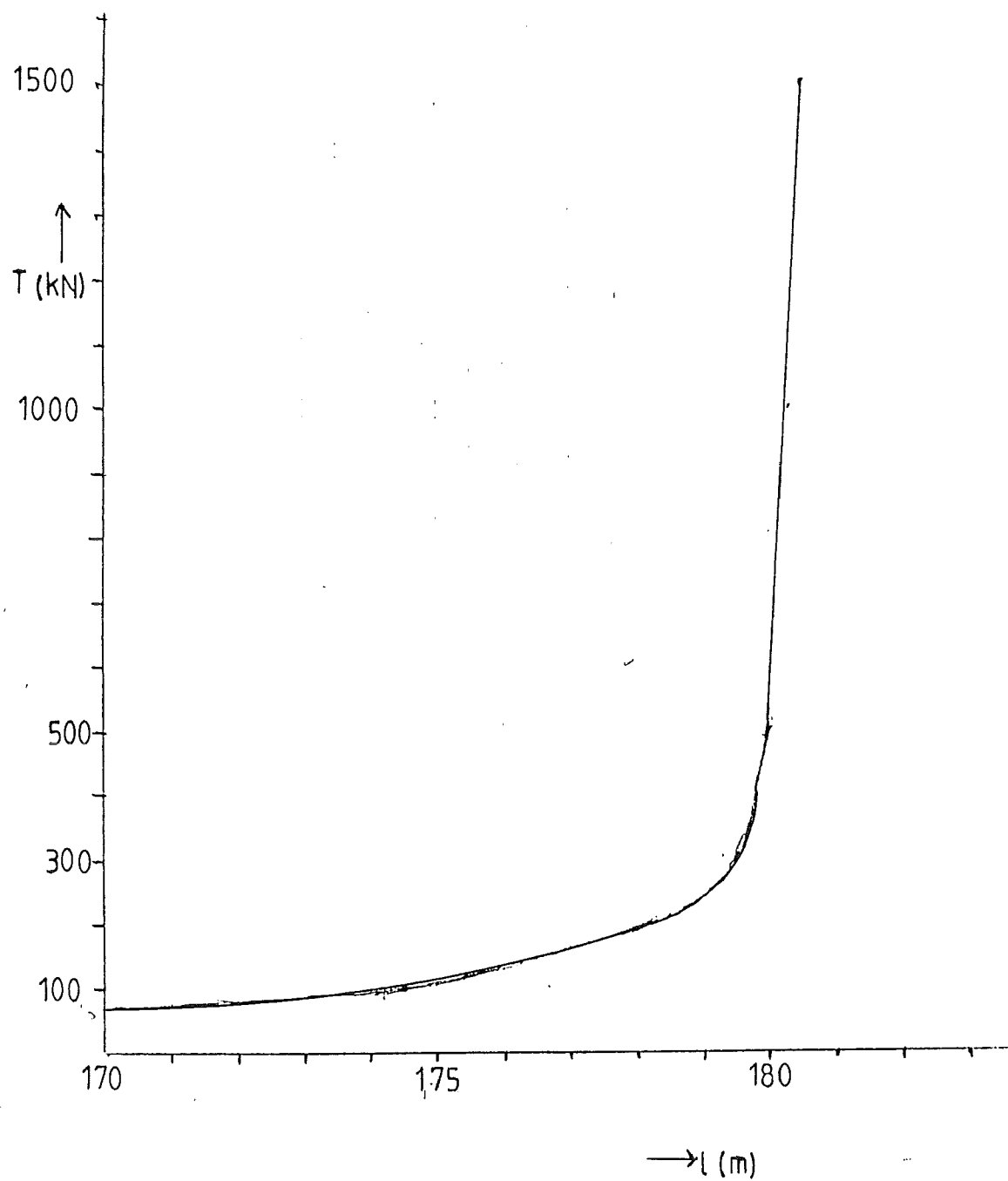
Figuur 39 3 fases voor de onderdrukken tijdens het afzinken



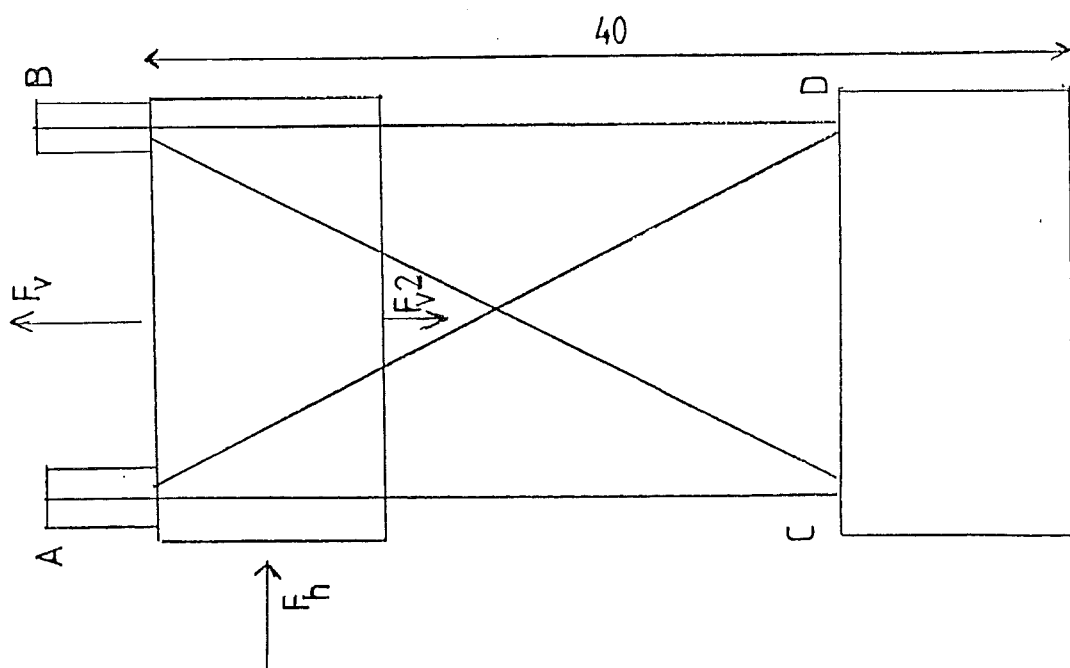
figuur 40a Het geschematiseerde aanzicht



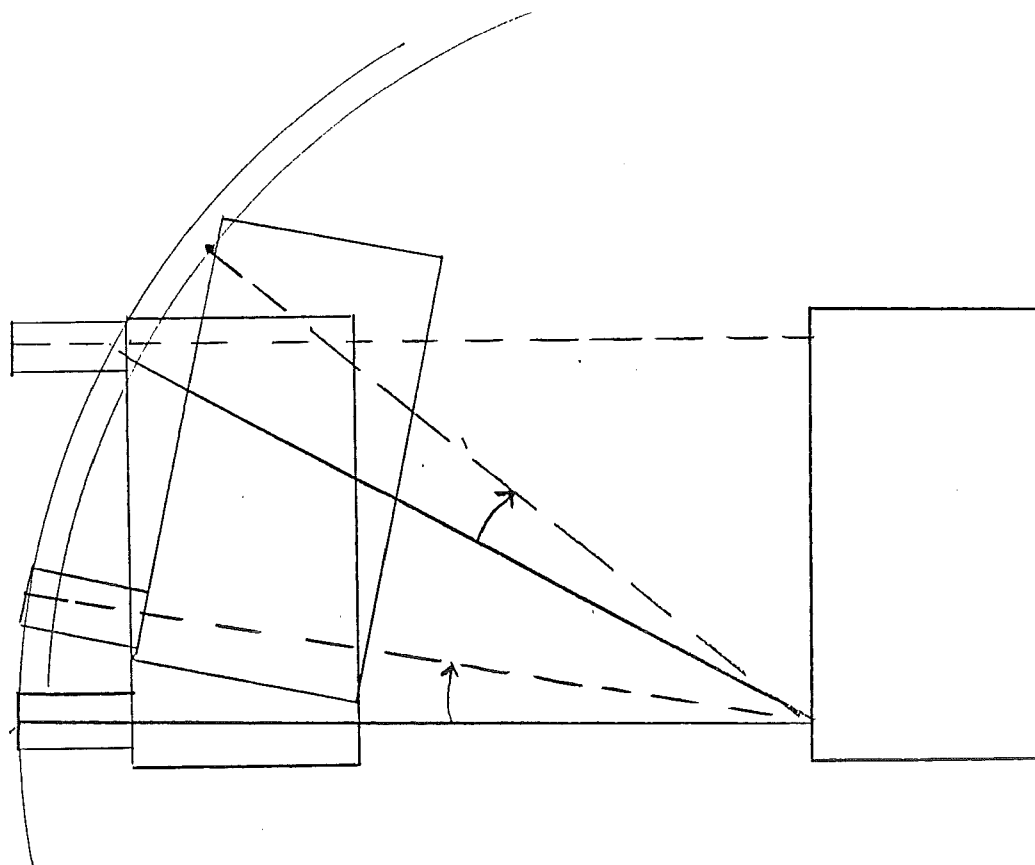
figuur 40b Het veersysteem



Figuur 41 Relatie voorspankracht T - overspanning l

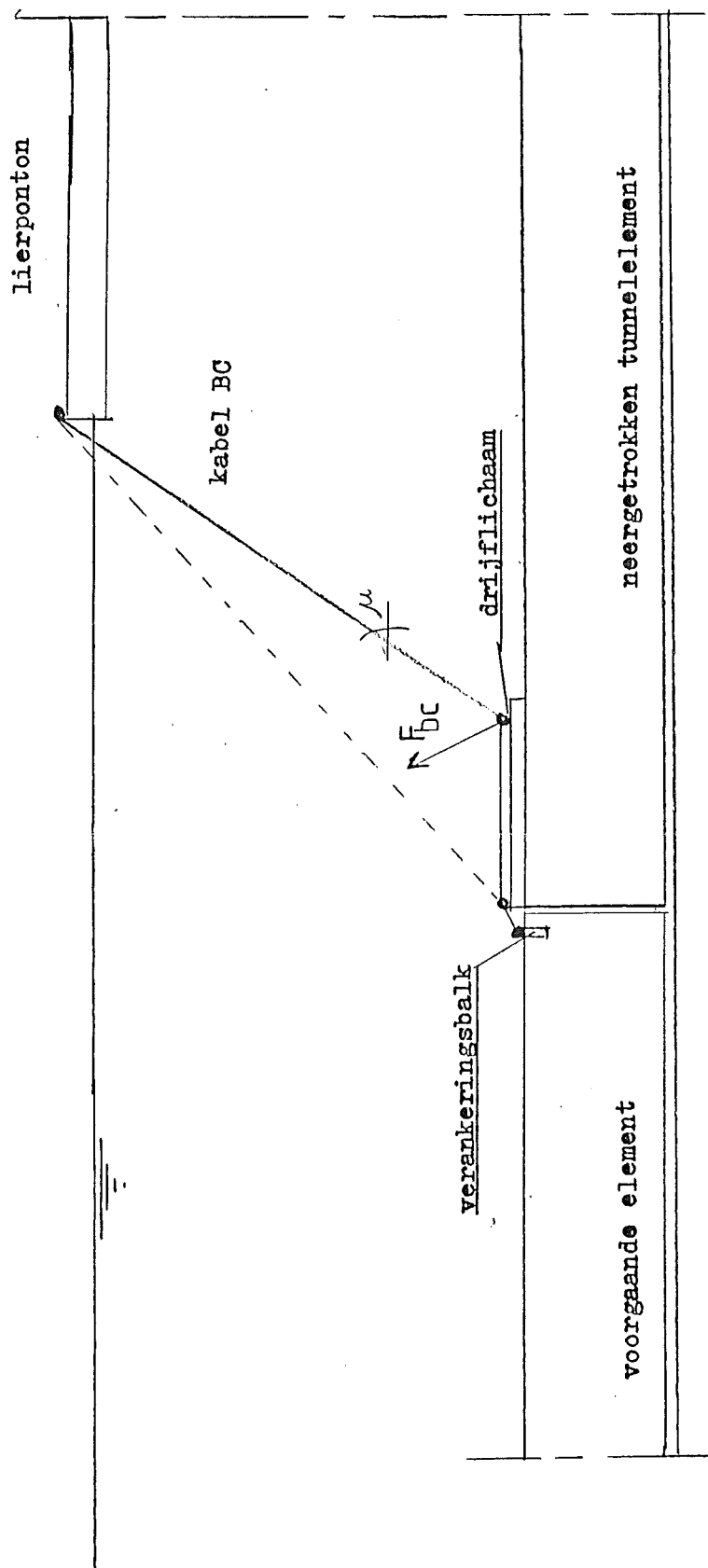


figuur 42a Aanzicht Positive Buoyancy Methode

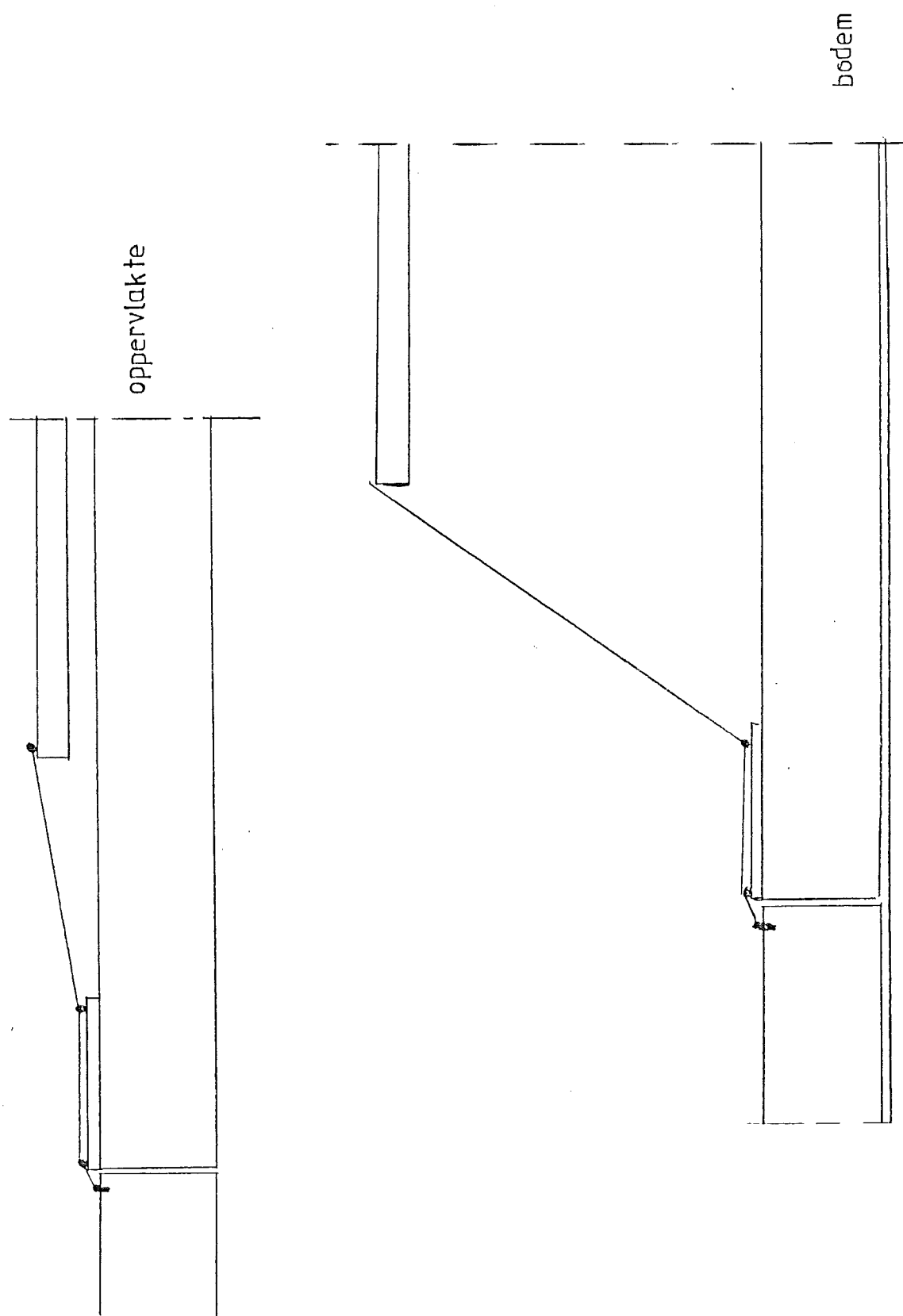


figuur 42b Rotatie Positive Buoyancy Methode

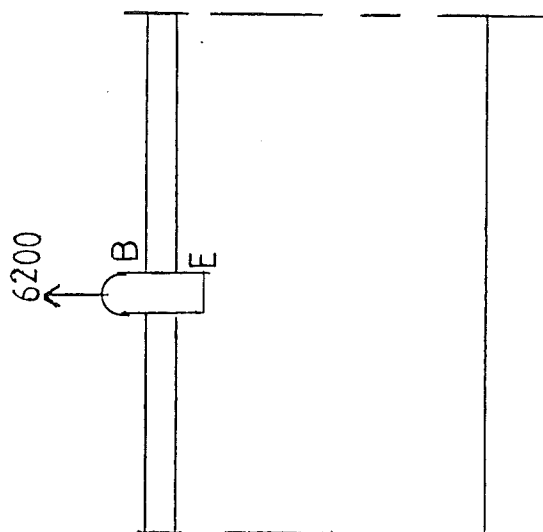
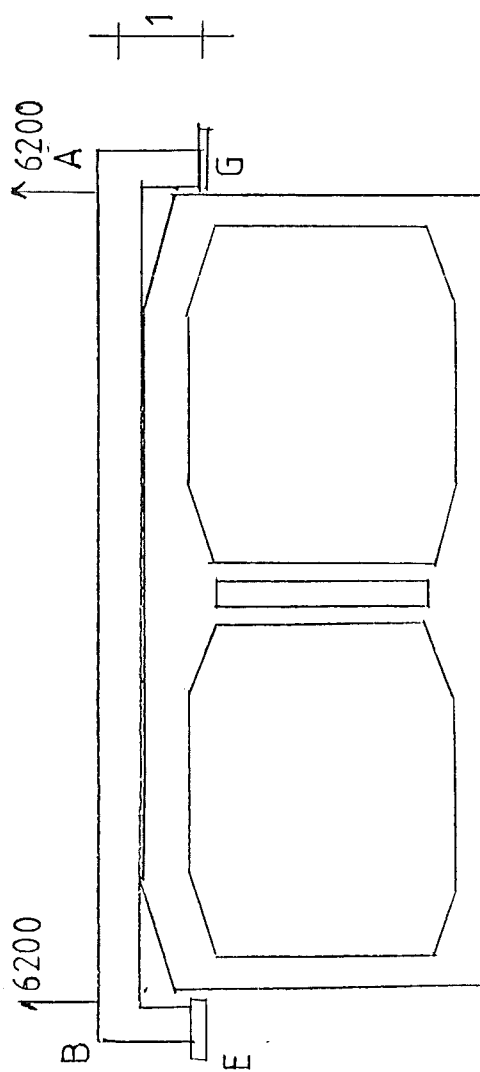
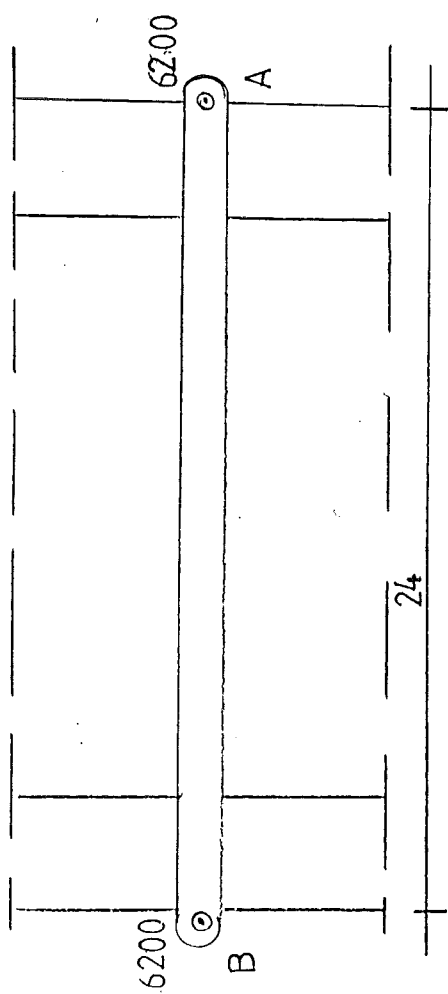
Figuur 42 De ankerkabelkrachten Positive Buoyancy Methode



Figuur 43 De situatie op de bodem



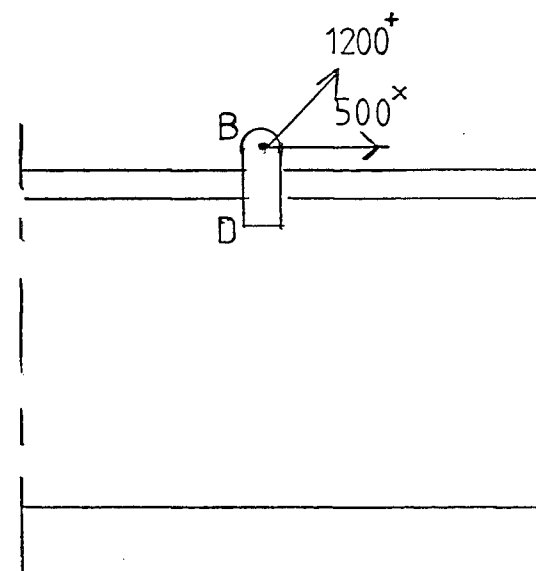
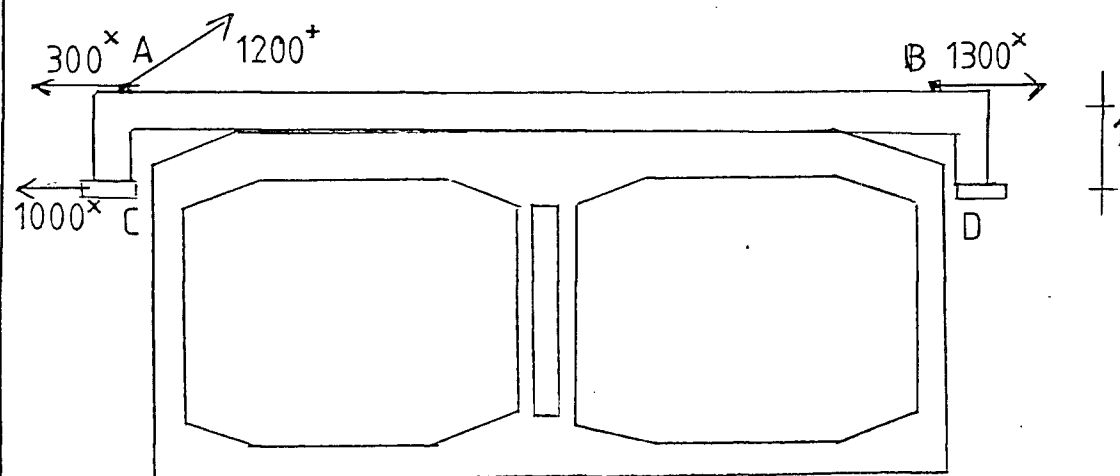
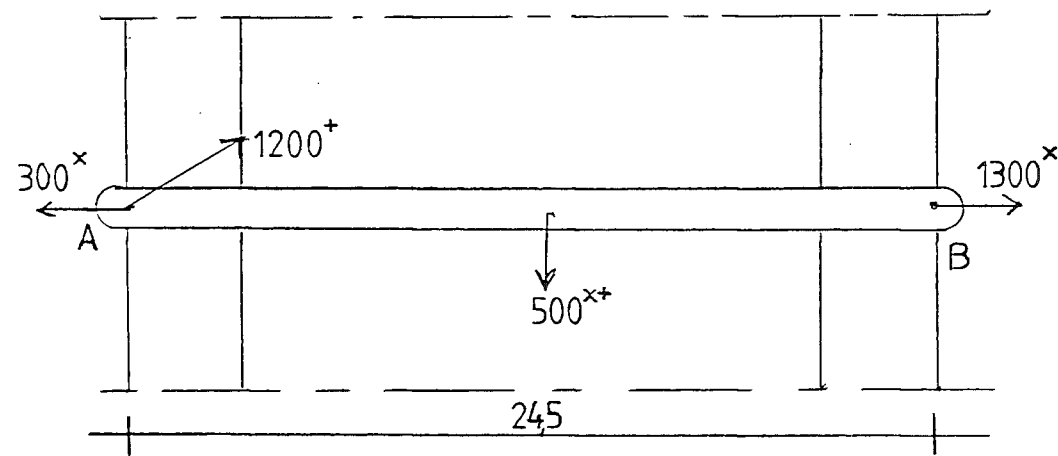
Figuur 44 Invloed bewegingen lierponton



krachten in (kN)

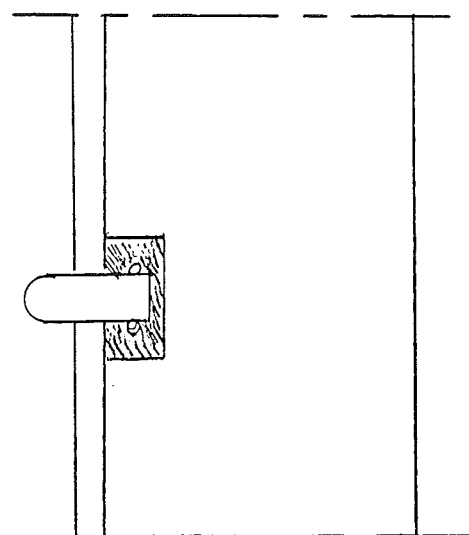
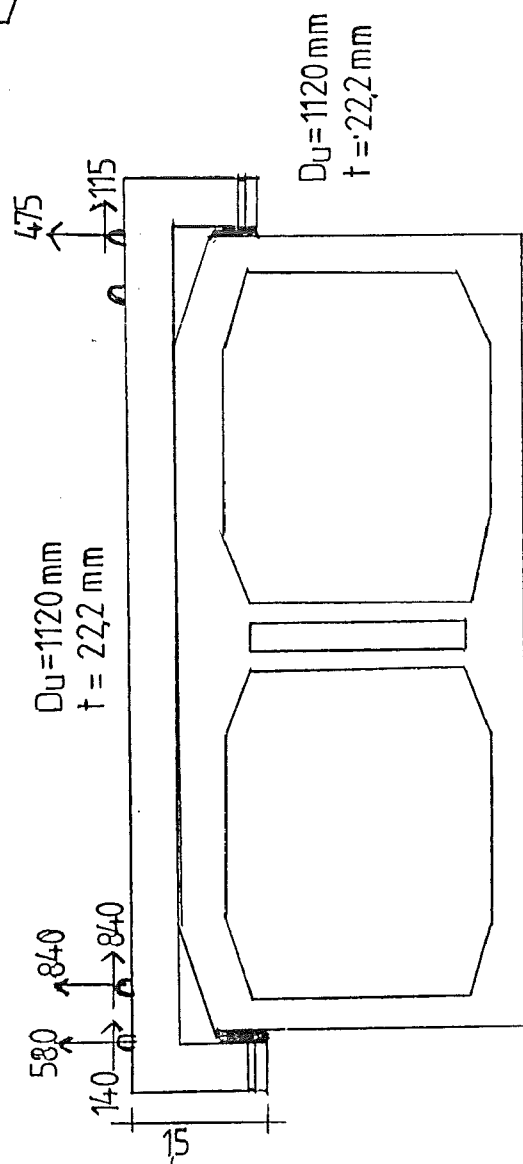
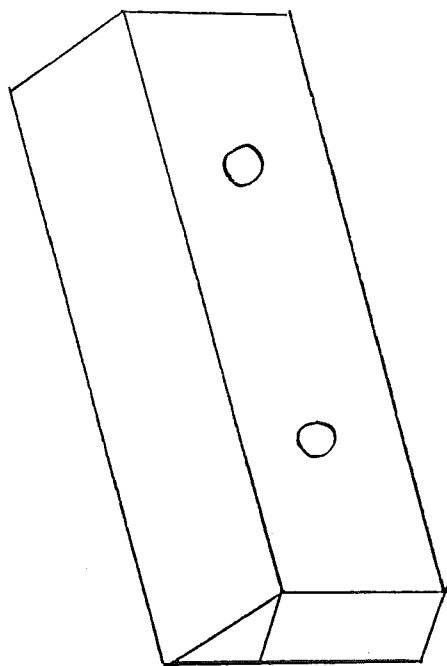
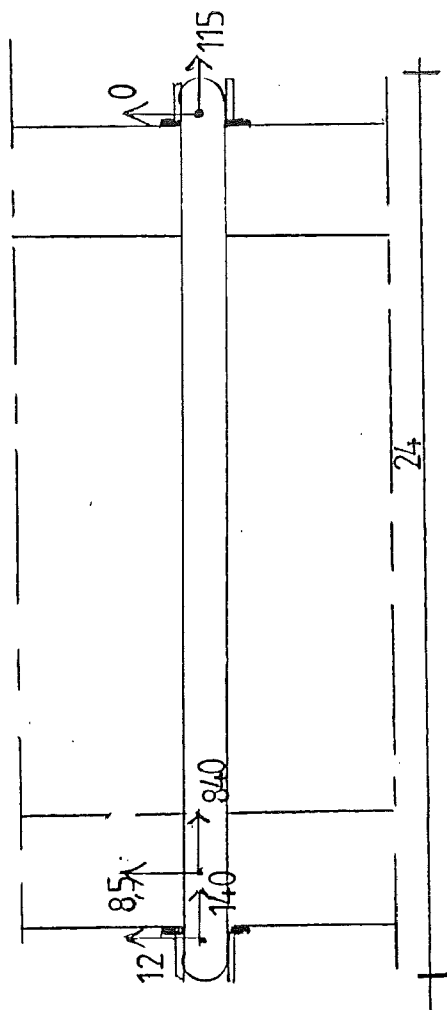
Figuur b1 De hijsbalk

Figuur b2 De bolderbalk

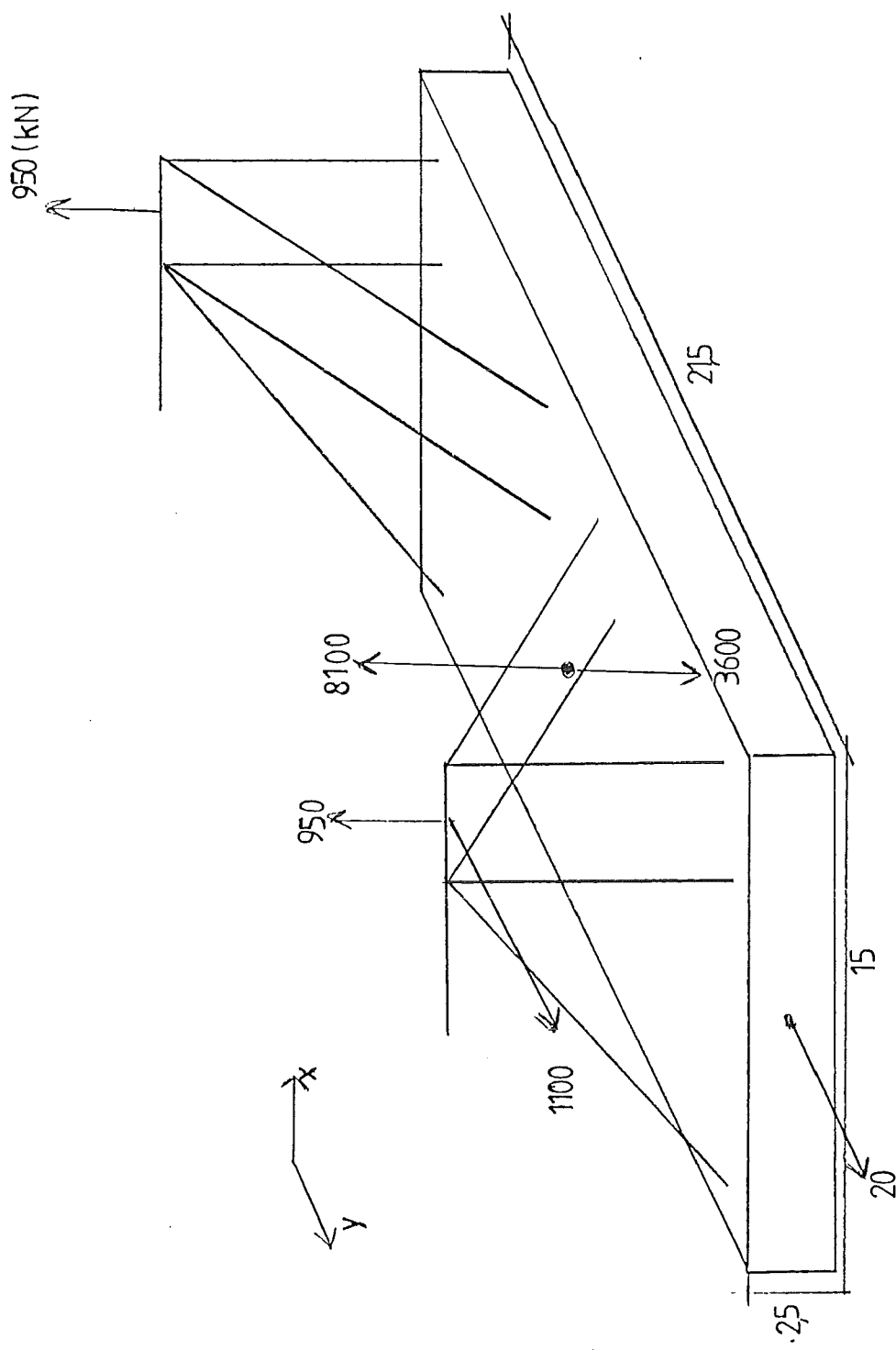


x (N.B.M. 1)
 $+$ (N.B.M. 2)

krachten in (kN)

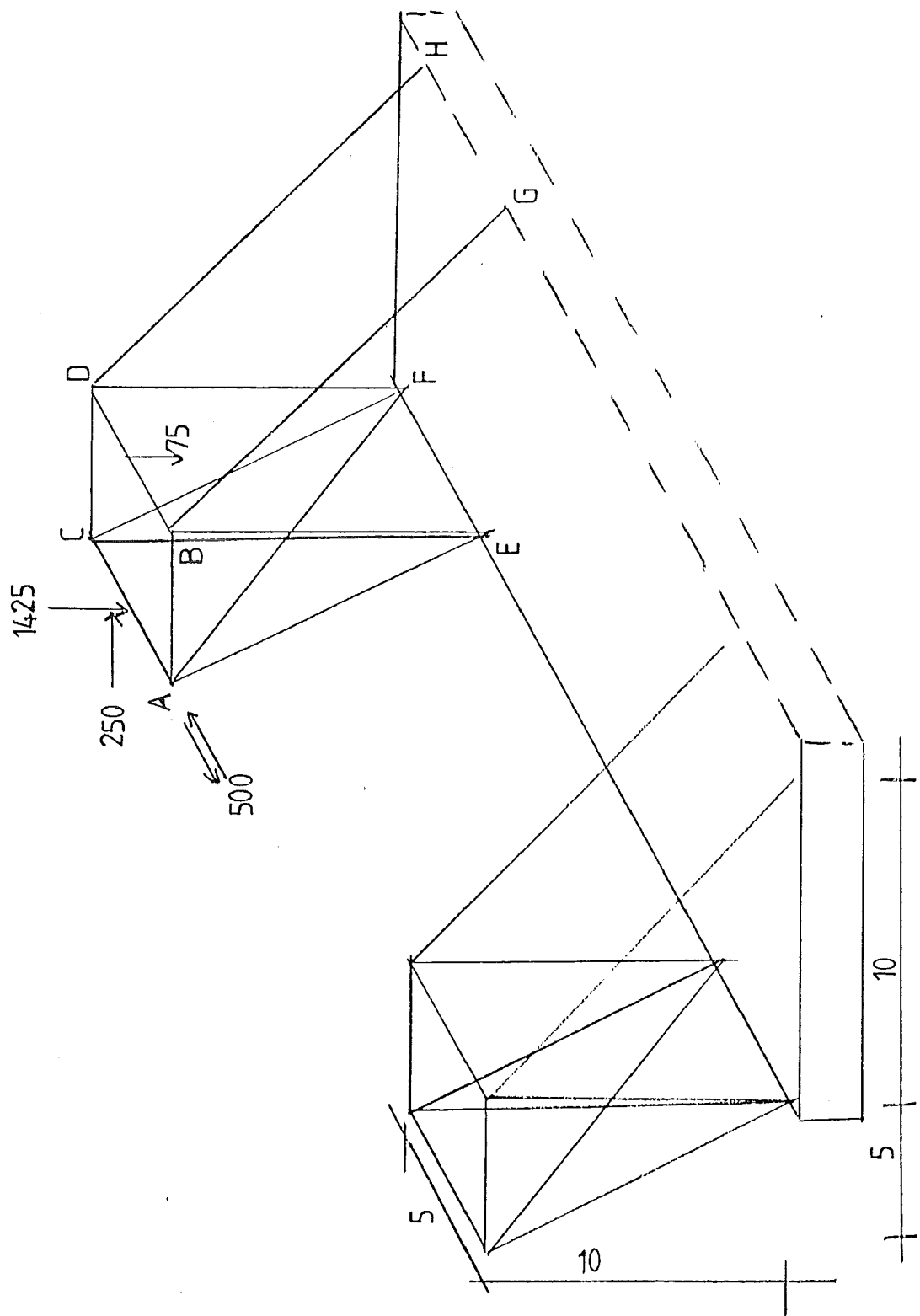


Figuur b4 De verankeringsbalk



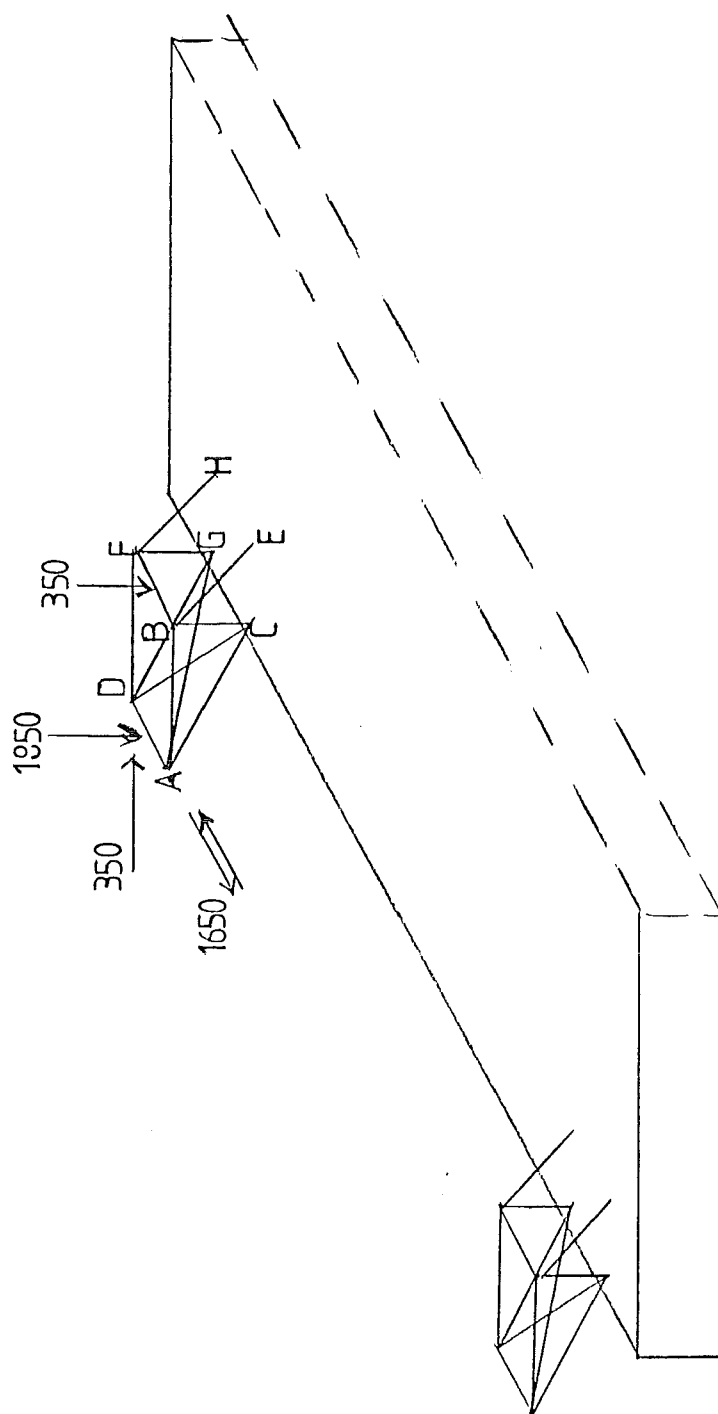
krachten in (kN)

Figuur b5 Het ankerblok



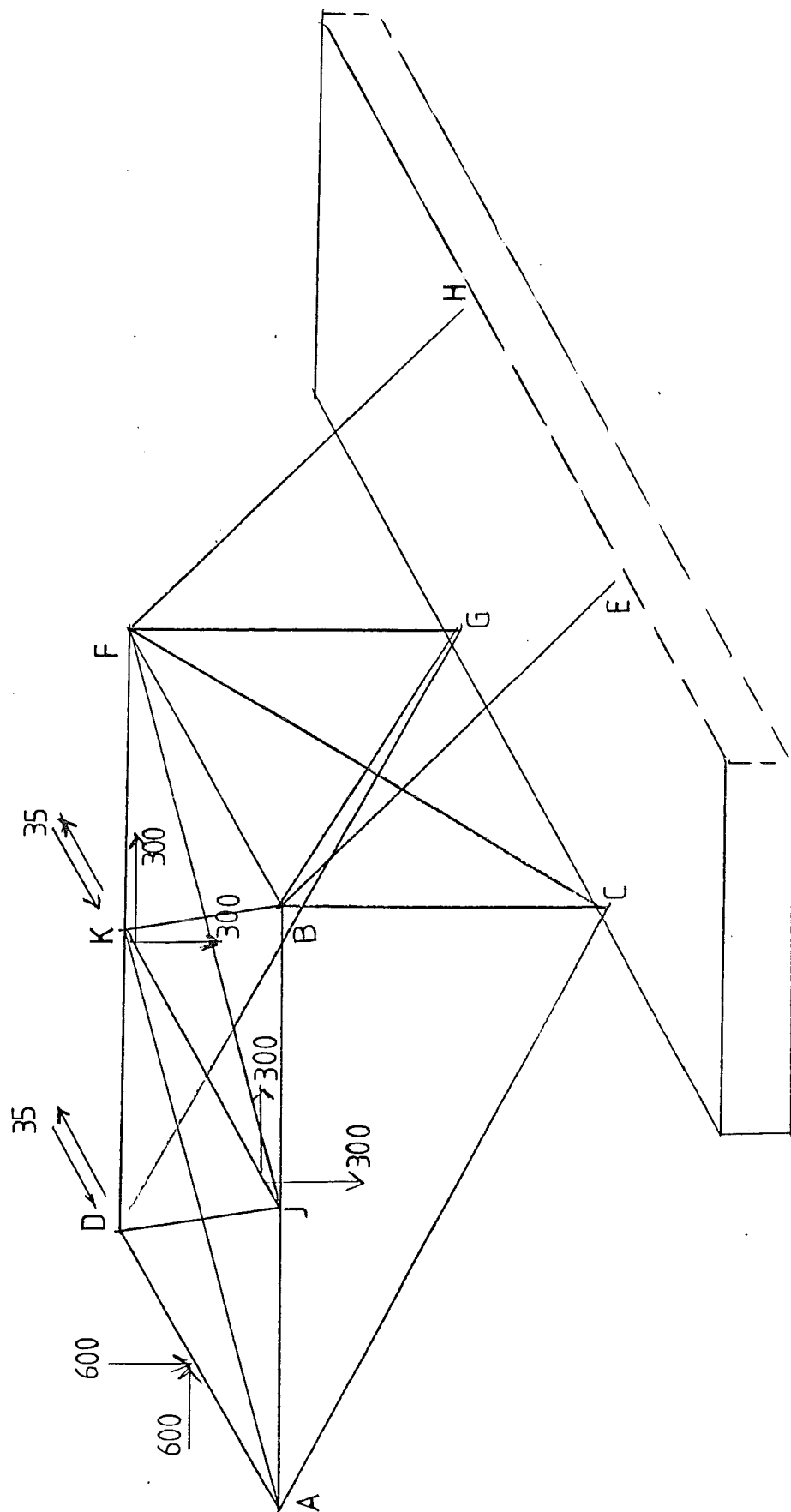
krachten in(kN)

Figuur b6 De grote A-frames



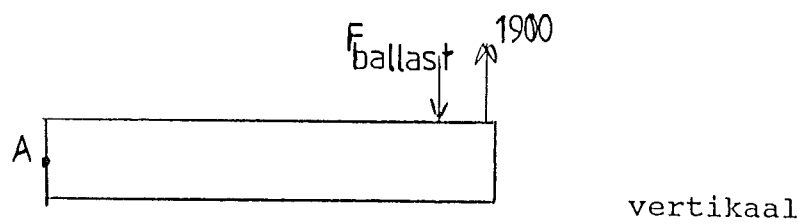
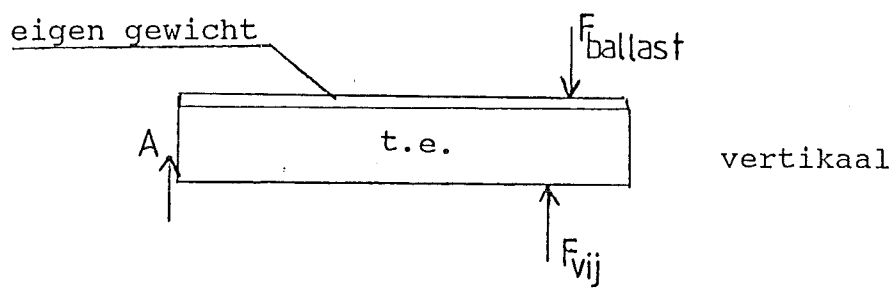
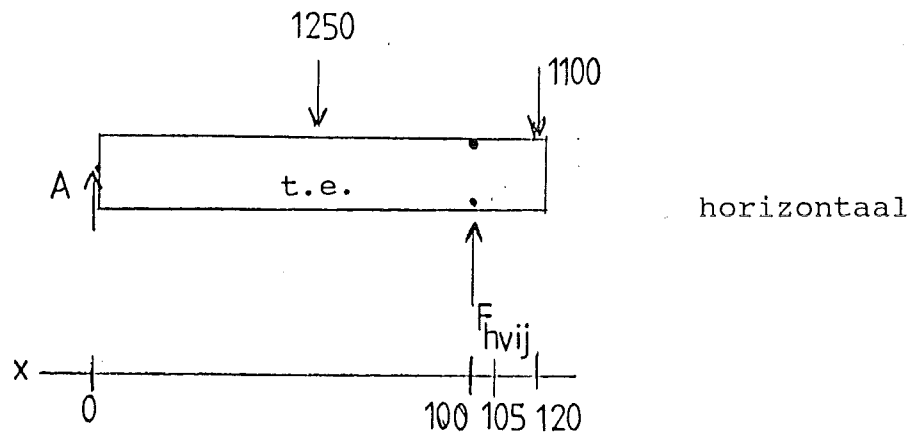
krachten in (kN)

Figuur b7 De kruiskabelframes

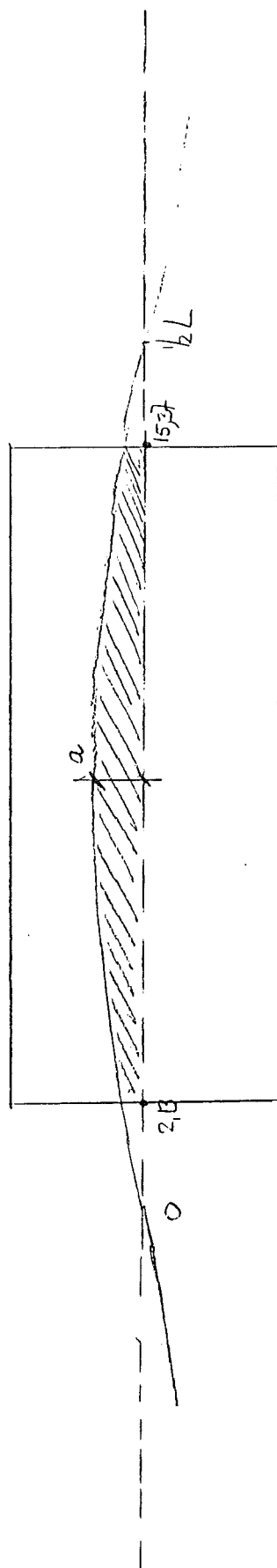


krachten in (kN)

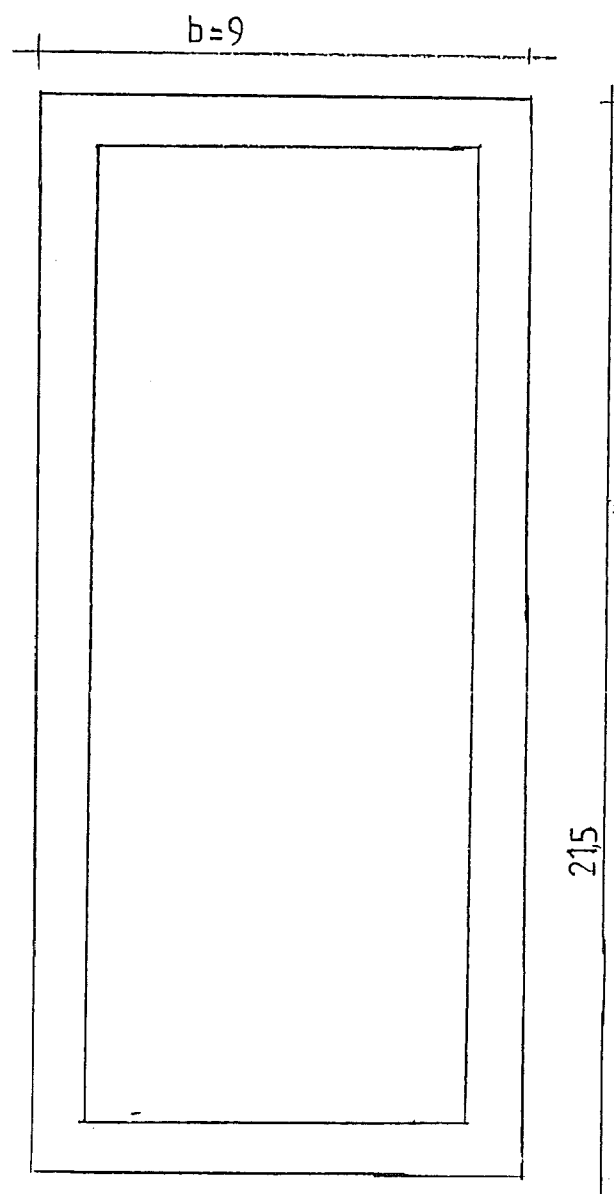
Figuur b8 De takelframes



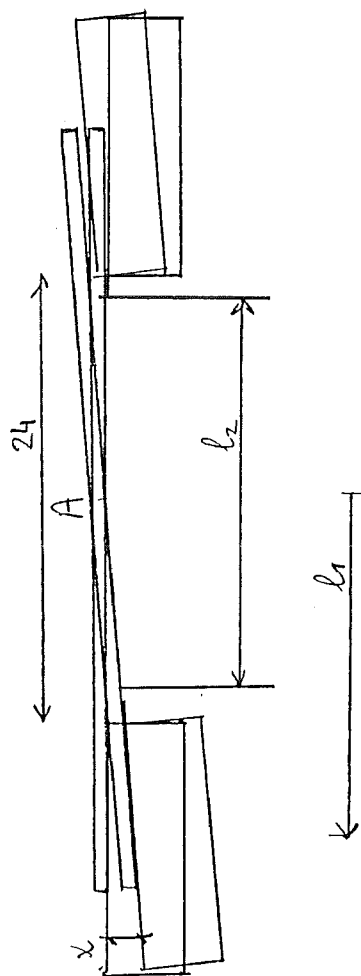
Figuur b9 en b10 De fundering van het voorgaande element



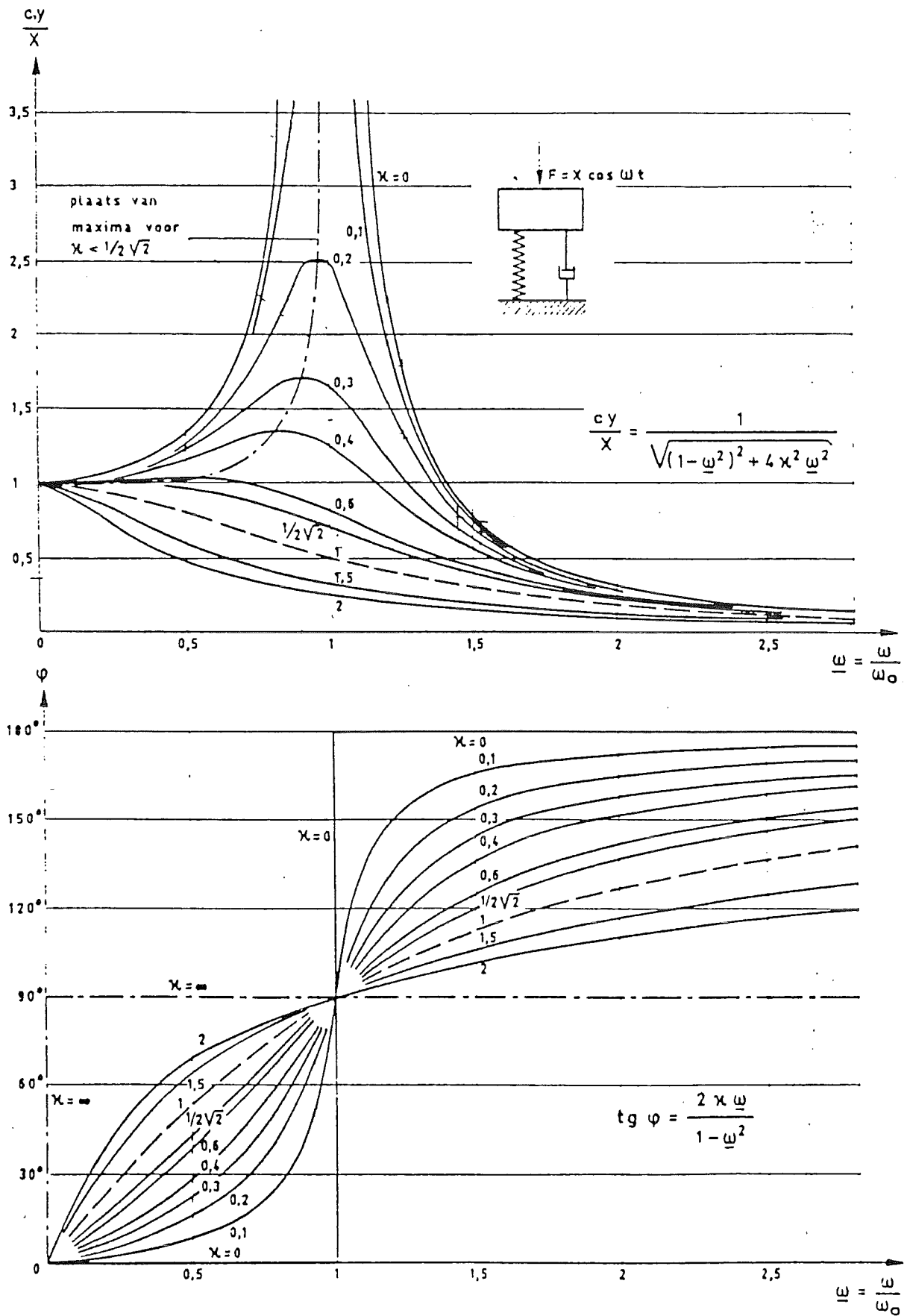
Figuur b13 Een passerende golf



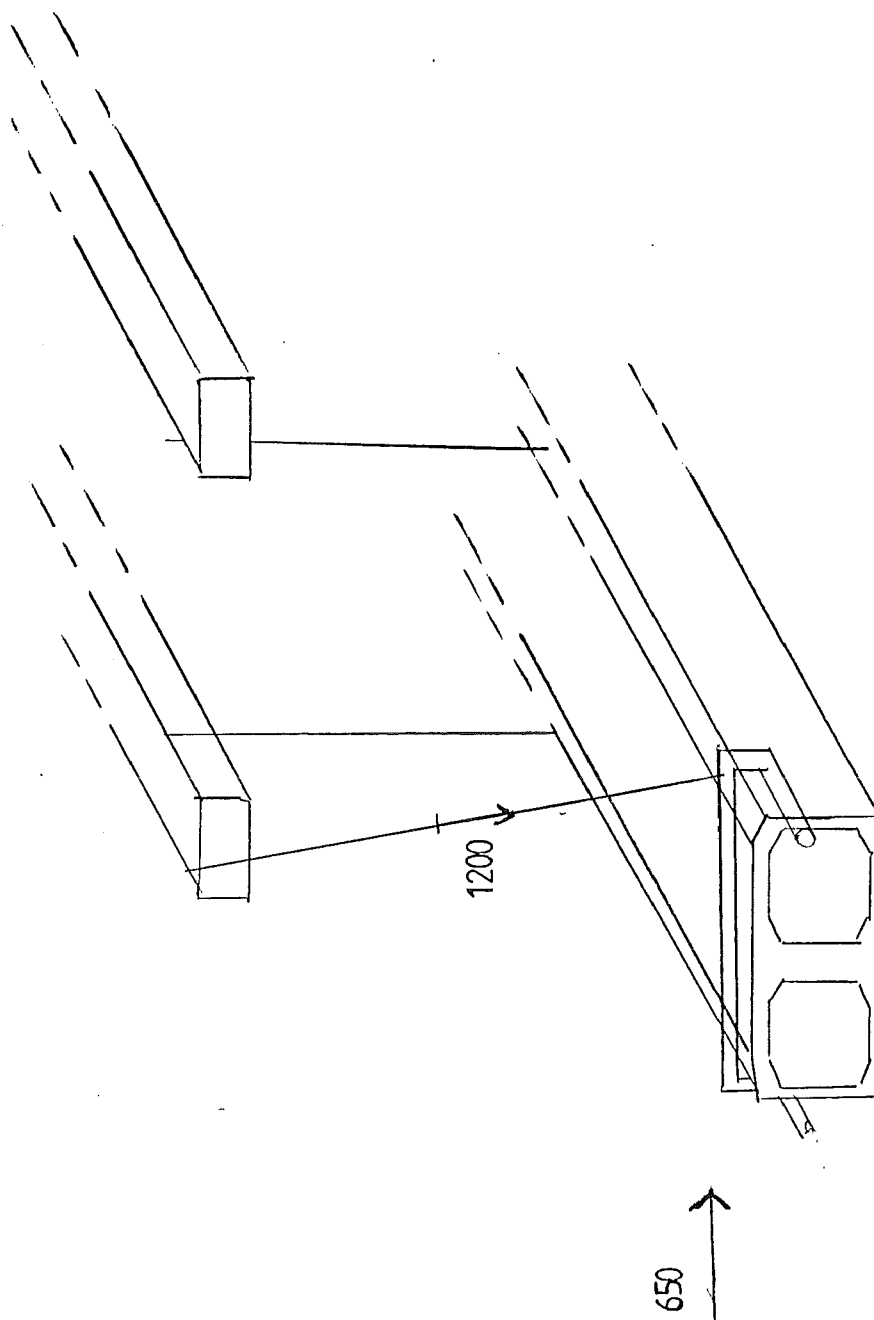
Figuur b14 Het geschematiseerde tunnelelement



Figuur b15 Rollen catamaran

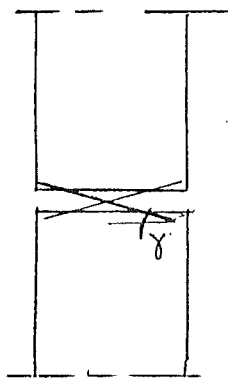


Figuur b16 De versterkingsfactor

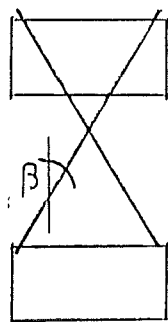


krachten in (kN)

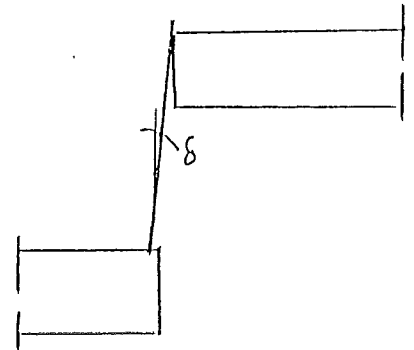
Figuur b17 Ankerkabelkracht NBM 2



bovenaanzicht

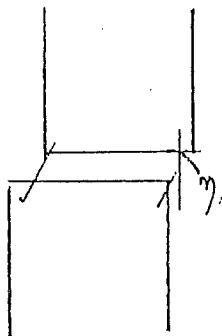


vooraanzicht

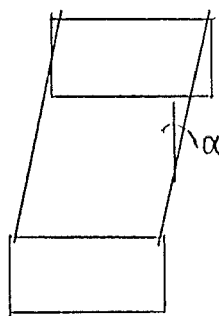


zijaanzicht

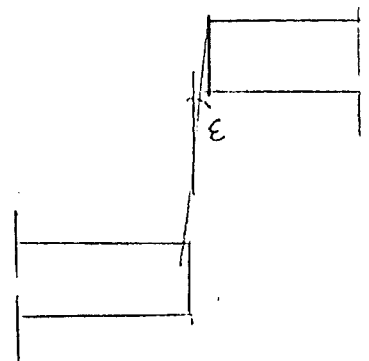
kruiskabels



bovenaanzicht

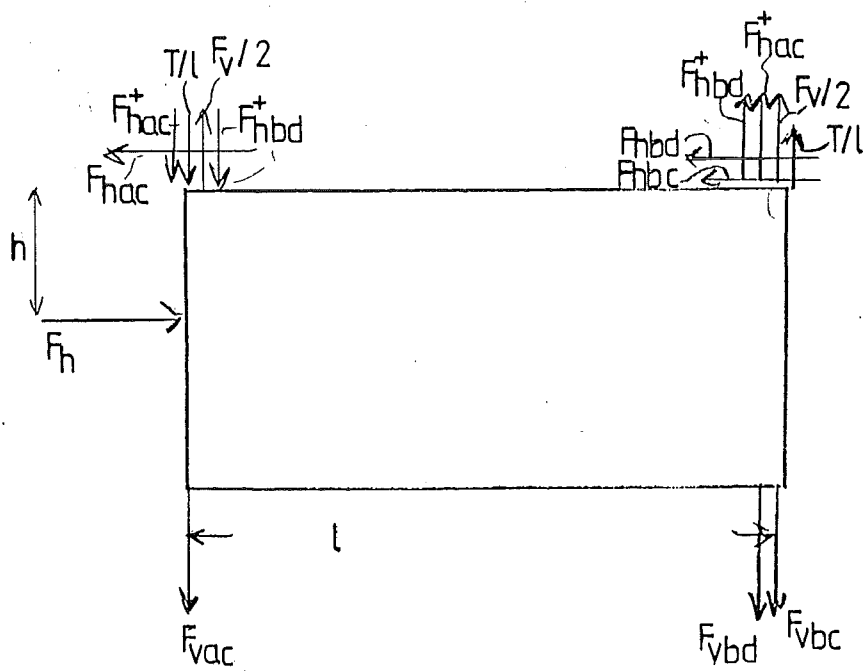


vooraanzicht



zijaanzicht

neertrekkabels



$$T = F_h \times h$$

$$F_{hac}^+ = F_{hac} \times 10/l$$

$$F_{hbd}^+ = F_{hbd} \times 10/l$$

Figuur b19 De krachten op het tunnelement

juni 1990

Het afzinken van tunnels volgens de
Negative en Positive Buoyancy Methode
(bijlagen)

door: A.J.C. van Aart

Afstudeercommissie: - prof. ir. A. Glerum
- ir. J. Saveur
- ir. K.G. Bezuyen

Bijlagen

B1	Het draaiboek van de Negative Buoyancy Methode . . .	1
B2	Het draaiboek van de Positive Buoyancy Methode . . .	6
B3	De gewichtsbalans van de Negative Buoyancy Methode .	11
B4	De gewichtsbalans van de Positive Buoyancy Methode .	12
B5	De catamaranverbinding	13
B6	De hijs- en bolderbalken	16
B7	De vangconstructie	21
B8	De afmetingen van de drijflichamen.	23
B9	De verankeringsbalk	24
B10	De afmetingen van het ballastblok	25
B11	De afmetingen van het ankerblok	26
B12	De bevestiging van het drijflichaam aan het tunnelelement	27
B13	De grote A-frames	29
B14	De kruiskabelframes	35
B15	De bevestiging van de schijvenblokken aan de buizen	40
B16	De takelframes	42

B17	De fundering van het voorgaande element	49
B18	Het herziene draaiboek van de Negative Buoyancy Methode 1	54
B19	Het herziene draaiboek van de Negative Buoyancy Methode 2	60
B20	Het herziene draaiboek van de Positive Buoyancy Methode	64
B21	De berekening van de onderdrukken	71
B22	De ankerkabelkrachten bij de Negative Buoyancy Methode 1	74
B23	De bewegingen van de afzinkpontons/ drijflichamen .	78
B24	De invloed van de bewegingen van de afzinkpontons bij de Negative Buoyancy Methode 1	82
B25	De ankerkabelkrachten bij de Negative Buoyancy Methode 2	86
B26	De invloed van de bewegingen van de afzinkpontons bij de Negative Buoyancy Methode 2	87
B27	De ankerkabelkrachten bij de Positive Buoyancy Methode	89
B28	De invloed van de bewegingen van de lierponton bij de Positive Buoyancy Methode	92

Bijlage B1 Het draaiboek van de Negative Buoyancy Methode

Het draaiboek is opgesteld vanaf het bouwdok tot en met het afzinken. Eerst volgt een lijst met activiteiten, daarna een met benodigd materieel.

B1.1 De activiteiten

1). Het element ligt gereed in het bouwdok. Het bouwdok staat onder water. Een deel van de permanente ballast is reeds aanwezig.

1a). De afzinkpontons worden door sleepboten tot net buiten het bouwdok gebracht.

1b). Een drijvend bok haalt de afzinkpontons buiten het bouwdok op.

1c). Het drijvend bok plaatst de afzinkpontons op het tunnelelement.

1d). Met behulp van het drijvend bok wordt het tunnelelement verbonden met een viertal houdlieren op de bouwdokdijk.

1e). De afzinkpontons worden leeggepompt. Het element gaat drijven en wordt tegelijk getrimd.

1f). Aan de voorzijde van het element maken nu 2 sleepboten vast. 2 van de 4 houdlieren worden ontkoppeld.

1g). De sleepboten trekken het element naar buiten. Tegelijkertijd worden de 2 houdlieren aan de achterzijde van het element gevierd.

1h). Als het element geheel buiten het bouwdok is, maken er 2 sleepboten aan de achterzijde van het tunnelelement vast. De laatste 2 houdlieren worden ontkoppeld.

2). Voorbereiding op de afzinkplaats.

2a). Bekendmaken van de scheepvaartstremming en de scheepvaartgeul markeren met boeien.

2b). De ankers voor de lierpontons worden aangebracht en deze worden gemarkeerd met boeien.

2c). De lierpontons worden opgehaald en deze worden vastgemaakt aan de ankers.

2d). De zinksleuf wordt opgeschoond.

2e). De allerlaatste weersvoorspellingen worden verwerkt.

Op de afzinkplaats zijn geruime tijd van te voren reeds de zinksleuf gebaggerd en de funderingstegels aangebracht.

3). Het transport van het element.

3a). De 4 sleepboten transporteren het element door de transportgeul richting afzinkplaats.

3b). Op de afzinkplaats wordt het tunnelelement voorlopig gepositioneerd en vastgemaakt aan de lierpontons.

3c). De afzinkpontons worden eveneens vastgemaakt aan de lierpontons.

3d). De sleepboten gooien los, 2 blijven er stand by gedurende de hele operatie.

4). Het afzinken.

4a). De lieren op de afzinkpontons en de lierpontons worden gevierd, waardoor het element naar beneden zakt.

4b). Het afzinken vindt plaats tot 2 m boven de zinksleufbodem.

4c). Het element wordt nu naar zijn voorganger toegetrokken tot op 0.5 m.

4d). De aanvaarbescherming voor het Gina-profiel wordt verwijderd door duikers.

4e). Verder afzinken vindt plaats tot de oplegneuzen op elkaar liggen.

4f). Het element wordt nu tegen zijn voorganger aangetrokken.

4g). Aan het vrije uiteinde wordt het element op de vijzels gezet. De vijzels hebben vooraf een bepaalde vooruitslag gekregen. Ze steunen nu op de funderingstegels.

4h). De voegkamer tussen de elementen wordt leeggepompt waardoor de Gina een extra indrukking krijgt.

4i). De kabels van de lierpontons en de afzinkpontons worden gevierd.

5). Na het afzinken.

5a). De afzinkpontons halen de afzinkkabels in (na loskoppeling) en worden losgemaakt van de lierpontons.

5b). De afzinkpontons worden van de afzinklokatie afgevoerd door sleepboten.

5c). De hijsogen en bolders worden van het element gehaald.

5d). De lierpontons worden van hun ankers losgemaakt en afgevoerd door sleepboten.

5e). De lierpontonankers worden gelicht en verplaatst.

5f). Het element wordt onderspoeld.

5g). De scheepvaartmarkering wordt weggehaald en de scheepvaartstremming opgeheven.

5j). Verder in de tijd worden de aanvullingen aangebracht, de kopschotten verwijderd en wordt de tunnel afgewerkt.

B1.2 Het benodigd materieel

Het nummer voor het onderdeel verwijst naar de betreffende aktiviteit.

Op een afzinkponton zijn gemonteerd:

- bolders 4 stuks 50 ton.
- afzinklieren 2 stuks 50 ton.
- pompen voor ledigen afzinkponton.
- afsluiters voor vullen afzinkponton.

Op een lierponton zijn gemonteerd:

- 1 lier 75 ton.
- 2 lieren 100 ton.
- 2 lieren 10 ton.

Op het element zijn gemonteerd:

- bolders 2 stuks 150 ton.
1 stuk 75 ton.
- hijsogen 4 stuks 200 ton.
- aanvaarbescherming Gina-profiel.

In het element zijn o.a. gemonteerd:

- kopschotten.
- vijzels 2 stuks 300 ton.

Voor de activiteiten benodigd materieel:

1a). - 2 afzinkpontons.

- 2 sleepboten.

1b). - 1 drijvend bok.

1d). - 4 houdlieren.

1f). - 2 sleepboten.

1h). - 2 sleepboten.

2a). - Boeien. Het aantal is niet precies bekend.

2b). - Ankers:- 8 stuks 100 ton (gewichtsanker).

- 4 stuks 50 ton (gewichtsanker).

- 12 stuks 10 ton (sleepanker).

2c). - 2 sleepboten voor ophalen lierpontons.

- 6 lierpontons 30 x 10 x 2 m³.
- 8 lieren 100 ton (ankerlieren).
- 4 lieren 50 ton (ankerlieren).
- 6 lieren 75 ton (lierpontons-element).
- 12 lieren 10 ton (ankerlieren).
- 4 lieren 10 ton (lierpontons-afzinkpontons).
- 1 lier 50 ton (aantrekken element).
- 6 takelsystemen (op lierpontons).

- Er is een drijvend bok nodig voor het installeren van de ankers en een sleepboot voor het overbrengen van de kabels.
- 2d). - Een eenheid die nauwkeurig zand kan zuigen.
- 2e). - Communicatie-apparatuur.
- 3a). - 4 sleepboten.
- 3b). - 1 sleepboot voor overbrengen kabels.
- 3c). - 1 sleepboot voor overbrengen kabels.
- 4d). - 1 drijvend bok voor ophijsen materieel.
- 5a). - duikers om hijsogen los te maken.
 - 2 sleepboten.
- 5c). - 1 drijvend bok.
- 5d). - 2 sleepboten.
- 5e). - 1 drijvend bok.
- 5f). - Equipment om te onderspoelen.

Bijlage B2 Het draaiboek van de Positive Buoyancy Methode

Het draaiboek is opgesteld vanaf dat het tunnelement gereed ligt in het bouwdok tot aan de neergetrokken toestand. Eerst volgt een lijst met activiteiten, daarna een met benodigd materieel.

B1.1 De activiteiten

- 1). Het element ligt gereed in het bouwdok. Een deel van de permanente ballast is reeds aanwezig.
- 1a). De lierponton met drijfflichamen wordt tot net buiten het bouwdok gebracht met behulp van sleepboten.
- 1b). Door middel van kabelverbindingen tussen de bolders op de bouwdokdijk en lieren op de lierponton, trekt de lierponton zichzelf naar binnen.
- 1c). Op het moment dat de lierponton met de drijfflichamen boven het ene uiteinde van het tunnelement is gekomen, worden de kabels gevierd waaraan 1 drijflichaam hangt. Het drijflichaam zelf heeft op dit moment geen eigen drijfvermogen.
- 1d). Op het element aangekomen wordt dit drijflichaam aan het element vastgemaakt door borgpennen.
- 1e). De lierponton trekt zich nu naar het andere uiteinde van het tunnelement, waarbij gelijktijdig de kabels, waaraan het eerste drijflichaam hangt, gevierd worden.
- 1f). Idem 1c)., maar dan aan het andere uiteinde van de tunnel.
- 1g). Idem 1d).
- 1h). De lierponton trekt zich nu met behulp van de lieren tot midden boven het element.
- 1i). De pompen op de drijfflichamen worden in werking gesteld, zodat de drijfflichamen leeggepompt worden. Dit gebeurt tot het element nog net niet gaat drijven.

1j). De lieren op de lierponton worden gehaald, waarna het element omhoog komt.

1k). Nadat er contact is gemaakt tussen de lierponton en het tunnelelement, worden de drijflichamen verder leeggepompt. Het geheel heeft nu een eigen drijfvermogen.

1l). Aan de voorzijde van het element maken nu een 2 sleepboten vast. Deze trekken het element naar buiten terwijl tegelijkertijd de lieren op de lierponton gevierd worden.

1m). Eenmaal buiten het bouwdok maken er aan de achterzijde van het element ook 2 sleepboten vast. De lierverbinding tussen de lierponton en de bouwdokdijk wordt verbroken.

2). De voorbereiding op de neertrekplaats.

2a). Bekendmaken van de scheepvaartstremming en de scheepvaartgeul markeren met boeien.

2b). Het ballastblok wordt geplaatst en geballast met water.

2c). Het ankerblok wordt geplaatst en geballast met water.

2d). De zinksleuf wordt opgeschoond.

2e). De allerlaatste weersvoorspellingen worden verwerkt.

Op de neertrekplaats zijn geruime tijd van te voren reeds de neertreksleuf gebaggerd en de funderingstegels aangebracht.

3). Het transport van het element.

3a). De 4 sleepboten transporteren het element door de transportgeul richting neertrekplaats.

3b). Op de neertrekplaats wordt het element voorlopig gepositioneerd met behulp van de sleepboten.

3c). De ankerdraden van de lierponton worden uitgelegd.

3d). Terwijl de sleepboten het element in positie houden brengt een andere sleepboot met behulp van een duiker het kabelsysteem over. De duiker brengt de koppeling tussen het

element, het ballastblok, het voorgaande element en het ankerblok tot stand (in totaal 8 verbindingen).

3e). De lieren op de lierponton worden gehaald, zodat de kabels voorgespannen worden.

3f). De sleepboten gooien los en blijven stand by.

4). Het neertekken.

4a). De lieren op de lierponton worden gehaald. Het element wordt naar beneden bewogen.

4b). Het element wordt neergetrokken tot 2 m boven de sleufbodem.

4c). De aanvaarbescherming wordt verwijderd door duikers.

4d). Het neertrekken vindt verder plaats tot het element op zijn tijdelijke steunpunten ligt (oplegneus en 2 vijzelpennen).

4e). De drijflichamen worden geballast, zodat het systeem geen drijfvermogen meer heeft.

5). Na het neertrekken.

5a). De voegkamer tussen het reeds geplaatste en het nog definitief te plaatsen element wordt leeggepompt.

5b). De kabels van het kabelsysteem worden gevierd.

5c). De onder 3d). genoemde verbindingen worden losgemaakt door een duiker. Tevens haalt de duiker de borgpennen uit de drijflichamen weg.

5d). De lierponton trekt zichzelf aan zijn ankerkabels tot boven 1 van de 2 drijflichamen. De kabels die vastzitten aan het andere drijflichaam worden verder gevierd.

5e). Het ene drijflichaam wordt opgetakeld en vastgeklemd aan de lierponton, nadat het weer zelfdrijvend gemaakt is.

5f). Idem 5d)., maar dan met het andere drijflichaam.

5g). Idem 5e).

5h). De sleepboten maken vast aan de lierponton.

5i). De ankerdraden van de lierponton worden ingehaald.

- 5j). De lierponton met de drijflichamen wordt weggesleept.
- 5k). De onderspoeling wordt aangebracht.
- 5l). Het ballastblok en het ankerblok worden leeggepompt en verplaatst.
- 5m). Verder in de tijd worden de aanvullingen aangebracht, de kopschotten verwijderd en wordt de tunnel afgewerkt.

B2.2 Het benodigd materieel

Het nummer van het onderdeel verwijst naar de betreffende aktiviteit.

Op een drijflichaam zijn gemonteerd:

- bolders - 2 stuks 150 ton.
- 1 stuk 75 ton.
- de omloopschijven voor de kabels.

Op de lierponton zijn gemonteerd:

- 8 neertreklieren 100 ton.
- 4 ankerlieren 50 ton.
- 2 kranen 10 ton voor takelen drijflichamen.
- 4 bevestigingslieren 10 ton voor drijflichamen.

Op het element zijn gemonteerd:

- 2 drijflichamen.

1a t/m m).

- een lierponton.
- 4 sleepboten.
- 2 drijflichamen.
- 4 bolders op de bouwdokdijk.
- bevestigingspunten voor het kabelsysteem op het tunnelement.
- borgpennen voor de bevestigingen van de drijflichamen.
- 2 vizelpennen 300 ton.

- 2a). - Boeien. Het aantal is niet precies bekend.
- 2b). - Een ballastblok.
 - Pompen en afsluiters voor vullen en ledigen met water.
 - Een drijvend bok voor plaatsen en verplaatsen ballastblok.
 - Hijsogen op het ballastblok.
- 2c). - Een ankerblok.
 - Pompen en afsluiters voor vullen en ledigen met water.
 - Een drijvend bok voor plaatsen en verplaatsen ankerblok.
- 2d). - Een eenheid die nauwkeurig zand kan zuigen.
- 2e). - Communicatie-apparatuur.

- 3a). - 4 sleepboten.
- 3c). - Sleepboot voor uitleggen ankerkabels.
- 3d). - Duiker.

- 4c). - Een drijvend bok voor berging materieel.
 - Duikers.

- 5c). - Duikers.
 - Een sleepboot of een drijvend bok.
- 5h). - 4 sleepboten.
- 5k). - Onderspoelequipment.
- 5l). - Een drijvend bok.

Bijlage B3 De gewichtsbalans van de Negative Buoyancy Methode

Voor het onderwatervolume van de afzinkponton is afgeleid:

$$V_{dlo} = V_{tu} * (1.03 \rho_{wmax} - \rho_{wmin}) / (1.6 * \rho_{wmin}) + \frac{1}{2} B * L$$

$$V_{tu} = 9 * 120 * 21.5 = 23000 \text{ m}^3.$$

$$\rho_{wmax} = 1020 \text{ kg/m}^3.$$

$$\rho_{wmin} = 1005 \text{ kg/m}^3.$$

$$\text{Stel } B = 26.5 \text{ m en } L = 20 \text{ m dan } H = 1.75 \text{ m.}$$

$$\text{Er is gekozen voor de afmetingen } L \times B \times H = 20 \times 26.5 \times 1.75 \text{ m}^3.$$

Bijlage B4 De gewichtsbalans van de Positive Buoyancy Methode

Voor het benodigde volume voor het drijflichaam is afgeleid:

$$V_{dl} = V_{tu} * (1.03 * \rho_{wmax} - \rho_{wmin}) / (2/3 * \rho_{wmin})$$

$$V_{tu} = 9 * 120 * 21.5 = 23000 \text{ m}^3.$$

$$\rho_{wmax} = 1020 \text{ kg/m}^3.$$

$$\rho_{wmin} = 1005 \text{ kg/m}^3.$$

Deze waarden ingevuld geeft voor het benodigde volume 1550 m³. Er zijn 2 drijflichamen, dus 775 m³ per drijflichaam.

Er is gekozen voor de afmetingen 20 x 26.5 x 1.45 m³.

- Hier moet nog 0.2 m bij geteld worden voor de extra opwaartse kracht. De afmetingen worden dan 20 x 26.5 x 1.65 m³.

Als gevolg van de extra hoogte neemt het gewicht toe met:

$$1/3 * 0.2 * 26.5 * 20 * \rho_w * g = 350 \text{ kN}.$$

$$\text{Toename diepgang: } 350 / (\rho_{wmin} * g * B * L) = 0.05 \text{ m}.$$

- Voor de zadelconstructie geldt hetzelfde benodigde volume voor het drijfvermogen als bij de platte bak.

Bijlage B5 De catamaranverbinding

De catamaranverbinding bij de Negative Buoyancy Methode 1 en Negative Buoyancy Methode 2 wordt op dezelfde wijze uitgevoerd. De verbinding bestaat uit een langsverbinding met daarop gemonteerd een dwarsverbinding. Aan de dwarsverbinding wordt het schijvenblok gemonteerd (figuren 14,15 en 16).

De afstand tussen de afzinkpontons bedraagt 24 m. Het hefpunt (de plaats van het schijvenblok) bevindt zich op 0.75 m van een afzinkponton.

De langsverbinding

De langsverbinding wordt belast door een tweetal puntlasten van elk 4100 kN (2600 kN als gevolg van het tunnelgewicht en 1500 kN als gevolg van de golfbelasting). Dit wordt 6200 kN rekenbelasting.

De verbinding wordt berekend als zijnde scharnierend opgelegd. Voor het maximaal moment wordt gevonden:

$M = 0.75 \cdot F = 4600 \text{ kNm}$. Voor de dwarskracht volgt 6200 kN.

Als ontwerpeisen gelden:

$\tau = D \cdot S / b \cdot I \leq 0.58 \cdot \sigma_e$ en $M / W \leq \sigma_e$ met $\sigma_e = 240 \text{ N/mm}^2$.

Er wordt voor gekozen de verbinding te laten bestaan uit een viertal evenwijdig gemonteerde liggers. Liggers van het type HE 900 A voldoen aan de gestelde eisen.

HE 900 A:

$S = 5.41 \text{e}6 \text{ mm}^3$

$W = 9.48 \text{e}6 \text{ mm}^3$

$I = 4.22 \text{e}9 \text{ mm}^4$

$$b = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Massa} = 252 \text{ kg/m'}$$

$$\tau = 124 \text{ N/mm}^2 < 139 \text{ N/mm}^2.$$

$$\sigma = 121 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2.$$

De dwarsverbinding

De dwarsverbinding wordt opgelegd op de 4 liggers HE 900 A. De ligger heeft een lengte van 4.7 m (dit is gelijk aan 4 keer de breedte van een HE 900 A, plus 2 keer een tussenruimte van 1 m tussen de buitenste liggers, plus een tussenruimte van 1.5 m tussen de middelste liggers). In het midden van de verbinding wordt het schijvenblok aan de verbinding bevestigd. De dwarsverbinding wordt belast door een puntlast van 6200 kN rekenbelasting. Deze puntlast veroorzaakt een buigend moment in de dwarsverbinding met een grootte van 2300 kNm. De ontwerpeisen zijn dezelfde als bij de langsverbinding.

De oplegging op de langsverbinding is als scharnierend beschouwd. Dit is niet helemaal juist. Door een buigend moment in de dwarsverbinding zal er in de langsverbinding een wringend moment ontstaan. De langsverbinding zal nog verstijfd moeten worden om de wringing in de ligger op te kunnen nemen.

De dwarsverbinding zal bestaan uit een ligger HE 900 A met aan beide zijden van het lijf 2 ingelaste platen met een dikte van 8 mm over de volle liggerlengte.

$$S = 6.79e6 \text{ mm}^3$$

$$W = 1.1e7 \text{ mm}^3$$

$$I = 4.98e9 \text{ mm}^4$$

$$b = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Massa} = 104 + 252 = 356 \text{ kg/m'}$$

$$\tau = 131 \text{ N/mm}^2 < 139 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 210 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

De totale massa van de catamaranverbinding bedraagt $\pm 50 \text{ t}$.

Bijlage B6 De hijs- en bolderbalken

De hijsbalken

Geschematiseerd dient de constructie getekend in figuur b1 gedimensioneerd te worden.

De hijsbalken worden belast door dezelfde puntlasten als de catamaranverbinding (puntlasten vanuit een tweetal hijspunten). De lengte van de hijsbalken (deel AB) bedraagt 24 m. De lengte van de verticale poten van de hijsbalk bedraagt 1 m per poot (delen AG en BE). De hijspunten op de hijsbalk worden zodanig gesitueerd dat er resulterend geen moment aanwezig is in de hijsbalk tussen de hijspunten.

De puntlasten zijn 6200 kN groot en veroorzaken een dwarskracht in de hijsbalk van dezelfde grootte. Het moment in de hijsbalk bedraagt $0.75 \cdot 6200 = 4600$ kNm.

Aan de volgende eisen moet de hijsbalk voldoen:

$$\tau = D \cdot S / b \cdot I \leq 0.58 \cdot \sigma_e = 139 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = M / W \leq \sigma_e = 240 \text{ N/mm}^2$$

Er is voor gekozen de hijsbalk uit te voeren als buis.
Voor de afmetingen volgt:

deel AB

$$D_u = 1220 \text{ mm}, t = 25 \text{ mm}, \text{ Massa} = 742 \text{ kg/m'}$$

$$\tau = 132 \text{ N/mm}^2 < 139 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 167 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

delen AG en BE

In deze delen is er een dwarskracht aanwezig als gevolg van het aandrukken van de hydraulische vergrendeling (100 kN). Deze dwarskracht resulteert in een extra moment in de ligger. Aangezien het moment als gevolg van deze

aandrukkkracht echter gering is ten opzichte van het reeds aanwezige moment, wordt dit extra moment verwaarloosd. De dwarskracht wordt eveneens verwaarloosd. Er resulteert alleen maar een moment van 4600 kNm.

Afmetingen:

$D_u = 1016 \text{ mm}$, $t = 25 \text{ mm}$, $\text{Massa} = 615 \text{ kg/m'}$

$\sigma = 240 \text{ N/mm}^2 = \sigma_e$

De totale massa van 1 hijsbalk bedraagt circa 20 t.

De bolderbalken

Voor de Negative Buoyancy Methode 1 en Negative Buoyancy Methode 2 gelden andere belastingsituaties (figuur b2). Bij de Negative Buoyancy Methode 2 is er sprake van een "interne verankering", bij de Negative Buoyancy Methode 1 is er sprake van een "externe verankering". Door deze verschillen zullen de bolderbalken van de Negative Buoyancy Methode 1 en 2 apart besproken worden.

De lengte van de hijsbalken (deel AB) bedraagt 24 m. De lengte van de verticale poten van de hijsbalk bedraagt 1 m per poot (delen AG en BE).

Negative Buoyancy Methode 1

Voor de Negative Buoyancy Methode 1 geldt de geschematiseerde belastingsituatie uit figuur b2.

deel AB

Er wordt voor gekozen de constructie uit te voeren als buis. Het buisdeel AB wordt in 2 richtingen belast door puntlasten. Deze puntlasten resulteren in buigende momenten in 2 richtingen. Tevens is er een normaaltrekkkracht in deel AB. De puntlast loodrecht op de lengterichting van het

tunnelement veroorzaakt via deel CH een buigend moment met een grootte van 1000 kNm (1500 kNm rekenbelasting). De puntlast in de lengterichting van het tunnelement veroorzaakt een buigend moment van maximaal 3000 kNm (4500 kNm rekenbelasting).

De momenten hebben ieder in een ander deel van de ligger hun maximum. Als het resulterende maximum bepaald wordt dan blijkt dat een moment van 4550 kNm maatgevend is. De normaaltrekkkracht heeft een waarde van 2000 kN (beide rekenbelastingen).

Als eis wordt gesteld:

$$\sigma = F/A + M*(Du/2)/I \leq \sigma_e$$

Er wordt gekozen voor de volgende afmetingen:

$$Du = 1320 \text{ mm}, t = 17.5 \text{ mm}, A = 71600 \text{ mm}^2,$$

$$I = 1.52e10 \text{ mm}^4, \text{ Massa} = 562 \text{ kg/m'}. \quad \sigma = 225 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

delen AC en BD

In de delen AC en BD is er sprake van een dubbel buigend moment en een normaaltrekkkracht. Er wordt hier, net zoals in deel AB, gerekend met het resulterende maximum. Dit bedraagt 1500 kNm. De normaaltrekkkracht heeft een waarde van 60 kN. De eis is gelijk aan die bij deel AB.

Voor de afmetingen volgt:

$$Du = 1320 \text{ mm}, t = 7.1 \text{ mm}, A = 29300 \text{ mm}^2,$$

$$I = 6.3e9 \text{ mm}^4, \text{ Massa} = 230 \text{ kg/m'}. \quad \sigma = 160 \text{ N/mm}^2 \leq 240 \text{ N/mm}^2.$$

Het buisprofiel is hier afgestemd op deel AB.

De totale massa van 1 bolderbalk bij de Negative Buoyancy Methode 1 bedraagt circa 15 t.

Negative Buoyancy Methode 2

Voor de Negative Buoyancy Methode 2 geldt de geschematiseerde belastingsituatie uit figuur b2.

Er wordt voor gekozen de constructie uit te voeren als buis. Er zijn voor de bolderbalk 2 verschillende belastinggevallen te onderscheiden. Het eerste belastinggeval treedt op tijdens het transport van het element, het tweede tijdens het afzinken op het moment dat het tunnelelement gepositioneerd moet worden. Belastinggeval 1 resulteert in een kracht centraal op buis AB (figuur b2) van 500 kN. Belastinggeval 2 resulteert in een kracht op buis AB in de richting van de ankerkabel van de inwendige verankering van 1200 kN.

Belastinggeval 1

Het maximaal moment in deel AB bedraagt 4500 kNm rekenbelasting. Het maximaal moment in de delen AC en BD bedraagt 375 kNm rekenbelasting.

Belastinggeval 2

Het maximaal moment in deel AB bedraagt 1900 kNm rekenbelasting. Het maximaal resulterend moment in de delen AC en BD bedraagt 1200 kNm rekenbelasting.

Uit bovenstaande blijkt dat belastinggeval 1 maatgevend is voor deel AB en belastinggeval 2 maatgevend voor de delen AC en BD.

deel AB

$$M = 4500 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M/W \leq \sigma_e = 240 \text{ N/mm}^2$$

Er wordt gekozen voor $D_u = 1320 \text{ mm}$, $t = 16 \text{ mm}$ met

$$W = 2.1e7 \text{ mm}^3, \text{ Massa} = 512 \text{ kg/m'}$$

$$\sigma = 214 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

delen AC en BD

$$M = 1200 \text{ kNm}$$

Er wordt gekozen voor $D_u = 1320 \text{ mm}$, $t = 7.1 \text{ mm}$ met

$$W = 9.5e6 \text{ mm}^3, \text{ Massa} = 230 \text{ kg/m'}$$

$\sigma = 126 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$. Het buisprofiel is hier afgestemd op deel AB.

De totale massa van de bolderbalk bij de Negative Buoyancy Methode 2 bedraagt circa 13 t.

Bijlage B7 De vangconstructie

Geschematiseerd dient de constructie getekend in figuur b3 gedimensioneerd te worden. De vangconstructie heeft naast de functie van vang ook de functie van bolderbalk.

Er zijn 3 belastinggevallen te onderscheiden voor de vangconstructie. Enerzijds dezelfde belastinggevallen als voor de bolderbalken. Anderzijds het belastinggeval wanneer de vangconstructie werkt. Op het moment dat de vangconstructie werkt, hoeft de interne verankering niet meer te werken.

De kracht F_s is afkomstig van de stroming op het moment dat de vangconstructie zijn werk moet gaan doen.

De kracht F_s heeft een waarde van 650 kN.

De lengte-afmetingen van de delen AB, AG en BC zijn gelijk aan de lengte-afmetingen van de delen AB, AG en BE bij de bolderbalken. De lengte-afmetingen van de delen EG en DC zijn gelijk aan 3 m.

deel DC

In deel DC is er een buigend moment met een maximale waarde van 3000 kNm rekenbelasting. Het moment is maatgevend.

$$\sigma = M/W \leq \sigma_e = 240 \text{ N/mm}^2$$

Er wordt gekozen voor $D_u = 1320$, $t = 10 \text{ mm}$ met

$$W = 1.3e7 \text{ mm}^3, \text{ Massa} = 323 \text{ kg/m'}$$

$$\sigma = 230 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2.$$

deel BC

In deel BC is er een buigend moment van maximaal 1500 kNm rekenbelasting. Dit buigend moment is groter dan het buigend moment in de bolderbalk in dit buisdeel. Het moment in de vangconstructie is hier dus maatgevend.

Naast het buigend moment is er ook een wringend moment aanwezig. De waarde hiervan bedraagt 3000 kNm rekenbelasting. Als ontwerpeis geldt:

$$\sigma_i = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} \leq \sigma_e = 240 \text{ N/mm}^2$$

Er wordt gekozen voor $D_u = 1320 \text{ mm}$, $t = 10 \text{ mm}$ met

$$W = 1.3e7 \text{ mm}^3, W_w = 2.7e7 \text{ mm}^3,$$

$$\sigma_i = 224 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Massa} = 323 \text{ kg/m'}$$

deel AB

Deel AB wordt belast door een dubbel buigend moment en een normaaltrekkkracht. De momenten hebben een waarde van respectievelijk 3000 en 1000 kNm rekenbelasting. De normaaltrekkkracht heeft een waarde van 1000 kN rekenbelasting.

Er wordt gekozen voor $D_u = 1320 \text{ mm}$, $t = 20 \text{ mm}$ met

$$I = 1.7e10, A = 81700 \text{ mm}^2, \text{Massa} = 641 \text{ kg/m'}$$

$$\sigma = 228 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2.$$

De totale massa van de vangconstructie bedraagt circa 20 t.

Bijlage B8 De afmetingen van de drijfflichamen.

Uit § 4.4 volgde voor de voorlopige afmetingen van de drijfflichamen de waarden $L \times B \times H = 20 \times 26.5 \times 1.75 \text{ m}^3$. Bij deze waarden was rekening gehouden met een kabelvoorspanningskracht van 1000 kN.

Het blijkt dat er bij de Positive Buoyancy Methode een grotere hoogte nodig is voor het drijfflichaam. Dit om te voorkomen dat er ongewenste verplaatsingen optreden als gevolg van enerzijds de optredende kabelkrachten (zie § 5.5.3.1) en anderzijds de optredende onderdrukken (zie § 5.4.2).

De bovengenoemde verschijnselen treden niet gelijktijdig op, zodat de extra vereiste hoogtes bij beide verschijnselen niet gesuperponeerd hoeven te worden.

De extra hoogte, vereist in verband met de kabelkrachten, bedraagt 0.2 m. Er is een kabelvoorspanningskracht benodigd van 1900 kN. 1000 kN is reeds geleverd, waardoor er dus nog 900 kN overblijft. Dit komt overeen met:

$900e3 / (1005 * g * 26.5 * 20) = 0.17 \text{ m}$. Afgerond wordt dit 0.2 m.

De extra hoogte, vereist in verband met de onderdrukken, bedraagt 0.23 m. De maximale onderdruk bedraagt 1250 kN. Om er voor te zorgen dat het neer te trekken tunnelelement in de optredende situatie niet horizontaal verplaatst (dit is na 20 m neertrekken) is 600 kN opwaartse kracht nodig. Er is dan nog $1900 - 600 = 1300 \text{ kN}$ over voor het opnemen van de onderdruk.

De extra hoogte van de drijfflichamen bedraagt 0.2 m. De totale hoogte wordt dan 1.95 m. Afgerond 2 m.

Afmetingen drijfflichamen $L \times B \times H = 20 \times 26.5 \times 2 \text{ m}^3$.

De massa bedraagt $\pm 20 * 26.5 * 2 * 1005 / 3 = 350 \text{ t}$.

Bijlage B9 De verankeringsbalk

Geschematiseerd dient de constructie uit figuur b4 gedimensioneerd te worden.

De lengte van de verankeringsbalk bedraagt 24 m. De verticale poten aan de balk hebben een lengte van 1.5 m. Het maatgevende belastinggeval treedt op wanneer het tunnel-element zich aan de oppervlakte bevindt onder een horizontale verplaatsing van 10 m. Op zich is het niet de bedoeling dat het element aan de oppervlakte 10 m verplaatst, maar het is een situatie die kan voorkomen. Vandaar dat op deze situatie gedimensioneerd wordt. De optredende krachten zijn bijgeschreven in figuur b4.

deel AB

Voor de dwarskracht volgt 2800 kN en voor het moment 4600 kNm (beide rekenbelasting).

Er wordt gekozen voor de buisafmetingen:

$D_u = 1120 \text{ mm}$, $t = 22.2 \text{ mm}$, $\text{Massa} = 601 \text{ kg/m'}$,

$W = 2.1e7 \text{ mm}^3$.

$\sigma = 220 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$

$\tau = 73 \text{ N/mm}^2 < 139 \text{ N/mm}^2$

delen AC en BD

Het maximale maatgevende moment is gelijk aan dat van deel AB. De maximale dwarskracht bedraagt 1650 kN (beide rekenbelasting).

Er wordt gekozen voor: $D_u = 1120 \text{ mm}$, $t = 22.2 \text{ mm}$,

$W = 2.1e7 \text{ mm}^3$, $\text{Massa} = 601 \text{ kg/m'}$.

De totale massa van de verankeringsbalk bedraagt 16 t

Bijlage B11 De afmetingen van het ankerblok (figuur 27)

Uit praktische overwegingen ligt een van de drie afmetingen van het ankerblok min of meer vast. De breedte van het ankerblok wordt gelijk gekozen aan de breedte van het tunnelelement. Dit is nodig om de verankeringsbalk te kunnen monteren op het ankerblok.

De hoogte die bereikt moet worden met het ankerblok bedraagt 12 m (1 m onder het te plaatsen element, plus 9 m elementhoogte, plus 2 m hoogte van het drijflichaam).

Op het ankerblok werken de krachten getekend in figuur b5.

Het blok moet aan de volgende stabiliteitseisen voldoen:

- 1). Het gewicht van het ankerblok moet groter zijn dan de opwaartse kracht op het ankerblok.
- 2). Het gewicht moet voldoende zijn om wegschuiven te voorkomen. Het ankerblok is geplaatst op grind. De inwendige wrijvingshoek van grind bedraagt circa 35° . Voor de inwendige wrijvingshoek volgt dan $f = \tan \alpha = 0.7$.
- 3). Het gewicht moet voldoende zijn om kantelen om de y-as te voorkomen.
- 4). Idem voorgaande maar dan om de x-as.

Door middel van superpositie van bovenstaande eisen volgen de afmetingen van het ankerblok. Eis 4). is te verwaarlozen vanwege de geringe krachten.

Voor de afmetingen van het ankerblok zie figuur 27. Er is sprake van een platte bak, met $L \times B \times H = 15 \times 21.5 \times 3.5 \text{ m}^3$, met daarop een constructie voor de verankeringsbalk. De massa bedraagt $\pm 350 \text{ t}$. Het ankerblok wordt van te voorn uitgerust met 150 m^3 beton. Het blok wordt, na plaatsing op de bodem, geballast met 300 m^3 water.

Bijlage B12 De bevestiging van het drijflichaam aan het tunnelement (figuur 29)

De kracht die door de verbinding overgedragen moet worden bestaat uit het gewicht van het tunnelement. Voor dit gewicht volgt per drijflichaam:

$F = 0.5 \cdot V_{tu} \cdot g \cdot (1.03 \cdot f_{max} - f_{min}) = 5150 \text{ kN}$. Dit is de situatie tijdens transport met maximaal tunnelementgewicht en minimale opwaartse kracht.

Het drijflichaam wordt op 4 plaatsen met het tunnelement verbonden (4-puntsophanging).

Per zijkant van het element moet er een trekkracht van 2575 kN overgedragen kunnen worden. Dit resulteert in een moment gelijk aan $1.5 \cdot 0.75 \cdot 2575 = 2900 \text{ kNm}$ rekenbelasting. Er is ook nog een moment in de verbinding afkomstig van de stromingskracht op het tunnelement. Deze bedraagt per drijflichaam 1650 kN rekenbelasting. Het moment wat hieruit volgt bedraagt $1.5 \cdot 1650 = 2475 \text{ kNm}$.

Deze 2 bovenstaande momenten werken alle twee in dezelfde richting, zodat voor het totale moment 5375 kNm volgt.

Uit de eis $M/W \leq \sigma_e$ volgt voor het benodigd weerstandsmoment $2.24e7 \text{ mm}^3$.

Bovenstaande waarden zijn per elementzijde, dus per 2 ophangingen. Het moment wordt echter niet aanwezig gerekend over de 2 ophangingen, maar over 1 ophanging. Dit is een extra veiligheidseis om reden van maatvoering. Vindt de maatvoering namelijk niet exact plaats (en dat is heel normaal) dan is de kans groot dat het drijflichaam gedragen moet worden door 2 diagonaal tegenover elkaar gesitueerde ophangingen. Vandaar dat de belasting aanwezig wordt gedacht over 2 ophangingen.

Er wordt gekozen voor een buis.

$D_u = 1520 \text{ mm}$, $t = 14.2 \text{ mm}$ met $W = 2.5e7 \text{ mm}^3$,
 $L = 1.5 \text{ m}$, $\text{Massa} = 528 \text{ kg/m}$

Om de kracht, nodig om het tunnelelement tegen zijn voorganger aan te trekken, op te kunnen nemen wordt een aparte constructie gemaakt. Deze constructie wordt gemaakt aan de zijkant van de ophangnokken. De op te nemen kracht bedraagt 250 kN per zijde van het tunnelelement of 375 kN rekenbelasting. Het moment in deze verbinding bedraagt 375 kNm. Het benodigd weerstandsmoment bedraagt $1.56e6 \text{ mm}^3$. Er wordt gekozen voor een profiel HE 340 A.

Omgekeerd moet er ook een langskracht in de andere richting (vanuit de kabels) overgebracht kunnen worden. Hiervoor wordt voor dezelfde oplossing gekozen als hierboven. Eveneens 2 stuks HE 340 A.

Bijlage B13 De grote A-frames

A-frames groot

Geschematiseerd dient de constructie uit figuur 31 gedimensioneerd te worden (zie eveneens figuur b6).

Er werken een vijftal krachten tegelijkertijd op de constructie. Alle krachten zijn hier omgerekend tot rekenbelastingen ($\tau = 1.5$)

$F_v = 1425 \text{ kN.}$

$F_t = 250 \text{ kN.}$

$F_h = 500 \text{ kN.}$

$F_a = 75 \text{ kN.}$

De A-frames groot zijn er in principe niet voor om F_h op te nemen. Indien echter de kruiskabelframes of de kruiskabels hun functie om welke reden dan ook niet kunnen vervullen moeten de A-frames groot deze functie kunnen overnemen.

De kracht F_t is gelijk aan $1/6$ van F_v . Dit door het drietal inscheringen van de neertrekkabels.

dimensionering A-frame groot

Het frame is berekend alsof er zich in alle knooppunten scharnieren bevinden.

Er is voor gekozen de kruisverbanden de kracht F_h op te laten nemen als drukkracht. In de knooppunten zelf komen geen momenten voor.

Voor ieder deel van het frame zal eerst de werkwijze voor de dimensionering besproken worden waarna de dimensionering zelf volgt. Voor alle delen van het frame is gekozen te werken met buizen.

deel AC

Op deel AC werken 2 krachten in een onderling loodrechte richting. Deze worden eerst samengesteld tot een kracht Fr . De kracht Fr oefent een moment M uit in AC ter grootte van $Fr \cdot l/4$. Met behulp van de eis $M/W \leq \sigma$, met voor σ 240 N/mm², kan het benodigd weerstandsmoment W bepaald worden. W voor een buis is gelijk aan

$$\pi \cdot (D_u^4 - D_i^4) / (32 \cdot D_u).$$

Vervolgens vindt een dwarskrachtcontrole plaats met behulp van:

$$\tau = D \cdot S / b \cdot I. \quad \tau \leq 0.58 \cdot \sigma = 139.2 \text{ N/mm}^2.$$

$$Fr = (F_t^2 + F_v^2)^{0.5} = 1450 \text{ kN}.$$

$$M = Fr \cdot l/4 = 1800 \text{ kNm}$$

$$W_b = 7.5e6 \text{ mm}^3$$

Gekozen wordt voor $D_u = 660.4 \text{ mm}$, $t = 25 \text{ mm}$ met

$$W = 7.6e6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Massa} = 395 \text{ kg/m'}$$

$$D = 725 \text{ kN}$$

$$S = 5.0e6 \text{ mm}^3$$

$$b = 50 \text{ mm}$$

$$I = 2.5e9 \text{ mm}^4$$

$$\tau = 29 \text{ N/mm}^2 < 139.2 \text{ N/mm}^2$$

delen AE en CF

De delen AE en CF worden belast door de kracht F_v . De kracht F_t wordt afgedragen via AB-BG en CD-DH. F_v veroorzaakt een drukkracht in AE en CF. Maatgevend voor AE en CF wordt daarom de knik. Door de component van F_v in AE en CF te beschouwen als de maximale knikbelasting kan er via het

benodigd traagheidsmoment I uit $F_k = (\pi)^2 * E * I / l_k^2$ een waarde afgeleid worden voor het benodigde buisprofiel. l_k is de kniklengte waarvoor 21 wordt genomen.

Aanvullend geldt er nog de eis met betrekking tot de slankheid van het profiel voor het benodigde staaloppervlak $A_b = w * F_k / \sigma$. Met w de knikcoëfficiënt, afhankelijk van de slankheid Γ . ($\Gamma = l_k / i$).

De drukkracht F_k heeft een waarde van

$\frac{1}{2} * F_v * (5^2 + 10^2)^{0.5} / 10 = 800 \text{ kN}$ (afgeleid uit de buislengtes).

$E = 2e5 \text{ N/mm}^2$

$l_k = 22400 \text{ mm}$

$I = \pi * (D_u^4 - D_i^4) / 64$

$I_b = 2e8 \text{ mm}^4$

Gekozen wordt voor $D_u = 457.2 \text{ mm}$, $t = 10 \text{ mm}$ met

$I = 3.5e8 \text{ mm}^4$

$i = 158.1 \text{ mm}$

$A = 14000 \text{ mm}^2$

$\Gamma = l_k / i = 142$ waaruit volgt $w = 3.89$

$A_b = w * F / \sigma = 13000 \text{ mm}^2$

Massa = 110 kg/m'

delen AB en CD

De delen AB en CD worden belast door een horizontale component van de kracht in AE. Dit is een trekkracht. Tevens wordt via AB en CD een $\frac{1}{2} F_t$ afgedragen. Resultierend is er een trekkracht in AB en CD. De eis is $F/A \leq \sigma_e$.

$F = 800 * 5 / ((5^2 + 10^2)^{0.5}) - 250 / 2 = 360 - 125 = 235 \text{ kN}$.

Gekozen wordt voor $D_u = 152.4 \text{ mm}$, $t = 2.3 \text{ mm}$ met

$A = 1080 \text{ mm}^2$

$$\sigma = 218 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{Massa} = 8.6 \text{ kg/m'}$$

delen AF en CE

De delen AF en CE worden belast door de kracht F_h . F_h kan in principe in 2 richtingen werken, echter nooit in 2 richtingen tegelijk.

De delen AF en CE worden belast door F_h als zijnde een drukkracht in de betreffende buis. De dimensionering verloopt analoog aan die van de delen AE en CF.

De drukkracht F_k heeft een waarde van

$$F_h \cdot (125 + 5^2)^{0.5} / 5 = 1225 \text{ kN (afgeleid op basis van de buislengtes)}.$$

$$E = 2e5 \text{ N/mm}^2$$

$$l_k = 24500 \text{ mm}$$

$$I = \pi \cdot (D_u^4 - D_i^4) / 64$$

$$I_b = 3.7e8 \text{ mm}^4$$

Gekozen wordt voor $D_u = 660.4 \text{ mm}$, $t = 6.3 \text{ mm}$ met

$$I = 6.9e8 \text{ mm}^4$$

$$i = 231.3 \text{ mm}$$

$$A = 12900 \text{ mm}^2$$

$$\Gamma = l_k / i = 106 \text{ waaruit volgt } w = 2.2$$

$$A_b = w \cdot F / \sigma = 11200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Massa} = 102 \text{ kg/m'}$$

delen BG en DH

De delen BG en FH worden belast door de trekkracht in de delen AB en CD. De dimensionering verloopt analoog aan die van de delen AB en CD.

$$F = 235 \cdot (10^2 + 10^2)^{0.5} / 10 = 330 \text{ kN}$$

Gekozen wordt voor $D_u = 152.4 \text{ mm}$, $t = 2.9 \text{ mm}$ met
 $A = 1420 \text{ mm}^2$
 $\sigma = 232 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$
Massa = 10.8 kg/m'

deel BD

Het deel BD wordt belast door de krachten F_a en F_t , die een moment uitoefenen. De dimensionering verloopt analoog aan die van deel AC.

$F_r = 350 \text{ kN}$
 $M = 450 \text{ kNm}$
 $W_b = 1.9e6 \text{ mm}^3$
Gekozen wordt voor $D_u = 457.2 \text{ mm}$, $t = 12.5 \text{ mm}$ met
 $W = 1.9e6 \text{ mm}^3$
 $\sigma = 240 \text{ N/mm}^2$
Massa = 138 kg/m'

delen BE en DF

De delen BE en DF worden belast door een drukkracht afkomstig uit de delen AB-BG en CD-DH. Tevens is er een drukkracht afkomstig van deel BD. De dimensionering verloopt analoog aan die van de delen AE en CF.

$F_k = \frac{1}{2} \cdot 250 + 235 = 360 \text{ kN}$
 $E = 2e5 \text{ N/mm}^2$
 $l_k = 20000 \text{ mm}$
 $I_b = 7.3e7 \text{ mm}^4$
Gekozen wordt voor $D_u = 457.2 \text{ mm}$, $t = 3.6 \text{ mm}$ met
 $I = 1.3e8 \text{ mm}^4$
Massa = 40.6 kg/m'
De afmetingen van de grote A-frames in tabelvorm

buis	l m	D mm	t mm	Ma kg/m'	Ma kg
AB-CD	5	152.4	2.3	8.6	2*43
BE-DF	10	457.2	3.6	40.6	2*406
AF-CE	12.2	660.4	6.3	102	2*1240
AE-CF	11.2	457.2	10	110	2*1230
BG-DH	14.1	152.4	2.9	10.8	2*152
BD	5	457.2	12.5	138	690
AC	5	660.4	25	395	<u>1975</u>
				totale massa ±	8800 kg

Bijlage B14 De kruiskabelframes

Geschematiseerd dient de constructie uit figuur 32 gedimensioneerd te worden (zie eveneens figuur b7).

Er werken een vijftal krachten tegelijkertijd op de constructie. Alle krachten zijn hier omgerekend tot rekenbelastingen ($\tau = 1.5$)

$F_v = 1850 \text{ kN.}$

$F_t = 350 \text{ kN.}$

$F_h = 1650 \text{ kN.}$

$F_a = 350 \text{ kN.}$

De kruiskabelframes er in principe voor om F_h op te nemen. Indien de grote A-frames echter hun functie om welke reden dan ook niet kunnen vervullen moeten de kruiskabelframes deze functie kunnen overnemen. Er ontstaat dan de situatie waarin de kracht in de neertrekkabels 0 gesteld wordt. Deze situatie komt overeen met de situatie aan de oppervlakte met een horizontale verplaatsing van 5 m.

De kracht F_t is gelijk aan 1/6 van F_v . Dit door het drietal inscheringen van de kruiskabels.

De kracht F_h kan in 2 richtingen werken, echter niet in 2 richtingen tegelijk.

Dimensionering kruiskabelframes

Het frame is berekend alsof er zich in alle knooppunten scharnieren bevinden.

Er is voor gekozen de kruisverbanden de kracht F_h op te laten nemen als drukkracht. In de knooppunten zelf komen geen momenten voor.

De gevolgde werkwijze bij de dimensionering is analoog aan die bij de dimensionering van de A-frames groot.

Voor alle delen van het frame is gekozen te werken met buizen.

deel AD

Voor de wijze van dimensioneren zie " A-frames groot deel AC".

$$Fr = (Ft^2 + Fv^2)^{0.5} = 1900 \text{ kN.}$$

$$M = Fr \cdot l/4 = 950 \text{ kNm}$$

$$Wb = 4e6 \text{ mm}^3$$

Gekozen wordt voor $Du = 457.2 \text{ mm}$, $t = 30 \text{ mm}$ met

$$W = 4.1e6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Massa} = 316 \text{ kg/m'}$$

$$D = 950 \text{ kN}$$

$$S = 2.7e6 \text{ mm}^3$$

$$b = 60 \text{ mm}$$

$$I = 9.2e8 \text{ mm}^4$$

$$\tau = 46 \text{ N/mm}^2 < 139.2 \text{ N/mm}^2$$

delen AC en DG

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen AE-CF".

De drukkracht F_k heeft een waarde van

$$\frac{1}{2} \cdot F_v \cdot (4^2 + 2^2)^{0.5} / 2 = 2050 \text{ kN (afgeleid op basis van de buislengtes)}.$$

$$E = 2e5 \text{ N/mm}^2$$

$$lk = 9000 \text{ mm}$$

$$I = \pi \cdot (Du^4 - Di^4) / 64$$

$$Ib = 8.4e7 \text{ mm}^4$$

Gekozen wordt voor $Du = 457.2 \text{ mm}$, $t = 7.1 \text{ mm}$ met

$I = 2.5e8 \text{ mm}^4$
 $i = 159.2 \text{ mm}$
 $A = 10000 \text{ mm}^2$
 $\Gamma = I_k/i = 56$ waaruit volgt $w = 1.14$
 $A_b = w \cdot F_k / \sigma = 9750 \text{ mm}^2$
 $\text{Massa} = 79 \text{ kg/m'}$

delen AB en DF

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen AB-CD".

$F = 2050 \cdot 4 / ((4^2 + 2^2)^{0.5}) - 350/2 = 1835 - 175 = 1660 \text{ kN.}$
 Gekozen wordt voor $D_u = 457.2 \text{ mm}$, $t = 5 \text{ mm}$ met
 $A = 7100 \text{ mm}^2$
 $\sigma = 233 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2.$
 $\text{Massa} = 55.8 \text{ kg/m'}$

delen AG en DC

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen AF en CE".

De drukkracht F_k heeft een waarde van
 $F_h \cdot (4.5^2 + 2^2)^{0.5} / 2 = 4050 \text{ kN}$ (afgeleid op basis van de buislengtes).
 $E = 2e5 \text{ N/mm}^2$
 $I_k = 10000 \text{ mm}$
 $I_b = 2.1e8 \text{ mm}^4$
 Gekozen wordt voor $D_u = 457.2 \text{ mm}$, $t = 16 \text{ mm}$ met
 $I = 5.4e8 \text{ mm}^4$
 $i = 156.1 \text{ mm}$
 $A = 22200 \text{ mm}^2$

$$r = lk/i = 64 \text{ waaruit volgt } w = 1.2$$

$$A_b = w \cdot F / \sigma = 20250 \text{ mm}^2$$

$$\text{Massa} = 173 \text{ kg/m'}$$

delen BE en FH

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen BG en DH.

$$F = 1660 \cdot (2^2 + 2^2)^{0.5} / 2 = 2350 \text{ kN}$$

Gekozen wordt voor $D_u = 457.2 \text{ mm}$, $t = 7.1 \text{ mm}$ met

$$A = 10000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = 235 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Massa} = 79 \text{ kg/m'}$$

deel BF

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot deel BD".

$$F_r = 500 \text{ kN}$$

$$M = 250 \text{ kNm}$$

$$W_b = 1e6 \text{ mm}^3$$

Gekozen wordt voor $D_u = 457.2 \text{ mm}$, $t = 7.1 \text{ mm}$ met

$$W = 1.1e6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = 227 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Massa} = 79 \text{ kg/m'}$$

delen BC en FG

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen BE en DF".

$$F_k = \frac{1}{2} \cdot 350 + 1660 = 1835 \text{ kN}$$

$$E = 2e5 \text{ N/mm}^2$$

$$l_k = 4000 \text{ mm}$$

$$I_b = 1.5e7 \text{ mm}^4$$

Gekozen wordt voor $D_u = 457.2 \text{ mm}$, $t = 5.6 \text{ mm}$ met

$$I = 2e8 \text{ mm}^4$$

$$i = 159.7 \text{ mm}$$

$$A = 7940 \text{ mm}^2$$

$$\Gamma = l_k/i = 25 \text{ waaruit volgt } w = 1$$

$$A_b = w \cdot F_k / \sigma = 7650 \text{ mm}^2$$

$$\text{Massa} = 62.1 \text{ kg/m'}$$

De afmetingen van de kruiskabelframes in tabelvorm

buis	l m	D mm	t mm	Ma kg/m'	Ma kg
AB-DF	4	457.2	5	55.8	2*223
BC-FG	2	457.2	5.6	62.1	2*125
AG-DC	4.9	457.2	16	173	2*850
AC-DG	4.5	457.2	7.1	79	2*355
BE-FH	2.8	457.2	7.1	79	2*220
BF	2	457.2	7.1	79	160
AD	2	457.2	30	316	<u>630</u>
				totale massa ±	4300 kg

Bijlage B15 De bevestiging van de schijvenblokken aan de buizen

De omloopschijven worden zodanig uitgevoerd dat ze in 2 onderling loodrechte richtingen kunnen roteren. Rotatie in de derde richting hoeft niet verzorgd te worden, omdat de derde richting gelijk is aan de richting waarin de kabels lopen.

De dimensionering (figuur 33)

- as 1

De afstand tussen de wangen a bedraagt 0.1 m. De maximale kracht op de as bedraagt 1600 kN. Het moment in de as bedraagt ongeveer $M = \tau * F * l / 4 = 60 \text{ kNm}$. Op basis van $\sigma_e = 240 \text{ N/mm}^2$ volgt voor $W 2.5e5 \text{ mm}^3$.

$W = \pi * D^3 / 32$ waaruit volgt $D_u = 135 \text{ mm}$ (massief).

De dwarskrachtcontrole geeft;

$\tau = D * S / b * I = 1.5 * 800000 * (1/12) * 135^3 / (135 * (1/64) * \pi * 135^4)$

$\tau = 111 \text{ N/mm}^2 < 139 \text{ N/mm}^2$

- as 2

Voor as 2 zijn 2 verschillende, niet gelijktijdig optredende, belastinggevallen op te stellen.

* geval 1 (de situatie in bijna neergetrokken toestand)

De kracht 215 kN oefent om as 2 een moment uit ter grootte van 215 kNm. De afstand tussen de wangen b onderling bedraagt 0.3 m. De dwarskracht in as 2 als gevolg van dit moment bedraagt $215 / 0.3 = 725 \text{ kN}$ (of 1100 kN inclusief τ).

* geval 2 (de situatie aan de wateroppervlakte)

De kracht 1600 kN veroorzaakt in as 2 een dwarskracht van 800 kN (of 1200 kN inclusief τ).

Geval 2 is maatgevend. Er werkt slechts een klein verwaarloosbaar moment in as 2. Uit $\tau = F / A \leq 139 \text{ N/mm}^2$ volgt voor D_u van as 2 105 mm (massief).

- De wangen b

Ter plaatse van de as 2 bedraagt de breedte van de wang 300 mm ($3 \cdot Du$).

Met behulp van een vuistregel worden de inwendige momenten ter plaatse van de as bepaald.

$M = F \cdot Du / 8 = 1.5 \cdot 800000 \cdot 100 / 8 = 1.5e7$ (Nmm). Met behulp van $\sigma = M/W$ en $W = d \cdot Du^2 / 6$ wordt de benodigde dikte d van de wang bepaald. Voor d wordt 40 mm gevonden.

Ter plaatse van de koppeling met de wangen a wordt b 100 mm. Met behulp van $\sigma = F/A \leq 240$ N/mm² en $A = b \cdot d$ wordt voor d 50 mm gevonden.

Voor de hele wangen b wordt gekozen voor een plaatdikte van 50 mm.

- De wangen a

Op dezelfde wijze als bij de wangen b volgt hier ook een plaatdikte van 50 mm voor de wangen a.

- De schijfdiameter

De schijfdiameter moet ongeveer gelijk zijn aan 20 keer de gebruikte kabeldiameter. Dat wordt hier $20 \cdot 60 = 1.2$ m.

Bijlage B16 De takelframes

Geschematiseerd dient de constructie uit figuur 35 gedimensioneerd te worden (zie eveneens figuur b8).

De takelframes hebben als functie het optakelen van de drijflichamen en verankeringsbalken nadat het tunnelelement geplaatst is.

De ingetekende krachten zijn afkomstig van het eigen gewicht van een drijflichaam en van de horizontale stromingskracht op het drijflichaam tijdens het optakelen ervan. De kracht F_h kan in 2 richtingen werken, echter slechts in 1 richting tegelijk. Alle krachten zijn omgerekend tot rekenbelastingen ($\tau = 1.5$)

De kabels zijn niet ingeschoren, waardoor F_t gelijk is aan F_v .

Dimensionering takelframes

Het frame is berekend alsof er zich in alle knooppunten scharnieren bevinden.

Er is voor gekozen de kruisverbanden de kracht F_h op te laten nemen als drukkracht. In de knooppunten zelf komen geen momenten voor.

De gevolgde werkwijze bij de dimensionering van de takelframes is daar waar mogelijk analoog aan die van de A-frames groot.

Voor alle delen van het frame is gekozen te werken met buizen.

delen AB en DF

De delen AB en DF dragen de krachten F_t , F_{tA} en F_{tB} af richting BE en FH. Deze krachten veroorzaken een drukkracht

in AB en DF. De kracht F_v veroorzaakt een trekkracht in AB en DF. Resultierend blijkt er een trekkracht te werken.

Tevens werkt er een moment in AB en DF als gevolg van de puntlasten halverwege de buis veroorzaakt door de krachtsafdracht vanuit deel KI.

Als eis geldt nu: $\sigma \leq F/A + M*x/I \leq 240 \text{ N/mm}^2$.

Met voor F de trekkracht in de buis en voor x de straal R van de buis (figuur b10).

Voor de trekkracht resulterend uit F_v , F_{vA} en F_{vB} volgt:
 $F = (300 + 300/2)*20/10$. Het vakwerk ADKIFB levert eveneens nog een trekkracht met een grootte van 35 kN.

Deze trekkracht wordt gereduceerd door F_t , F_{tA} en F_{tB} .

In deel AI werkt een trekkracht met een grootte van 635 kN, in deel IB werkt een trekkracht met een grootte van 400 kN.

Het moment heeft een waarde van:

$$F_i * l/4 = 300 * 20/4 = 1500 \text{ kNm}.$$

$$F = 635 \text{ kN}$$

$$M = 1500 \text{ kNm}$$

Gekozen wordt voor $D_u = 762 \text{ mm}$, $t = 16 \text{ mm}$ met

$$I = 2.6e9 \text{ mm}^4$$

$$A = 37500 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = 237 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Massa} = 293 \text{ kg/m'}$$

delen AC en DG

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen AE en CF.

$$F_k = (300 + 300/2)*(20^2 + 10^2)^{0.5}/10 = 1000 \text{ kN}$$

(afgeleid uit de buislengtes).

$$E = 2e5 \text{ N/mm}^2$$

$$l_k = 44800 \text{ mm}$$

$$I_b = 1e9 \text{ mm}^4$$

Gekozen wordt voor $D_u = 762 \text{ mm}$, $t = 11 \text{ mm}$ met

$$I = 1.8e9 \text{ mm}^4$$

$$i = 265.5 \text{ mm}$$

$$A = 26000 \text{ mm}^2$$

$$\Gamma = l_k/i = 168 \text{ waaruit volgt } w = 5.5$$

$$A_b = w \cdot F / \sigma = 22900 \text{ mm}^2$$

$$\text{Massa} = 205 \text{ kg/m'}$$

Vakwerk ADKIFB

De krachtswerking (figuur b11)

$$N_{ak} = -35 / (0.5 \cdot 2^{0.5}) \approx -50 \text{ kN (druk)}$$

$$N_{ai} = -0.5 \cdot 2^{0.5} \cdot N_{ak} \approx 35 \text{ kN (trek)}$$

$$N_{kf} = 0.5 \cdot 2^{0.5} \cdot N_{ak} \approx -35 \text{ kN (druk)}$$

$$N_{ki} = -0.5 \cdot 2^{0.5} \cdot N_{ak} \approx 35 \text{ kN (trek)}$$

$$N_{if} = (-N_{ki} - 35) / (0.5 \cdot 2^{0.5}) \approx -100 \text{ kN (druk)}$$

$$N_{ib} = N_{ai} - N_{if} \cdot 0.5 \cdot 2^{0.5} \approx 100 \text{ kN (trek)}$$

De kracht N_{ib} is de kracht die gesuperponeerd is op deel AB. De kracht N_{kf} wordt hier niet gesuperponeerd daar deze kracht een drukkracht veroorzaakt in AB (dus een verkleining van de trekkracht). In de maatgevende situatie is deze kracht niet aanwezig (de situatie zonder stroming).

vakwerkdelen AK en DI

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen AE en CF".

$F_k = 50 \text{ kN}$
 $E = 2e5 \text{ N/mm}^2$
 $l_k = 28200 \text{ mm}$
 $I_b = 2e7 \text{ mm}^4$
 Gekozen wordt voor $D_u = 457.2 \text{ mm}$, $t = 3.6 \text{ mm}$ met
 $I = 1.3e8 \text{ mm}^4$
 $i = 160.4 \text{ mm}$
 $A = 5130 \text{ mm}^2$
 $\Gamma = l_k/i = 176$ waaruit volgt $w = 6$
 $A_b = w \cdot F_k / \sigma = 1250 \text{ mm}^2$
 $\text{Massa} = 40.6 \text{ kg/m'}$

vakwerkdelen KB en IF

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen AE en CF".

$F_k = 100 \text{ kN}$
 $E = 2e5 \text{ N/mm}^2$
 $l_k = 28200 \text{ mm}$
 $I_b = 4e7 \text{ mm}^4$
 Gekozen wordt voor $D_u = 457.2 \text{ mm}$, $t = 3.6 \text{ mm}$ met
 $I = 1.3e8 \text{ mm}^4$
 $i = 160.4 \text{ mm}$
 $A = 5130 \text{ mm}^2$
 $\Gamma = l_k/i = 176$ waaruit volgt $w = 6$
 $A_b = w \cdot F_k / \sigma = 2500 \text{ mm}^2$
 $\text{Massa} = 40.6 \text{ kg/m'}$

vakwerkdeel KI

Voor de wijze van dimensioneren op druk zie "A-frames groot delen AB en CD".

Naast de normaaltrekkkracht is er hier ook sprake van een buigend moment. De eis luidt dan:

$$\sigma \leq F/A + M*x/I$$

$$F = 35 \text{ kN}$$

$M = 210 \text{ kNm}$ (afkomstig van de kracht 300 kN die in 2 richtingen werkt).

Gekozen wordt voor $Du = 457.2 \text{ mm}$, $t = 8.8 \text{ mm}$ met

$$I = 3.1e8 \text{ mm}^4$$

$$A = 12400 \text{ mm}^2$$

$$\text{Massa} = 96.9 \text{ kg/m'}$$

vakwerkdeel AD

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot deel AC".

De buis wordt belast door een kracht $Fr = 850 \text{ kN}$.

Deze kracht veroorzaakt een buigend moment.

$$M = 2100 \text{ kNm}$$

$$W_b = 8.75e6 \text{ mm}^3$$

Gekozen wordt voor $Du = 762 \text{ mm}$, $t = 22.2 \text{ mm}$ met

$$W = 9.3e6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Massa} = 405 \text{ kg/m'}$$

vakwerkdeel BF

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot deel AC".

$$M = 1625 \text{ kNm} \text{ (= } (2*(1150)^2)^{0.5} \text{ moment in 2 richtingen)}$$

$$W_b = 6.8e6 \text{ mm}^3$$

Gekozen wordt voor $Du = 762 \text{ mm}$, $t = 16 \text{ mm}$ met

$$W = 6.9e6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Massa} = 293 \text{ kg/m'}$$

delen BG en FC

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen AB en CD".

Uit het evenwicht met buis IF volgt dat er in de buizen FC en BG een trekkracht ontstaat van 100 kN.

$$F = 100 \text{ kN}$$

Gekozen wordt voor $D_u = 60.3 \text{ mm}$, $t = 2.3 \text{ mm}$ met

$$A = 419 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = 238 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{Massa} = 3.3 \text{ kg/m'}$$

delen BE en FH

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen AB en CD".

$$F = 400 / (0.5 \cdot 2^{0.5}) = 550 \text{ kN}$$

Gekozen wordt voor $D_u = 298.5 \text{ mm}$, $t = 2.9 \text{ mm}$ met

$$A = 2690 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = 204 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Massa} = 21.3 \text{ kg/m'}$$

delen BC en FG

Voor de wijze van dimensioneren zie "A-frames groot delen BE en DF".

$$F_k = 210 + 425/2 + 400 + 300/2 \approx 1000 \text{ kN}$$

$$E = 2e5 \text{ N/mm}^2$$

$$l_k = 20000 \text{ mm}$$

$$I_b = 2e8 \text{ mm}^4$$

Gekozen wordt voor $D_u = 762 \text{ mm}$, $t = 4 \text{ mm}$ met

$$I = 6.8e8 \text{ mm}^4$$

$$i = 268 \text{ mm}$$

$$A = 9530 \text{ mm}^2$$

$$\Gamma = I k / i = 75 \text{ waaruit volgt } w = 1.32$$

$$A_b = w * F / \sigma = 5500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Massa} = 75.3 \text{ kg/m'}$$

De afmetingen van de takelframes in tabelvorm

buis	l m	D mm	t mm	Ma kg/m'	Ma kg
AB-DF	20	762	16	293	2*5860
BC-FG	10	762	4	75.3	2* 753
AC-DG	22.4	762	11	205	2*4600
BE-FH	14.1	298.5	2.9	21.3	2* 300
BF	10	762	16	293	2930
AD	10	762	22.2	405	4050
KI	10	457.2	8.8	96.9	970
AK-DI	14.1	457.2	3.6	40.6	2*570
IF-KB	14.1	457.2	3.6	40.6	2*570
BG-FC	14.1	60.3	2.3	3.3	<u>2*46</u>
totale massa: ±					33300 kg

Bijlage B17 De fundering van het voorgaande element

In deze bijlage worden de afmetingen bepaald van het ballastblok bij enerzijds een fundering op de vijzelpennen onder het tunnelelement en anderzijds bij een fundering op de onderspoeling.

Bij de fundering op de vijzelpennen worden ook de afmetingen van de vijzelpennen bepaald.

a De fundering op de vijzelpennen

Het ballastblok dient enerzijds als contragewicht voor de neertrekkkrachten, anderzijds moet het zorg dragen voor voldoende vijzeldruk tegen wegschuiven.

Dit zijn 2 ontwerpeisen voor het benodigd gewicht (en dus de afmetingen) van het ballastblok. Ze zullen gescheiden besproken worden waarna door middel van superpositie het gehele benodigde ballastgewicht verkregen wordt.

De vijzeldruk tegen wegschuiven

Schematisch is het belastinggeval getekend in figuur b9. Getekend is het voorgaande element, zonder onderspoeling.

De fundering bestaat uit de oplegneus en de vijzelpennen. Het tunnelelement weegt op de bodem in totaal circa 700 t te zwaar, ofwel $\pm 60 \text{ kN/m'}$.

De kracht 1250 kN is afkomstig van de stromingsdruk op het reeds geplaatste element zelf. De kracht 1100 kN is afkomstig van de stromingsdruk op het neer te trekken element.

Het ballastblok is gesitueerd op 105 m van de oplegneus. De vijzelpennen zijn gesitueerd op 100 m van de oplegneus.

Voor de wrijvingscoëfficiënt geldt de waarde 0.5, de veiligheidsfactor bedraagt 2.

De benodigde verticale kracht op de vijzelpennen volgt uit $F_{vij} = F_{hvij} \cdot r/f = 4 \cdot f = F_{hvij}$. F_{hvij} kan bepaald worden uit het horizontaal momenteneven-wicht om de oplegneus A. Hierbij is gesteld dat het moment om de oplegneus 0 is.

$$F_{hvij} = (1250 \cdot 60 + 1100 \cdot 120) / 2 \text{ per vijzelpen.}$$

Nu F_{hvij} en F_{vij} bekend zijn kan uit het verticale momentenevenwicht om de oplegneus het benodigde ballastgewicht bepaald worden. Het verticale momentenevenwicht om de oplegneus is ook gelijk aan 0 gesteld.

$$F_{ballast} = (-60 \cdot 60 \cdot 120 + 2 \cdot x \cdot F_{vij}) / 105$$

Bij de gestelde waarde voor x (100 m) volgt:

$$F_{hvij} = 1035 \text{ kN per vijzelpen}$$

$$F_{vij} = 4140 \text{ kN per vijzelpen}$$

$$F_{ballast} \approx 3800 \text{ kN.}$$

Het contragewicht voor de neertrekkkrachten

Schematisch is het belastinggeval getekend in figuur b10. Getekend is weer het voorgaande element.

Vanuit het drijflichaam werkt er een verticale kracht van 1900 kN omhoog (zie § 5.5.1.1). Deze kracht grijpt aan op 120 m van de oplegneus. Het ballastgewicht grijpt aan op 105 m van de oplegneus. Uit het verticale momentenevenwicht om de oplegneus volgt voor het benodigde ballastgewicht $F_{ballast} = 1.5 \cdot 1900 \cdot 120 / 105 \approx 3300 \text{ kN}$. Er is hier weer gesteld dat het momentenevenwicht om de oplegneus 0 is en dat er geen vermindering van de verticale vijzel-pendruk mag plaatsvinden als gevolg van de kracht uit de neertrekkabels.

totaal

Het totale benodigde ballastgewicht bedraagt $3300 + 3800 = 7100 \text{ kN}$.

Door nu het verticale krachtenevenwicht van het ballastblok op te stellen kunnen de afmetingen bepaald worden.

Het ballastblok wordt in drijvende toestand vervoerd naar zijn afzinklokatie. Deze drijvende toestand is een extra eis waaraan voldaan moet worden.

In het verticale evenwicht spelen een rol:

- het eigen gewicht van het ballastblok, waarvoor gesteld wordt dat dit gelijk is aan $1/3$ deel van het maximaal te verplaatsen volume water door het ballastblok ($1/3 \cdot V_{\text{bal}} \cdot 1005 \cdot g$).
- de opwaartse kracht op het ballastblok. Deze kracht is gelijk aan $1020 \cdot g \cdot V_{\text{bal}}$
- het gewicht van de ballast in het ballastblok. De ballast bestaat uit een deel betonballast met volumemassa 2400 kg/m^3 en een deel waterballast met volumemassa 1005 kg/m^3 (gewicht = $V_{\text{bet}} \cdot 2400 \cdot g + V_{\text{wat}} \cdot 1005 \cdot g$).

Het evenwicht

$$F_n/g = V_{\text{blok}} \cdot (1005/3 - 1020) + V_{\text{bet}} \cdot 2400 + V_{\text{wat}} \cdot 1005$$

$$F_n = 7100 \text{e}3 \text{ N.}$$

Er moet tevens gelden dat het volume van het water en het beton samen kleiner is dan het inwendige volume van het ballastblok. Hiervoor wordt gesteld:

$$V_{\text{bet}} + V_{\text{wat}} \leq V_{\text{blok}} - 200 \text{ m}^3$$

De transporteis luidt:

$$V_{\text{bet}} \cdot 2400 \cdot g + V_{\text{blok}} \cdot 1005 \cdot g/3 - V_{\text{blok}} \cdot 1005 \cdot g \leq 0$$

$$\text{of } V_{\text{bet}} \cdot 2400 - 2 \cdot V_{\text{blok}} \cdot 1005/3 \leq 0$$

Voor de afmetingen van het ballastblok zijn gekozen:

$L \times B \times H = 25 \times 20 \times 3.5 \text{ m}^3$. De vorm komt overeen met een platte bak. Een andere vorm dan een platte bak is niet goed mogelijk, daar een ballastblok met een kleiner waterdoor-

snijgend oppervlak een grotere diepgang krijgt en bovendien op het tunnelelement een obstakel gaat vormen.

De massa van het ballastblok bedraagt ± 600 t. De hoeveelheid toe te passen ballastbeton in het ballastblok bedraagt 450 m^3 , de toe te passen hoeveelheid ballastwater bedraagt 850 m^3 . Het ballastwater wordt pas toegevoegd op de afzinklokatie.

De vijzelpennen

De maatgevende situatie voor de vijzelpennen treedt op tijdens het neertrekken van het tunnelelement. De horizontale vijzelkracht bedraagt dan $(1250 \cdot 60 + 1100 \cdot 120) / (2 \cdot 100) = 1050$ kN per vijzelpen. Het moment in de vijzelpen bedraagt dan $1.25 \cdot 1050 \approx 1300$ kNm. Dit resulteert in een tweetal massieve vijzelpennen met een diameter van 400 mm per stuk.

b De fundering op de onderspoeling

Bij de bepaling van het benodigde ballastgewicht van het ballastblok is hier gebruik gemaakt van het rekenprogramma "de elastisch ondersteunde ligger". Dit programma rekent bij een bepaald ballastgewicht de verticale gronddruk uit onder het element. Deze verticale gronddruk vermenigvuldigd met de oppervlakte waarover deze aanwezig is en vermenigvuldigd met de wrijvingscoëfficiënt geeft de maximaal op te nemen horizontale kracht.

De onderspoeling is aanwezig gedacht vanaf de oplegneus tot aan 105 m vanaf de oplegneus. Voor de beddingconstante van de onderspoeling is een waarde aangenomen van 5000 kN/m^3 . Dit is een waarde voor zeer slap zand.

Het eigen gewicht van de tunnel bedraagt 60 kN/m' . De verticale kracht uit de kabels omhoog bedraagt $1.5 \cdot 1900 \approx$

3000 kN werkend op 120 m vanaf de oplegneus. De horizontale kracht bedraagt 1100 kN vanuit het neer te trekken element werkend op 120 m van de oplegneus en 1250 kN stromingsdruk op het reeds geplaatste element werkend op 60 m vanaf de oplegneus.

Voor het ballastblok wordt een lengte aangenomen van 25 m, zodat bij een bepaald gekozen ballastgewicht de gelijkmatig verdeelde belating vanuit het ballastblok op het tunnelelement bepaald kan worden. Het ballastblok is aanwezig gedacht vanaf 90 m tot aan 115 m op het dak van het tunnelelement.

Voor de wrijvingscoëfficiënt van de onderspoeling wordt uitgegaan van de waarde voor losgepakt zand. De inwendige wrijvingshoek voor losgepakt zand bedraagt ongeveer 27° . De wrijvingscoëfficiënt wordt dan $\tan(27^\circ) = 0.5$.

Na enig optimaliseren volgt er voor het benodigd ballastgewicht 7500 kN ofwel 300 kN/m'.

Uit de berekeningen voor de elastisch ondersteunde ligger volgen de volgende waarden voor de verticale gronddruk (figuur b11).

Tussen 45 m en 105 m van de oplegneus wordt een lineair verloop aangenomen voor de verticale gronddruk. De gemiddelde reactiekracht bedraagt 8 kN/m². Deze werkt over een oppervlakte van $60 \times 20 = 1200 \text{ m}^2$. De totale kracht bedraagt dan 9600 kN vertikaal. Er kan dan $0.5 \times 0.5 \times 8800 = 2400 \text{ kN}$ horizontaal geleverd worden.

Uit het horizontaal momentenevenwicht om de oplegneus, waarbij dit moment gelijk aan 0 wordt gesteld, kan nu de benodigde horizontale kracht F_{hb} bepaald worden (figuur b12)

De afstand van F_{hb} vanaf de oplegneus bedraagt:

$$105 - (105 - 45) / 3 = 85 \text{ m.}$$

$$F_{hb} = (60 \times 1250 + 120 \times 1100) / 85 \approx 2400 \text{ kN.}$$

Bijlage B18 Het herziene draaiboek van de Negative Buoyancy Methode 1

Het draaiboek is opgesteld vanaf het bouwdok tot en met het afzinken. Eerst volgt een lijst met activiteiten, daarna een met benodigd materieel.

B1.1.1 De activiteiten

1). Het element ligt gereed in het bouwdok. Het bouwdok staat onder water. Een deel van de permanente ballast is reeds aanwezig.

1a). De catamarans (afzinkpontons) worden door sleepboten tot net buiten het bouwdok gebracht.

1b). Een motorvlet brengt een verbinding tot stand tussen 1 catamaran en een tweetal verhaallieren op de bouwdokdijk.

1c). De 2 verhaallieren trekken de catamaran het bouwdok binnen.

1d). Tezamen met de sleepboten positioneren de verhaallieren de catamaran en wordt de verbinding tussen de hijsbalk en de bolderbalk onder de catamaran en het tunnelelement tot stand gebracht.

1e). De catamaran wordt losgekoppeld van de verhaallieren en de sleepboten.

1f). Idem 1b t/m 1e maar dan met de andere catamaran.

1g). Er wordt nu een verbinding tot stand gebracht tussen de catamarans onderling en tussen de catamarans en de vier verhaallieren op de bouwdokdijk. Voor dit laatste worden de verhaallieren van **1b).** gebruikt met een tweetal extra verhaallieren. 2 lieren worden vastgemaakt aan de voorzijde van het tunnelelement, 2 aan de achterzijde van het tunnelelement.

1h). De afzinklieren op de afzinkpontons worden gehaald. De afzinkpontons worden enigszins dieper het water in getrokken

tot het element gaat drijven. Nadat het element is gaan drijven wordt het getrimd.

1i). Aan de voorzijde van het element maken nu 2 sleepboten vast. 2 van de 4 verhaallieren worden ontkoppeld en overgezet naar de achterzijde van het tunnelelement.

1j). De sleepboten trekken het element naar buiten. Tegelijkertijd worden de 4 verhaallieren, verbonden met de achterzijde van het element, gevierd.

1k). Als het element geheel buiten het bouwdok is, maken er 2 sleepboten aan de achterzijde van het tunnelelement vast. De 4 verhaallieren worden ontkoppeld. Er maken eveneens 2 sleepboten vast voor het transport van het tunnelelement (1 voor, 1 achter).

2). Voorbereiding op de afzinkplaats.

2a). Bekendmaken van de scheepvaartstremming en de scheepvaartgeul markeren met boeien.

2b). De ankers voor de lierpontons worden aangebracht en deze worden gemarkeerd met boeien.

2c). De lierpontons worden opgehaald en deze worden vastgemaakt aan de ankers.

2d). De zinksleuf wordt opgeschoond.

2e). De allerlaatste weersvoorspellingen worden verwerkt.

Op de afzinkplaats zijn geruime tijd van te voren reeds de zinksleuf gebaggerd en de funderingstegels aangebracht.

3). Het transport van het element.

3a). De 6 sleepboten transporteren het element richting afzinklokatie.

3b). Op de afzinkplaats wordt het tunnelelement voorlopig gepositioneerd en vastgemaakt aan 5 lierpontons en twee sleepboten (figuur 21).

3c). De afzinkpontons worden eveneens vastgemaakt aan de lierpontons.

3d). De sleepboten gooien los, 4 blijven er stand by gedurende de hele operatie.

4). Het afzinken.

4a). De aanvaarbescherming voor het Gina-profiel wordt verwijderd.

4b). De lieren op de afzinkpontons en de lierpontons worden gevierd, waardoor het element naar beneden zakt.

4c). Het afzinken vindt plaats tot 2 m boven de zinksleufbodem.

4d). Het element wordt nu naar zijn voorganger toegetrokken tot op 0.5 m.

4e). Verder afzinken vindt plaats tot de oplegneuzen op elkaar liggen.

4f). Het element wordt nu tegen zijn voorganger aangetrokken.

4g). Aan het vrije uiteinde wordt het element op de vijzels gezet. De vijzels hebben vooraf een bepaalde vooruitslag gekregen. Ze steunen nu op de funderingstegels.

4h). De voegkamer tussen de elementen wordt leeggepompt waardoor de Gina een extra indrukking krijgt.

4i). De kabels van de lierpontons en de afzinkpontons worden gevierd.

5). Na het afzinken.

5a). De bolderbalken en hijsbalken worden losgekoppeld van het tunnelelement. Een R.O.V. zorgt voor inspectie.

5b). De afzinkpontons halen de afzinkkabels, met de bolder- en hijsbalken daaraan vast, in en worden losgemaakt van de lierpontons.

5c). De afzinkpontons, met balken, worden van de afzinklokatie afgevoerd door sleepboten.

5d). De lierpontons worden van hun ankers losgemaakt en afgevoerd door sleepboten.

5e). De lierpontonankers worden gelicht en verplaatst.

5f). Het element wordt onderspoeld.

5g). De scheepvaartmarkering wordt weggehaald en de scheepvaartstremming opgeheven.

5h). Verder in de tijd worden de aanvullingen aangebracht, de kopschotten verwijderd en wordt de tunnel afgewerkt.

B1.1.2 Het benodigd materieel

* 2 catamaransystemen per catamaransysteem bestaande uit:

- 2 afzinkpontons ($L \times B \times H = 20 \times 13.25 \times 3.75 \text{ m}^3$).

Massa 1 afzinkponton: 165 t.

- een verbinding tussen de afzinkpontons.

(figuur 14).

Massa verbinding: 50 t.

- 1 bolderbalk en 1 hijsbalk onder de afzinkpontons

(figuur 17).

Op een afzinkponton (de helft van de catamaran) zijn gemonteerd:

- bolders 2 stuks 50 ton.
- afzinklier 1 stuk 75 ton.
- pompen voor ledigen afzinkponton.
- afsluiters voor vullen afzinkponton.

* 4 lierpontons type 1 ($L \times B \times H = 30 \times 10 \times 2 \text{ m}^3$,
massa: 100 t) met per lierponton gemonteerd: (figuur 20)

- 1 lier 50 ton (haallier naar element).
- 2 lieren 75 ton (houdlier naar ankers).
- 2 lieren 10 ton (houdlier naar ankers).
- 1 lier 10 ton (haallier naar afzinkponton).
- 1 takelblok.

* 1 lierponton type 2 ($L \times B \times H = 30 \times 10 \times 2 \text{ m}^3$,
massa: 100 t) met daarop gemonteerd: (figuur 20)

- 1 lier 25 ton (haallier naar element).
- 2 lieren 25 ton (houdlieren naar ankers).

- 2 lieren 10 ton (houdlieren naar ankers).
- 1 takelblok.
- * Benodigd materieel op, aan of in het element:
 - aanvaarbescherming Gina-profiel.
 - ophangnokken voor de frames (figuur 18)
 - 4 enkele nokken.
 - 4 dubbele nokken.
 - kopschotten.
 - vijzels 2 stuks 300 ton.
- * 2 hijsbalken (massa 20 t) met per balk daarop gemonteerd:(figuur 18)
 - hijsogen 2 stuks 200 ton.
 - 2 hydraulische vergrendelingen.
- * 2 bolderbalken (massa 15 t) met per balk daarop gemonteerd:(figuur 19)
 - bolders 2 stuks 150 ton.
 - 2 stuks 50 ton.
 - 4 hydraulische vergrendelingen.
- * Kabels met daaraan gemonteerd:
 - Omloopschijven 2 stuks 3-voudig per afzinkkabel.
 - (in totaal 4 omloopschijven type C aan de 2 dwarsbalken op de catamaranverbindingen en 4 omloop schijven type A aan de 2 hijsbalken).
- * Sleepboten
 - 4 stuks 1500 pk.
 - 4 stuks 3000 pk.
- * 2 motorvletten.
- * 1 R.O.V.
- * Ankers
 - 8 stuks zuigankers 75 ton.
 - 2 stuks zuigankers 25 ton.
 - 10 stuks Stevin-ankers 10 ton.
- * 1 baggerschip.
- * Communicatie-apparatuur.

* Boeien. Aantal niet precies bekend.

* 4 verhaallieren 10 ton.

B1.1.3 De benodigde shifts

- 1). - 1 shift op bouwdokdijk (2 man): 10 uren
 (vastmaken kabels aan verhaallieren).
 - 3 shifts (16 man per shift) voor het geheel
 (8 uren per shift) gedurende 36 uren totaal.
 De R.O.V.-bedieningsshift vormt een aparte shift van
 3 man.
 1 shift bestaat uit 16 man:
 - 2*4 man bediening lieren
 (per afzinkponton 2 man).
 - 2*2 man bediening pompen/afsluiters
 (per afzinkponton 1 man).
 - 3 man voor R.O.V.
 - 2*2 man coördinatie.
 (2 man per catamaran, 1 per afzinkponton).
- 2). - 5*2 shifts (2 man per shift) op lierpontons
 (5 lierpontons, 2 shifts per lierponton): 17
 uren (6 uren op, 5 uren af, 6 uren op).
- 4). - 1 shift (4 man) in het voorgaande element: 6 uren
 (tijdens het afzinken).
 - de resterende ploegen zijn reeds onder voorgaande
 punten genoemd.

Bijlage B19 Het herziene draaiboek van de Negative Buoyancy Methode 2

Het draaiboek is opgesteld vanaf dat het tunnelelement gereed ligt in het bouwdok tot aan de afgezonken toestand. Eerst volgt een lijst met activiteiten, daarna een met benodigd materieel.

B1.2.1 De activiteiten

- 1). Idem Negative Buoyancy Method 1 maar dan met 1 catamaran.
- 2). Idem Negative Buoyancy Methode 2 maar dan zonder lierponton en lierpontonankers.
- 3). Idem Negative Buoyancy Methode 3. Het tunnelelement wordt nu verankerd via een interne verankering. De afzinkpontons hebben een eigen verankering.
- 4). Het afzinken.
 - 4a). De aanvaarbescherming voor het Gina-profiel wordt verwijderd door duikers.
 - 4b). De lieren op de afzinkpontons worden gevierd, waardoor het element naar beneden zakt. De lieren van de interne verankering worden tegelijkertijd worden gehaald.
 - 4c). Het afzinken vindt plaats tot ± 1.5 m boven de bodem van het voorgaand element en tot 1,5 m van de neus van het voorgaand element. Het voorgaande element wordt "gevangen" door de vangconstructie op het af te zinken element.
 - 4d). Het element wordt nu horizontaal gepositioneerd door de vijzels die op de vangconstructie gemonteerd zijn.
 - 4e). De afzinklieren worden nu verder gevierd tot de oplegneuzen op gelijke hoogte liggen.

4f). Het element wordt nu tegen zijn voorganger aangedrukt door de ankerlieren op de afzinkpontons zodanig te halen dat het geheel van tunnelelement en afzinkpontons enigszins in langsrichting verplaatst richting reeds geplaatste element.

4g). Aan het vrije uiteinde wordt het element op de vijzels gezet. De horizontale positionering vindt plaats met behulp van de zuigankers en de bijbehorende lieren. De vijzels hebben vooraf een bepaalde vooruitslag gekregen. Ze steunen nu op de funderingstegels.

4h). De voegkamer tussen de elementen wordt leeggepompt waardoor de Gina een extra indrukking krijgt.

4i). De kabels van de afzinkpontons en de " interne " verankering worden gevierd.

5). Na het afzinken.

5a). De bolderbalken en de hijsbalken worden losgekoppeld van het tunnelelement. Een R.O.V. zorgt voor inspectie.

5b). Met behulp van de lieren op de afzinkpontons worden de afzinkkabels, met de bolder- en hijsbalken daaraan vast, ingehaald. Tegelijkertijd wordt ook de " interne " verankering ingehaald.

5c). De ankers van de afzinkpontons worden ingehaald.

5d). De afzinkpontons, met balken, worden van de afzinklokatie afgevoerd door sleepboten.

5e). Het element wordt onderspoeld.

5f). De scheepvaartmarkering wordt weggehaald en de scheepvaartstremming opgeheven.

5g). Verder in de tijd worden de aanvullingen aangebracht, de kopschotten verwijderd en wordt de tunnel afgewerkt.

B1.2.2 Het benodigd materieel

* 1 catamaransysteem bestaande uit:

- 2 afzinkpontons ($L \times B \times H = 70 \times 8 \times 4 \text{ m}^3$, massa: 370 t).

- een verbinding tussen de afzinkpontons
(massa: 50 t).(figuur 23).
- 1 bolderbalk, 2 hijsbalken en 1 gecombineerde balk
voor de bolders en de vangconstructie onder de
afzinkpontons (figuur 23).

Op een afzinkponton (de helft van de catamaran) zijn
gemonteerd:

- bolders 2 stuks 50 ton.
- afzinklieren 2 stuks 75 ton.
- lieren voor de " interne " verankering
4 stuks 25 ton (3 keer ingeschoren).
- ankerlieren 4 stuks 50 ton.
- pompen en afsluiters voor ledigen en vullen
afzinkponton.

* Op, aan of in het element zijn gemonteerd:

- aanvaarbescherming Gina-profiel.
- ophangnokken voor de frames.
- kopschotten.
- vijzels 2 stuks 300 ton.

* 2 hijsbalken (massa: 20 t) met per balk daarop
gemonteerd:(figuur 18)

- hijsogen 2 stuks 200 ton.
- bolders 4 stuks 50 ton.

* 1 bolderbalk (massa: 13 t) met daarop gemonteerd:
(figuur 19)

- bolders 2 stuks 150 ton.
2 stuks 50 ton.
- geleidingen voor de kabels vanaf de afzinkponton
naar de zuigankers.

* 1 gecombineerde balk voor de bolders en de vangconstructie
(massa: 20 t) met daaraan gemonteerd:(figuur 24)

- 4 vijzels 100 kN per vijzel.

* Aan de afzinkkabels zijn gemonteerd:

- Omloopschijven:

- 4 stuks type C 3-voudig aan de dwarsbalken op de catamaranverbinding.
- 4 stuks type A 3-voudig aan de hijsbalken.
- 16 stuks type D 2-voudig voor de inwendige verankering.

* sleepboten

- 2 stuks 1500 pk.
- 4 stuks 3000 pk.

* 2 motorvletten.

* 1 R.O.V.

* 1 baggerschip.

* Communicatie-apparatuur.

* Boeien. Aantal is niet precies bekend.

* 4 verhaallieren 10 ton.

B1.2.3 De benodigde shifts

- 1). - 1 shift op bouwdokdijk (2 man): 10 uren.
 (vastmaken kabels).
 - 3 shifts (18 man per shift) op de afzinkcatamaran
 (8 uren per shift) gedurende 30 uren.
 1 shift bestaat uit 18 man:
 - 2 man voor de coördinatie (1 per afzinkponton).
 - 8 man voor bediening lieren.
 (4 per afzinkponton).
 - 4 man voor bediening afsluiters/pompen.
 (2 per afzinkponton).
 - 3 man voor bediening R.O.V.
 - 1 man voor bediening vijzels op vangconstructie.
 (afstandsbediening
- 4). - 1 shift (4 man) in het voorgaande element: 6 uren.

Bijlage B20 Het herziene draaiboek van de Positive Buoyancy Methode

Het draaiboek is opgesteld vanaf dat het tunnelelement gereed ligt in het bouwdok tot aan de neergetrokken toestand. Eerst volgt een lijst met activiteiten, daarna een met benodigd materieel.

B2.1 De activiteiten

1). Het element ligt gereed in het bouwdok. Een deel van de permanente ballast is reeds aanwezig.

1a). De lierponton met de drijfflichamen en de verankeringsbalken wordt tot net buiten het bouwdok gebracht met behulp van sleepboten.

1b). Door middel van kabelverbindingen tussen lieren op de bouwdokdijk en bolders op de lierponton, wordt de lierponton het bouwdok binnen getrokken. De kabelverbindingen zijn tot stand gebracht door een motorvlet.

1c). Op het moment dat de lierponton met de drijfflichamen boven het ene uiteinde van het tunnelelement is gekomen, worden de kabels gevierd waaraan 1 drijfflichaam hangt. Het drijfflichaam zelf heeft op dit moment geen eigen drijfvermogen. De verankeringsbalk die aan het drijfflichaam hangt zakt met het drijfflichaam mee.

1d). Op het element aangekomen wordt het drijfflichaam aan het element vastgemaakt met behulp van hydraulische vergrendelingen.

1e). De lierponton wordt nu naar het andere uiteinde van het tunnelelement getrokken, waarbij gelijktijdig de kabels, waaraan het eerste drijfflichaam hangt, gevierd worden.

1f). Idem 1c)., maar dan aan het andere uiteinde van de tunnel.

1g). Idem 1d).

1h). De lierponton wordt nu met behulp van de lieren tot midden boven het element getrokken.

1i). De verbindingen tussen de lierponton en de bouwdokdijk worden verbroken. Er worden verbindingen gelegd tussen de drijfflichamen en een viertal verhaallieren op de bouwdokdijk.

1j). De pompen op de drijfflichamen worden in werking gesteld, zodat de drijfflichamen leeggepompt worden. Dit gebeurt tot het element, in combinatie met de drijfflichamen, gaat drijven. Onder de lierponton zijn fenders gemonteerd die eventuele botsingen tussen de lierponton en het tunnelelement moeten opvangen.

1k). Aan de voorzijde van het element maken nu 2 sleepboten vast. Deze trekken het element naar buiten terwijl tegelijkertijd de lieren op de bouwdokdijk gevierd worden.

1l). Eenmaal buiten het bouwdok maken er aan de achterzijde van het element ook 2 sleepboten vast. De lierverbindingen tussen de drijfflichamen en de bouwdokdijk worden verbroken.

Er maken voor het transport eveneens 2 sleepboten vast.

2). De voorbereiding op de neertrekplaats.

2a). Bekendmaken van de scheepvaartstremming en de scheepvaartgeul markeren met boeien.

2b). Het ankerblok wordt geplaatst op de zinksleufbodem, geballast met water ($\pm 300 \text{ m}^3$ water) en gemarkeerd met boeien.

2c). Het ballastblok wordt geplaatst op het reeds geplaatste tunnelelement, eveneens geballast met water ($\pm 850 \text{ m}^3$ water) en gemarkeerd met boeien.

2d). De zinksleuf wordt opgeschoond.

2e). De allerlaatste weersvoorspellingen worden verwerkt.

Op de neertrekplaats zijn geruime tijd van te voren reeds de neertreksleuf gebaggerd en de funderingstegels aangebracht.

3). Het transport van het element en de aankomst op de neertreklokatie.

3a). De 6 sleepboten transporteren het element richting neertrekplaats.

3b). Op de neertrekplaats wordt het element voorlopig gepositioneerd met behulp van de sleepboten.

3c). De ankerkabels van de lierponton worden uitgelegd.

3d). Terwijl de ankerkabels in combinatie met de sleepboten het element in positie houden, worden de kabels waaraan de verankeringsbalken hangen, gevierd.

3e). De verankeringsbalken worden 1 voor 1 geplaatst op respectievelijk het voorgaande element en het ankerblok en worden na de plaatsing daaraan vergrendeld met behulp van hydraulische vergrendelingen.

3f). Er vindt een koppeling plaats tussen de kabels aan de boeien boven het ballastblok respectievelijk het ankerblok en de lierponton.

3g). De lieren op de lierponton worden gehaald, zodat de kabels voorgespannen worden.

3h). De sleepboten gooien los. 4 blijven stand by.

4). Het neertrekken.

4a). De aanvaarbescherming wordt verwijderd.

4b). De lieren op de lierponton worden gehaald. Het element wordt naar beneden bewogen.

4c). Het element wordt neergetrokken tot 2 m boven de sleufbodem.

4d). Het neertrekken vindt verder plaats tot het element op zijn tijdelijke steunpunten ligt (oplegneus en 2 vijzel-pennen).

4e). De drijfflichamen worden geballast (met 730 m^3 water), zodat het systeem geen drijfvermogen meer heeft.

4f). De voegkamer tussen het reeds geplaatste en het nog definitief te plaatsen element wordt leeggepompt.

4g). De kabels van het kabelsysteem worden gevierd.

5). Na het neertrekken.

5a). De borgpennen waarmee een drijfflichaam vastzit aan het tunnelelement worden losgemaakt. Een R.O.V. zorgt voor inspectie.

5b). Het drijfflichaam wordt leeggepompt, zodat het nog net geen eigen drijfvermogen heeft (30 m^3 lucht erin).

5c). Door het halen van de lieren op de lierponton wordt het drijfflichaam opgetakeld.

5d). Aan de oppervlakte wordt het drijfflichaam vastgemaakt aan de lierponton. Het drijfflichaam wordt nu verder leeggepompt zodat het weer een eigen drijfvermogen krijgt.

5e). Idem 5a). t/m 5d). maar dan voor het andere drijfflichaam.

5f). De borgpennen, waarmee de verankeringsbalk vastzit aan het voorgaande tunnelelement, worden losgemaakt.

5g). De verankeringsbalk wordt nu opgetakeld en vastgemaakt aan een drijfflichaam. Het resterende water wordt uit de drijfflichamen gepompt.

5h). Idem 5f). en 5g)., maar dan met de verankeringsbalk die vastzit aan het ankerblok.

5i). De sleepboten maken vast aan de lierponton.

5j). De ankerkabels van de lierponton worden ingehaald.

5k). De lierponton met de drijfflichamen en de verankeringsbalken wordt weggesleept.

5l). De onderspoeling wordt aangebracht.

5m). Het ankerblok en het ballastblok worden leeggepompt en verplaatst.

5n). Verder in de tijd worden de aanvullingen aangebracht, de kopschotten verwijderd en wordt de tunnel afgewerkt.

B2.2 Het benodigd materieel

- * 2 drijfflichamen ($L \times B \times H = 20 \times 26.5 \times 2 \text{ m}^3$,
massa: 350 t) met per drijfflichaam gemonteerd:
 - bolders - 2 stuks 150 ton (nodig voor verslepen).
 - 1 stuk 50 ton (nodig voor verslepen).
 - 4 stuks 10 ton (verbinding lierponton -
drijfflichaam en drijfflichaam-ballastblok).
 - 2 frames voor geleiding van de neertrekkabels
(A-frames groot) Massa 9 t. (afmetingen zie
figuur 31).
 - 2 frames voor geleiding van de kruiskabels.
(kruiskabelframes) Massa 4.5 t (afmetingen zie
figuur 32).
 - 2 geleidewielen voor geleiding van de kruiskabels
tussen de lierponton en het drijfflichaam.
 - hijsogen 4 stuks 15 ton voor optakelen drijfflichaam.
 - afsluiters en pompen voor vullen en ledigen
drijfflichaam.
 - aan de voorzijde van het drijfflichaam zijn fenders
gemonteerd voor opnemen van stootkrachten tussen de
verankeringsbalk en het drijfflichaam.
- * 1 lierponton ($L \times B \times H = 50 \times 26.5 \times 4 \text{ m}^3$,
massa: 870 t) met daarop gemonteerd:
 - 8 neertreklieren 50 ton.
 - 8 ankerlieren 50 ton.
 - 6 takellieren: 4 stuks 30 ton, 2 stuks 60 ton voor
optakelen van de drijfflichamen en de verankerings-
balken.
 - 2 frames om de drijfflichamen te kunnen optakelen.
(takelframes) Massa 33.5 t (zie figuur 35).
 - Bolders - 4 stuks 150 ton.
 - 4 stuks 10 ton (lierponton-drijfflichaam).
 - 4 stuks 10 ton (verhalen lierponton in

bouwdok)

- commandoruimte met bedieningscentrum voor de lieren.
- aan en onder de lierponton zijn fenders gemonteerd voor het opnemen van de stootkrachten van respectievelijk het tunnelement en de drijflichamen (4 stuks aan de zijkant, 4 stuks aan de onderkant).
- * 2 verankeringsbalken (figuur 28) massa 16 t met per verankeringsbalk daarop gemonteerd:
 - kabelbevestigingspunten voor de neertrekkabels. (figuur 33)
 - 2 stuks voor de kruiskabels
 - 2 stuks voor de neertekabels.
 - 2*2 hydraulische vijzels 100 t voor bevestiging aan respectievelijk het ankerblok en het ballastblok.
- * Onder het drijflichaam zijn gemonteerd:
 - bevestigingsconstructies voor het drijflichaam aan het tunnelement (figuur 29).
- * 1 ballastblok ($L \times B \times H = 20 \times 25 \times 3.5 \text{ m}^3$, massa: 600 t) met daarop gemonteerd:
 - hijsogen 3 stuks 15 ton voor ophijzen ballastblok.
 - pompen en afsluiters voor het vullen en ledigen van het ballastblok
- * 1 ankerblok (figuur 27) (massa: 350 t) met daarop gemonteerd:
 - hijsogen 3 stuks voor ophijzen ankerblok.
 - bevestigingspunten voor de verankeringsbalk.
 - pompen en afsluiters voor het vullen en ledigen van het ankerblok.
- * Het ballastblok wordt uitgerust met 450 m^3 beton.
- * Het ankerblok wordt uitgerust met 150 m^3 beton.
- * Op, aan of in het element zijn gemonteerd:
 - ophangnokken voor de drijflichamen (figuur 29) 8 stuks in totaal op het hele element.
 - aanvaarbescherming Gina-profiel.

- kopschotten.
- vijzels 2 stuks 600 ton.
- * Aan/voor de kabels zijn gemonteerd:
 - Omloopschijven:
 - 8 stuks 3-voudig type C.
(bevestiging aan ballastblok).
 - 8 stuks 3-voudig type B.
(bevestiging aan A-frames op drijflichaam).
 - 6 stuks enkel (aan de frames voor ophijzen van
de drijflichamen).
- * sleepboten
 - 2 stuks 1500 pk.
 - 4 stuks 3000 pk.
- * 1 R.O.V.
- * 2 motorvletten.
- * Boeien. Aantal niet precies bekend.
- * 1 baggerschip.
- * Communicatie-apparatuur.

B2.3 De benodigde shifts

1).- 3 shifts (8 uren per shift), 6 man per shift, op de lierponton gedurende 30 uren.

- per shift 6 man (R.O.V. aparte ploeg):
 - 2 man voor lierbediening (centraal).
 - 2 man voor het overige werk.
(bediening o.a. afsluiters/pompen (op
afstand bediend)).
 - 2 man voor coördinatie.
 - 3 man voor R.O.V.-bediening.
- 1 shift (2 man) op bouwdokdijk: 10 uren (vastmaken
kabels).

4). - 1 shift (4 man) in het voorgaande element: 6 uren.

Bijlage B21 De berekening van de onderdrukken

Tijdens afzinken neertrekken.

De waterdiepte onder het element vanaf wanneer de onderdruk merkbaar wordt, is te bepalen met behulp van

$5.5 * (1 - \mu) * a$. Als deze waarde gelijk is aan de elementbreedte wordt de onderdruk merkbaar.

$5.5 * (1 - \mu) * a = 21.50 \text{ m.}$ (a gaat richting de waarde van y_0 , daarom $\mu = 0.7$)

$a = 21.50 / 5.5 * 0.3 = 13 \text{ m.}$

Vanaf $a = 13 \text{ m}$ wordt de onderdruk merkbaar. Op het moment dat de onderdruk merkbaar wordt, is de waarde ervan meteen maximaal.

v_1 is constant bij 1 bepaalde μ (zie volgende subparagraaf). μ neemt af naarmate a kleiner wordt. v_1 neemt hierdoor relatief toe. Aangezien de werkende breedte afneemt naarmate a kleiner wordt, neemt hierdoor ook de onderdrukkracht af. Enerzijds is er dus een toename van de kracht als gevolg van een toename van v_1 , anderzijds is er een afname van de kracht als gevolg van een afnemende werkende breedte. Het blijkt dat de maximale onderdrukkracht optreedt op het moment dat de onderdrukken zich voor het eerst manifesteren.

bepaling v_1

Een deel van het water wat tegen het element stroomt zal over het element heen gaan, een deel zal er onder door stromen.

Voor het water wat over het element heen stroomt wordt de afvoerformule van de korte overlaat beschouwd. Ofschoon de overlaat zelf relatief lang is voor een korte overlaat

(21.5 m), zullen de stroomlijnen als gevolg van de scherpe kruin geen recht verloop kennen boven op de overlaat. Voor de afvoerformule geldt:

$q_1 = m \cdot h \cdot (2g \cdot (H - h))^{0.5}$ met voor h het benedenstroomse piëzometrische niveau ten opzichte van de kruin van de overlaat en voor H het bovenstroomse energieniveau ten opzichte van de kruin van de overlaat.

m is een afvoercoëfficiënt die voor een scherpe kruin op 1 gesteld wordt.

Nu is bekend welke hoeveelheid water er over het element heen stroomt. Er is eveneens bekend welke hoeveelheid water er in het ongestoorde profiel per eenheid van breedte stroomt ($v = 2 \text{ m/s}$, $a = 30 \text{ m}$ dus $q_0 = 60 \text{ m}^2/\text{s}$). De hoeveelheid water die onderlangs het element stroomt kan nu bepaald worden.

Met behulp van de contractiecoëfficiënt voor de stroming onderlangs het element (μ) kan nu bepaald worden hoe groot v_1 wordt.

Uitgaande van fase 3 (figuur 39) volgt:

$$H = v_0^2/2g + h = 0.2 + h$$

$$m = 1$$

$$h = p/\rho g + z = 17 \text{ m}$$

$$q_1 = 1 \cdot 17 \cdot v_0 = 34 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$q_0 = 60 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$q_2 = 60 - 34 = 26 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$a = 13 \text{ m}$$

$$\mu = 0.7$$

$$v_1 = (26 / (0.7 \cdot 13)) = 2.9 \text{ m/s}.$$

Op dezelfde wijze kan ook bij waarden voor a kleiner dan 13 m de grootte van v_1 bepaald worden.

de onderdruk

$$a = 13 \text{ m}$$

$$h_1 - h_0 = (v_0^2 - v_1^2) / 2g = - 0.22 \text{ m.}$$

De maximale onderdruk is gelijk aan:

$$p = 0.22 * \rho * g = 2200 \text{ N/m}^2.$$

$$\text{Deze werkt over een lengte } 3.5 * (1 - \mu) * a = \\ 3.5 * (1 - 0.7) * 13 \approx 14 \text{ m.}$$

Dit wordt per strekkende meter van het element:

$$14 * 2200 = 31 \text{ kN/m'.$$

$$\text{Totaal dus: } 80 * 31 \approx 2500 \text{ kN.}$$

Per catamaran wordt dit 1250 kN (of per drijflichaam). De extra inzakking wordt nu:

$$1250 \cdot 10^3 / (g * \rho * 2 * 13.25 * 20) \approx 0.2 \text{ m.}$$

(pontonoppervlak $2 * 13.25 * 20 \text{ m}^2$ voor 1 catamaran of voor 1 drijflichaam).

Overzicht van waarden voor a , μ , v_1 , de extra kracht en de inzakking:

a	μ	v_1	extra kracht kN	inzakking m
13	0.7	2.9	2500/2	0.20
10	0.7	2.9	1750/2	0.15
8	0.65	3.1	2200/2	0.20
5	0.65	3.1	1350/2	0.10

Bijlage B22 De ankerkabelkrachten bij de Negative Buoyancy
Methode 1

Afleiding relatie voorspankracht - overspanning

De kabelvergelijking wordt benaderd door een parabool.

$$w(x) = (-0.5*q*x^2 + (T*h + 0.5*q*l^2)*x/l)/T.$$

De ontwikkelde lengte volgt uit:

$$L - l = \int_l^0 (0.5*(dw/dx)^2) dx$$

$$dw/dx = (-q*x + (T*h + 0.5*q*l^2)/l)/T$$

Er volgt:

$$T = \{ (q^2 * l^3 / 12) / (2*(L - l) - h^2 / l) \}^{0.5}$$

$$q = 0.5 \text{ kN/m' (aangenomen kabelgewicht).}$$

kabeldiameter 120 mm

$$h = 30 \text{ m (waterdiepte).}$$

$$L = 182.74 \text{ m (aanvangslengte).}$$

$$F_s = 0.5 * \rho_w * C_w * A * (v_{\max})^2 \approx 1000 \text{ kN.}$$

$$\rho = 1005 \text{ kg/m}^3, C_w = 1, A = 1080 \text{ m}^2,$$

$$v_{\max} = 2 \text{ m/s.}$$

Uit figuur 41 volgt dat een verlenging van de overspanning van kabel 2 van 0.4 m (van 180 naar 180.4 m) tezamen met een verkorting van de overspanning van kabel 3 van 0.4 m (van 180 naar 179.4 m) een kracht levert van ± 1000 kN. De verlenging van de overspanning van kabel 1 bedraagt 1 m (van 179.1 naar 180.1 m).

De totale verlenging van de overspanning wordt:

$$0.4 + 1 * \cos 20^\circ = 1.35 \text{ m.}$$

Toelichting bij figuur 41

Bij een gekozen voorspanning $T = 500$ kN, een overspanning $l = 180$ m en een kabeldiameter van 120 mm (kabelgewicht gesteld op 0.5 kN/m' volgt voor L 182.74 m.

De aanvangslengte (onbelast) bedraagt $L_0 = 182.6$ m

$$(L = 500000 \cdot L_0 / (100000 \cdot 6625) = T \cdot L_0 / E \cdot A$$

$E = 100000$ N/mm², $A = 6625$ mm² (diameter 120 mm)

$L_0 + L = 182.74$ m, waaruit volgt $L_0 = 182.6$ m).

Uitgegaan van de aanvangslengte L_0 wordt nu voor verschillende voorspankrachten bepaald wat de ontwikkelde lengte L wordt met de bijbehorende overspanning l .

Procedure:

- Kies een T
- Bepaal L met $L = T \cdot L_0 / E \cdot A$
- Bepaal L met $L = L_0 + L$
- Bepaal l uit $T = (((q^2 \cdot l^3) / 12) / (2 \cdot (L - l) - h^2 / l))^{0.5}$
- Zet bovenstaande waarden uit in de figuur met op de x-as de overspanning en op de vertikale as de kabelkrachten

Er volgt: (figuur 41)

T kN	L m	L m	l m
100	0.03	182.6	174.5
300	0.08	182.68	179.5
500	0.14	182.74	180
1000	0.28	182.87	180.3
1500	0.4	183	180.5

Berekening eigenfrequentie

De schematisatie uit figuur 40b wordt gemaakt, waarbij de veren links als lineair worden beschouwd (tijdens belasting).

In de aanvangssituatie wordt de massa van de lierponton verwaarloosd. In de situatie met belasting geldt dat de stijfheid van de veren links zoveel groter is dan de stijfheid van de veren rechts, dat de veren links de eigenfrequentie bepalen.

$$k_5 = 2 \cdot k_1.$$

$$1/k_6 = 1/k_5 + 1/k_2.$$

$$k_1 = k_2 = 3600 \text{ kN/m.}$$

$$k_5 = 7200 \text{ kN/m.}$$

$$k_6 = 2400 \text{ kN/m.}$$

$$w = (k/m)^{0.5} = (2400 \cdot 10^3 / 24 \cdot 10^6)^{0.5} = 0.316 \text{ rad/s}$$

$$T = 2 \cdot \pi / w \approx 20 \text{ s.}$$

Bepaling gewenste voorspanning in kabel 2.

In onderstaande tabel is telkens uitgegaan van een bepaalde waarde voor de voorspanning in kabel 2. De voorspanning in kabel 1 volgt hier dan automatisch uit. Vervolgens is uit figuur 41 bepaald hoever de kabeloverspanning moet toenemen om de stromingskracht van 1000 kN te kunnen opnemen (het verschil tussen de kabelkrachten in de kabels 2 en 3 is 1000 kN). Uit de veranderde overspanningen kunnen de verlengingen afgeleid worden.

vsp.1 = voorspanning in kabel 1 kN.

vsp.2 = voorspanning in kabel 2 kN.

Fmax1 = maximale kracht in kabel 1 kN.

Fmax2 = maximale kracht in kabel 2 kN.

Fmin3 = minimale kracht in kabel 3 onder belasting kN.

$vl.1 = \text{verlenging kabel 1 (toename 1) m.}$
 $vl.2 = \text{verlenging kabel 2 (toename 1) m.}$
 $tv1 = vl.1 + vl.2 * \cos 20^\circ \text{ m.}$

vsp.1	vsp.2	Fmax1	Fmax2	Fmin3	vl.1	vl.2	tv1
160	300	650	1225	225	3.3	0.3	3.4
210	400	665	1250	250	1.5	0.4	1.8
265	500	720	1350	350	0.95	0.4	1.35
320	600	750	1400	400	0.5	0.4	0.85
	700						
	800						
	900						
530	1000	800	1500	500	0.2	0.2	0.4

Het blijkt dat bij een geringe voorspanning de verplaatsingen relatief grote waarden aannemen, in tegenstelling tot kleine waarden voor de verplaatsingen bij grote voorspanning. Een grotere voorspanning betekent echter weer een zwaardere kabel. Er wordt gekozen voor een voorspanning van 500 kN in kabel 2.

Bijlage B23 De bewegingen van de afzinkpontons/ drijflichamen

Algemeen

In deze paragraaf wordt de relatie besproken tussen de windkracht, de windbaan, de golfperiode, de golfhoogte en de golflengte.

Daarnaast wordt besproken hoe de extra opwaartse kracht als gevolg van een passerende golf bepaald kan worden.

Als laatste worden de eigenperiodes bepaald van het tunnelelement voor rollen en dompen.

De relatie windkracht, windbaan, golfperiode, golflengte, golfhoogte

Voor deze relatie wordt gebruik gemaakt van het nomogram van figuur 6. Het nomogram geeft de relatie tussen een windsnelheid, een windbaan, een significante golfperiode, een significante golfhoogte en een bepaalde windduur. Het nomogram is geldig voor diep water. De maximale windbaan in de Westerschelde over diep water bedraagt 12 km.

Voor de windkrachten 3 t/m 10 zijn de grootten bepaald van de golfperiode en de golfhoogte. Hierbij is uitgegaan van een volledig ontwikkeld golfveld.

Met behulp van de relatie $L = g \cdot T^2 / 2 \cdot \pi$ (geldig voor diep water) volgt ook de bijbehorende golflengte.

windkracht (Beaufort)	Hs m	T s	L m
3	0.35	2.3	8
4	0.5	2.5	10
5	0.8	3	14
6	1	3.5	19
7	1.3	3.8	22
8	1.5	4.2	27
9	1.7	4.5	31
10	2	4.8	35

De extra opwaartse kracht als gevolg van een passerende golf

De extra opwaartse kracht op de afzinkpontons en lierponton kan als volgt berekend worden.

1). Benader de golf door een sinus. De fout die hiermee gemaakt wordt is gering, zolang er sprake is van diep water.

2). Bereken vervolgens het extra verplaatste volume water door een afzinkponton of lierponton als gevolg van een passerende golf. De afzinkponton en lierponton kunnen niet vertikaal verplaatsen.

3). Bereken nu de extra opwaartse kracht figuur b13.

ad 1. De golf wordt weergegeven door: $a \cdot \sin(\pi \cdot x / (L/2))$ met voor a de golfamplitude.

ad 2. Het maximaal extra verplaatste volume water treedt op in de volgende situatie (figuur b13)

Het gearceerde deel is het extra volume verplaatste water (per strekkende meter).

Dit is gelijk aan:

$$V = \int_{L1}^{L2} a \cdot \sin(\pi \cdot x / (L/2)) dx = \left[-\frac{L \cdot a}{2 \cdot \pi} \cos(\pi \cdot x / (L/2)) \right]_{L1}^{L2}$$

Wanneer dit volume vermenigvuldigd wordt met de lengte van een afzinkponton of lierponton, wordt de maximale extra opwaartse

kracht gevonden. In bovenstaande figuur is de lengte van het voorwerp kleiner dan $L/2$. Indien dit niet het geval is zal de extra opwaartse kracht voor een deel (of zelfs helemaal) gecompenseerd worden. Er dient altijd een resulterende kracht bepaald te worden. De golf kan namelijk ook een extra neerwaartse kracht veroorzaken.

In rekening te brengen extra opwaartse kracht

Van belang is nu de respons van een catamaransysteem en de lierponton op de golfexcitatie. Hiertoe zullen de eigenperiodes van een catamaransysteem en lierponton voor rollen en dompen bepaald worden. Uit de verhouding eigenperiode golfperiode kan dan, indien de dempingsfactor bekend is, een versterkingsfactor bepaald worden uit figuur b16. Deze versterkingsfactor vermenigvuldigd met de berekende extra opwaartse kracht geeft de extra opwaartse kracht waarop de catamaranverbinding bij de Negative Buoyancy Methode 1 en de kabels bij de Positive Buoyancy Methode gedimensioneerd dienen te worden.

De eigenperiodes van het tunnelelement voor rollen en dompen.

rollen (figuur b14)

$$T = 2\pi \cdot (J/k)^{0.5}$$

Het rotatietraagheidsmoment J is in het algemeen gesteld gelijk aan $m \cdot (a^2 + b^2) / 12$.

Voor dit geval wordt de bijdrage van de binnenwanden van de tunnel aan het rotatietraagheidsmoment verwaarloosd. De wanddikte van de tunnel wordt gesteld op 1 m.

Voor J volgt nu:

$$J = 2400 \cdot 120 \cdot ((21.5^2 \cdot 9 + 9^2) - 19.5 \cdot 7 \cdot (19.5^2 + 7^2)) / 12 = 1.12 \cdot 10^9 \text{ kgm}^2.$$

$$k = 0.5 \cdot (2 \cdot 1/3)^2 \cdot k_1, \quad k_1 = \int g \cdot A \quad (\text{waterveer})$$

$k = 0.5 * (2 * 21.5 / 3) ^ 2 * 1005 * 9.81 * 21.5 * 120 = 2.6e9 \text{ Nm/rad}$
 $T = 2 * \pi * (J / k) ^ {0.5} = 5.1 \text{ s (inclusief toegevoegde massa (factor 1.5))}.$

dompen

$T = 2 * \pi * (m / k) ^ {0.5}$
 $m = 24000 \text{ t}$
 $k = \int * g * A = 1005 * 9.81 * 120 * 21.5 = 2.55e7 \text{ N/m}$
 $T = 8.6 \text{ s (inclusief toegevoegde massa (factor 2))}.$

Bijlage B24 De invloed van de bewegingen van de afzinkpontons bij de Negative Buoyancy Methode 1

In bijlage 23 zijn de optredende golfhoogtes, golfperiodes en golflengtes bepaald bij verschillende windkrachten. In deze bijlage worden voor het catamaransysteem van de Negative Buoyancy Methode 1 de eigenperiodes bepaald voor rollen en dompen. Daarna vindt bepaling plaats van de dempingsfactoren voor rollen en dompen. Met behulp van figuur b16 wordt de versterkingsfactor bepaald. Voor de maatgevende situatie wordt dan bepaald wat de extra opwaartse kracht is waarop de catamaranverbinding gedimensioneerd dient te worden.

rollen

Het systeem uit figuur b15 wordt beschouwd.

Voor de eigenperiode van de catamaran voor rollen geldt:

$$T = 2\pi \cdot (J/k)^{0.5} \text{ s.}$$

rotatietraagheid J

De afzinkpontons worden geschematiseerd tot holle stalen dozen. De wanddikte volgt uit de pontonmassa gedeeld door het pontonoppervlak.. De buitenafmetingen van het ponton bedragen $20 \times 13.25 \times 3.75 \text{ m}^3$. Met een soortelijk gewicht van 7850 kg/m^3 volgt voor de wanddikte 0.03 m en dus voor de binnenafmetingen $19.94 \times 13.19 \times 3.69 \text{ m}^3$.

Voor het traagheidsmoment volgt:

$$\begin{aligned} J_e &= 1/12 \cdot 7850 \cdot (20 \times 13.25 \times 3.75 \cdot (13.25^2 + 3.75^2 - \\ &\quad 19.94 \times 13.19 \times 3.69 \cdot (13.19^2 + 3.69^2))) = 3.5e6 \text{ kgm}^2 \\ J &= 2 \cdot (J_e + m \cdot L_1^2) = 1.2e8 \text{ kgm}^2 \end{aligned}$$

J_e = traagheidsmoment afzinkponton

m = massa afzinkponton

L_1 = zwaartepuntsafstand afzinkponton ten opzichte rotatiepunt

de veerstijfheid k

De rotatieveerstijfheid is gesplitst in 2 delen. Enerzijds is er de stijfheid van de waterveer, anderzijds is er de rekstijfheid van de kabels.

- rotatiestijfheid waterveer k_1

Bij een rotatie van de catamaran om punt A over een hoek α (figuur b15) volgt er een tegenwerkende koppel met een grootte van: $M = 0.5 \cdot L^2 \cdot k_1' \cdot \tan \alpha$ kNmrad

α = rotatiehoek

$k_1' = \text{stijfheid waterveer} = \int g \cdot A_p$

$k_1' = 1005 \cdot 9.81 \cdot 13.25 \cdot 20 = 2.6e6$ N/m

De rotatieveerstijfheid k_1 is gelijk aan $0.5 \cdot L^2 \cdot k_1'$

$k_1 = 0.5 \cdot (24 + 13.25)^2 \cdot 2.6e6 = 1.8e9$ Nm/rad

- rotatieveerstijfheid kabels k_2

Bij een rotatie van de catamaran om punt A over een hoek α (figuur b15) volgt er een tegenwerkende koppel met een grootte van: $M = 0.5 \cdot L_2^2 \cdot k_2' \cdot \tan \alpha$ kNmrad

$k_2' = \text{rekstijfheid kabels} = EA/l$

$k_2' = 2e5 \cdot 0.46 \cdot 60^2 / 30000 = 1.1e4$ N/mm

De rotatieveerstijfheid k_2 is gelijk aan $0.5 \cdot L_2^2 \cdot k_2'$

$k_2 = 0.5 \cdot 22.5^2 \cdot 1.1e7 = 2.8e9$ Nm/rad

De 2 bovengenoemde veren werken in serie met elkaar. Voor de rotatieveerstijfheid van het systeem volgt nu:

$$1/k = 1/k_1 + 1/k_2$$

$$k = 1.1e9 \text{ Nm/rad}$$

$T = 2 \cdot \pi \cdot (J/k)^{0.5} = 2.5 \text{ s}$ (dit is inclusief toegevoegde massa (factor 1.5) voor het rotatietraagheidsmoment).

demping rollen

Voor de dempingsfactor e geldt:

$$e = c / (2 * (k * J)^{0.5})$$

$$c = 0.27 * \sqrt{B^2 / (2^{0.5})}$$

$$c(\text{cat}) = (50.5 * 1 * 20 * 50.5^2 - 24 * 1 * 20 * 24^2) * 0.27 * 1005 / (2^{0.5})$$

$$c(\text{catamaran}) = 4.4e8$$

$$c(\text{te}) = 0.5 * 0.27 * 1005 * 120 * 21.5 * 9 * 21.5^2 / (2^{0.5})$$

$$c(\text{tunnelement}) = 1e9$$

$$e = (c(\text{cat}) + c(\text{te})) / (2 * (1.1e9 * 1.2e8)^{0.5}) = 2$$

dompen

Voor de eigenperiode van de catamaran voor dompen geldt:

$$T = 2 * \pi * (m/k)^{0.5}$$

De veerstijfheid k

Net zoals bij de situatie voor rollen is er hier een seriesysteem voor de waterveer en de kabelveer.

$$\text{Voor de waterveer geldt } k_1 = 2 * 2.6e6 \text{ N/m}$$

$$\text{Voor de kabelveer geldt } k_2 = 2 * 1.1e7 \text{ N/m}$$

$$1/k = 1/k_1 + 1/k_2$$

$$k = 2 * 2.1e6 \text{ N/m}$$

De massa van 1 catamaran bedraagt 330 t.

$$T = 2.5 \text{ s (dit is inclusief een toegevoegde massa m)}$$

demping dompen

$$c = 0.3 * \sqrt{B} / (2^{0.5})$$

$$c = 0.3 * 1005 * (23000 + 4 * 20 * 13.25 * 1) / (2^{0.5}) = 5.2e6$$

$$e = c / (2 * (k * m)^{0.5})$$

$$e = 5.2e6 / (2 * (4 * 2.1e6 * 4 * 165000)^{0.5}) = 1.1$$

De versterkingsfactoren

Uit figuur b16 volgt dat bij de gevonden dempingsfactoren de versterkingsfactor een waarde heeft kleiner dan 1. De demping voor rollen is zo groot dat het rollen verder buiten beschouwing wordt gelaten.

De maximale versterkingsfactor treedt op bij relatief grote golfperiodes. De waarde T_0/T wordt dan klein en de versterkingsfactor neemt toe.

Uit de bepaling van de maximale extra opwaartse kracht volgt dat de situatie bij windkracht 10 maatgevend is. Het element ligt dan met de kop in de golven.

De versterkingsfactor heeft dan een waarde 0.7 ($T_0/T \approx 0.5$). De extra opwaartse kracht wordt dan $0.7 \cdot 2100 = 1500$ kN.

Voor de opwaartse krachten bij de overige windkrachten volgt:

windkracht	opwaartse kracht kN
3	-
4	200
5	100
6	1000
7	1700
8	900
9	1500
10	2100

Vanaf windkracht 8 ligt het element met zijn kop in de golven, waardoor in eerste instantie de kracht gereduceerd wordt.

De extra opwaartse kracht wordt gebruikt bij de dimensionering van de catamaranverbinding en de hijsbalken.

Bijlage B25 De ankerkabelkrachten bij de Negative Buoyancy Methode 2

De interne verankering

De kabels van de interne verankering hebben alleen een functie op het moment dat het af te zinken tunnelelement zijn voorganger nadert. Bij benadering is het tunnelelement dan 30 m afgezonken.

De afstand tussen de bolderbalk c.q. vangconstructie en de afzinkpontons bedraagt 25 m in lengterichting van het tunnelelement. De horizontale afstand bedraagt 24 m (figuur b17).

De op te nemen stromingskracht bedraagt 650 kN (bij $v = 1.5 \text{ m/s}$). Dit is een horizontale component die gelijk wordt gesteld aan de horizontale component uit de kabel. Voor de kabelkracht volgt:

$$(650 * (30^2 + 24^2 + 20^2)^{0.5}) / 24 = 1200 \text{ kN.}$$

Bijlage B26 De invloed van de bewegingen van de afzinkpontons bij de Negative Buoyancy Methode 2

In bijlage 23 zijn de optredende golfhoogtes, golfperiodes en golflengtes bepaald bij verschillende windkrachten. In deze bijlage worden voor het catamaransysteem van de Negative Buoyancy Methode 2 de eigenperiodes bepaald voor rollen en dompen.

Daarna vindt bepaling plaats van de dempingsfactoren voor rollen en dompen. Met behulp van figuur b16 wordt de versterkingsfactor bepaald. Voor de maatgevende situatie wordt dan bepaald wat de extra opwaartse kracht is waarop de catamaranverbinding gedimensioneerd dient te worden.

De gevolgde werkwijze is dezelfde als die bij de Negative Buoyancy Methode 1. Vandaar dat hier alleen de resultaten van de berekeningen worden vermeld.

rollen

$$k = 2.8e9 \text{ Nm/rad}$$

$$J = 2.1e8 \text{ kgm}^2$$

$$T = 2.1 \text{ s}$$

$$c = 2.8e9$$

$$e = 1.8$$

dompen

$$k = 4.4e6 \text{ N/m}$$

$$m = 400 \text{ t}$$

$$T = 2.7 \text{ s}$$

$$c = 5.2e6$$

$$e = 1.2$$

De versterkingsfactoren

Uit figuur b16 volgt dat bij de gevonden dempingsfactoren de versterkingsfactor een waarde heeft kleiner dan 1. De demping voor rollen is zo groot dat het rollen verder buiten beschouwing wordt gelaten.

Uit de bepaling van de maximale extra opwaartse kracht volgt dat de situatie bij windkracht 7 maatgevend is.

De versterkingsfactor heeft dan een waarde 0.6 ($T_0/T \approx 0.7$). De extra opwaartse kracht wordt dan $0.55 \cdot 5700 / 2 \approx 1500$ kN per catamaranverbinding.

Voor de opwaartse krachten bij de overige windkrachten volgt:

windkracht	opwaartse kracht kN
3	-
4	600
5	2400
6	4000
7	5700
8	1000
9	1300
10	1700

Vanaf windkracht 8 ligt het element met zijn kop in de golven, waardoor in eerste instantie de kracht gereduceerd wordt.

De extra opwaartse kracht wordt gebruikt bij de dimensionering van de catamaranverbinding en de hijsbalken.

$$\begin{aligned}
F_{hac} &= \sin \alpha * \sin \varnothing * F_{ac} & F_{vac} &= \cos \alpha * \cos \epsilon * F_{ac} \\
F_{hbd} &= \sin \varnothing * \sin \alpha * F_{bd} & F_{vbd} &= \cos \alpha * \cos \epsilon * F_{bd} \\
F_{hbc} &= \cos \tau * \sin \beta * F_{bc} & F_{vbc} &= \cos \beta * \cos \delta * F_{bc}
\end{aligned}$$

Een en ander in elkaar substitueren en uitwerken geeft:

$$(10 * (2) + (3) \text{ en } \cos \alpha * \cos \epsilon * (2) + \sin \alpha * \sin \varnothing * (1))$$

$$F_{bc} = F_h * t - F_v * z / r \quad (4)$$

$$F_{bd} = (F_h * (h + 10) + F_v * l / 2 - F_{bc} * (l * u + 10 * w)) / (l * t) \quad (5)$$

$$F_{ac} = (F_v - F_{bc} * u) / t - F_{bd} \quad (6)$$

$$t = \cos \alpha * \cos \epsilon$$

$$u = \cos \beta * \cos \delta$$

$$w = \cos \tau * \sin \beta$$

$$z = \sin \alpha * \sin \varnothing$$

$$r = t * w - u * z$$

Relatie F_h en F_v

Substitueer (4) in (5) met $F_{bd} = 0$

Er volgt dan na enig rekenwerk:

$$F_v = -F_h * ((h+10) * r - t * (l * u + 10 * w)) / (l * r / 2 + z * (l * u + 10 * w)) \quad (7)$$

Waarden van de hoeken (in graden)

Fh = 1100 kN, Fv = 1900 kN.

	verplaat- sing m	τ	β	δ	η	α	ϵ
aan de opper- vlakke	5.5	4.5	40.4	3.8	70	7.8	2.9
	10	3.8	45	3.8	78.7	14	2.9
	11	3.7	46	3.8	79.7	15.4	2.9
na 10 m neertrekken	2	5.2	47.7	5.7	45	3.8	3.8
	3	5	49	5.7	56.3	5.7	3.8
	4	4.8	50.2	5.7	63.4	7.6	3.8
Na 20 m neertrekken	0	5.7	63.4	11.3	0	0	5.7
na 30 m neertrekken	0	5.7	90	90	0	0	11.3

Bepaling stromingskracht Fh

$$F_h = \frac{1}{2} * \frac{1}{2} * \rho * C_w * A * v^2 = 1100 \text{ kN}$$

$$\rho = 1005 \text{ kg/m}^3, C_w = 1, A = 9 * 120 = 1080 \text{ m}^2,$$

$$v = 2 \text{ m/s.}$$

De situatie op de bodem (figuur b22)

Krachten bovenaanzicht en vooraanzicht.

$$F_{vbc'} = \sin \mu * \sin \theta * F_{bc}$$

$$F_{bc} = 200 \text{ kN}$$

$$\mu = \text{invtg} (30 / ((120 - 50) / 2 - 20)) = 63.4$$

$$\theta = \text{invtg} (30 / 20) = 56.3$$

$$F_{vbc'} = 150 \text{ kN.}$$

Bijlage B28 De invloed van de bewegingen van de lierponton bij de Positive Buoyancy Methode

In bijlage 23 zijn de optredende golfhoogtes, golfperiodes en golflengtes bepaald bij verschillende windkrachten. In deze bijlage worden voor de lierponton van de Positive Buoyancy Methode de eigenperiodes bepaald voor rollen en dompen.

Daarna vindt bepaling plaats van de dempingsfactoren voor rollen en dompen. Met behulp van figuur b16 wordt de versterkingsfactor bepaald. Voor de maatgevende situatie wordt dan bepaald wat de extra opwaartse kracht is waarop de kabels gedimensioneerd dient te worden.

De gevolgde werkwijze is dezelfde als die bij de Negative Buoyancy Methode 1. Voor de lierponton geldt dat alleen J_e bepaald hoeft te worden. Verder is alles in principe hetzelfde als bij de Negative Buoyancy Methode 1. Vandaar dat hier alleen de resultaten van de berekeningen worden vermeld.

rollen

$k = 2e9 \text{ Nm/rad}$
 $J = 9.1e7 \text{ kgm}^2$
 $T = 1.3 \text{ s}$
 $c = 2.6e9$
 $e = 3$

dompen

$k = 1.3e7 \text{ N/m}$
 $m = 870 \text{ t}$
 $T = 2.3 \text{ s}$
 $c = 4.8e6$
 $e = 0.7$

De versterkingsfactoren

Uit figuur b16 volgt dat bij de gevonden dempingsfactoren de versterkingsfactor een waarde heeft kleiner dan 1. De demping voor rollen is zo groot dat het rollen verder buiten beschouwing wordt gelaten.

Uit de bepaling van de maximale extra opwaartse kracht volgt dat de situatie bij windkracht 6 maatgevend is.

De versterkingsfactor heeft dan een waarde 0.8 ($T_0/T \approx 0.65$). De extra opwaartse kracht wordt dan $0.8 \cdot 2800/2 \approx 2200$ kN voor het hele lierponton.

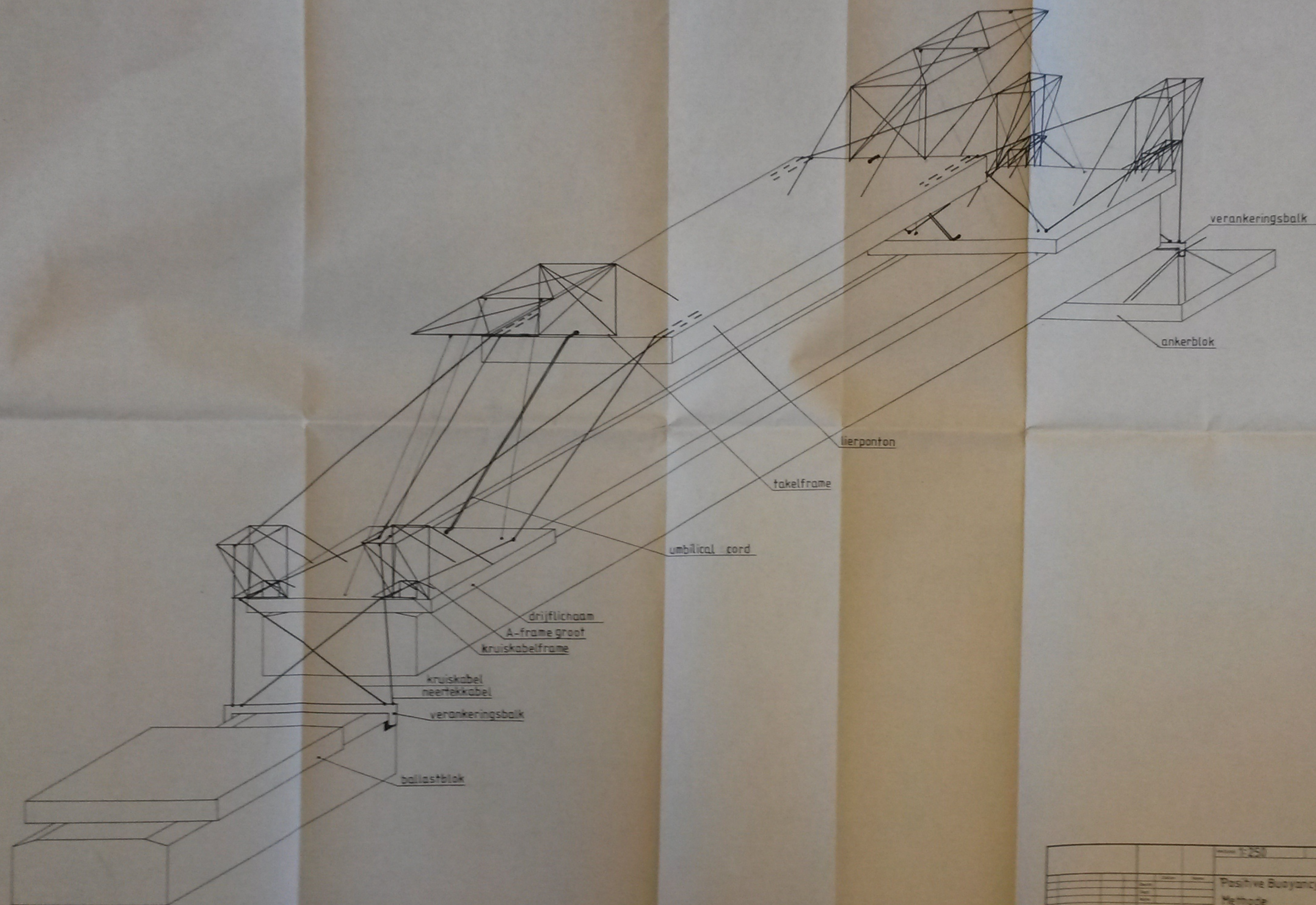
Voor de opwaartse krachten bij de overige windkrachten volgt:

windkracht	opwaartse kracht kN
3	-
4	700
5	600
6	2800
7	2700
8	350
9	n.v.t.
10	n.v.t.

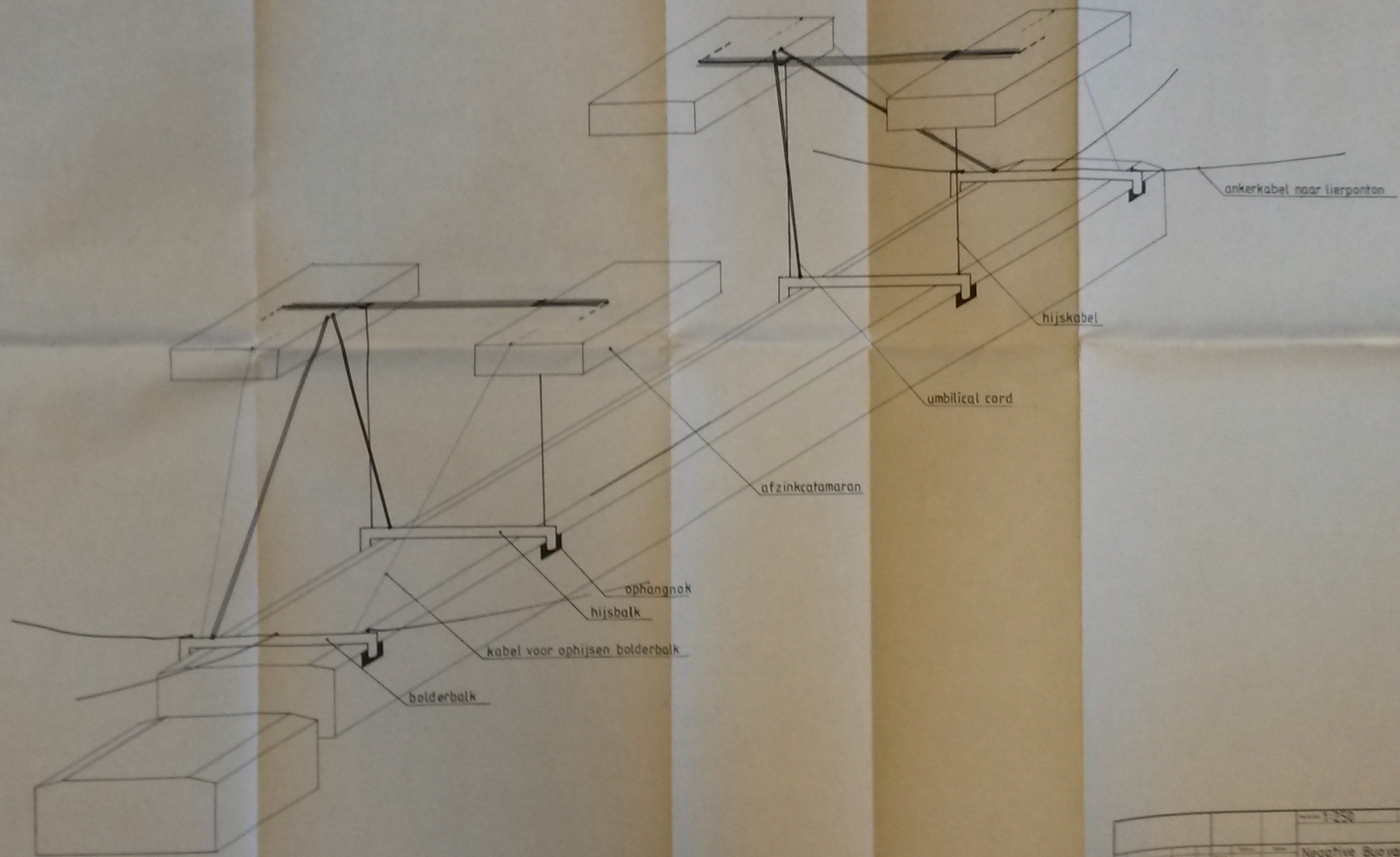
Vanaf windkracht 8 ligt het element met zijn kop in de golven, waardoor in eerste instantie de kracht gereduceerd wordt. De berekende situatie bij windkracht 8 is nog tijdens het neertrekken, dus niet met de kop in de golven. Zodra het element met de kop in de golven gedraaid moet worden is het neertrekproces onderbroken. Dit houdt in dat het tunnelement weer vlak onder de oppervlakte gebracht wordt. In deze situatie kan er via de kabels geen verticale kracht overgebracht worden op het tunnelement. Vandaar dat er n.v.t. vermeld is bij windkracht 9 en 10.

De extra opwaartse kracht hoeft niet extra in rekening gebracht te worden bij de dimensionering van de kabels of de constructies op de drijflichamen. Op het moment dat bovenbeschreven situatie optreedt zijn de kabelkrachten in de kabels al gereduceerd omdat de maatgevende situatie met betrekking de kabelkrachten optreedt aan de oppervlakte en niet op het moment dat het element praktisch al neergetrokken is (op de bodem).

De extra opwaartse kracht wordt gebruikt bij de dimensionering van de catamaranverbinding en de hijsbalken.



Scale 1:250	
Positive Buoyancy Methode	
A.J.C. van Aart	



1:250	
Negative Buoyancy Methode 1	
A.J.C. van Aart	

