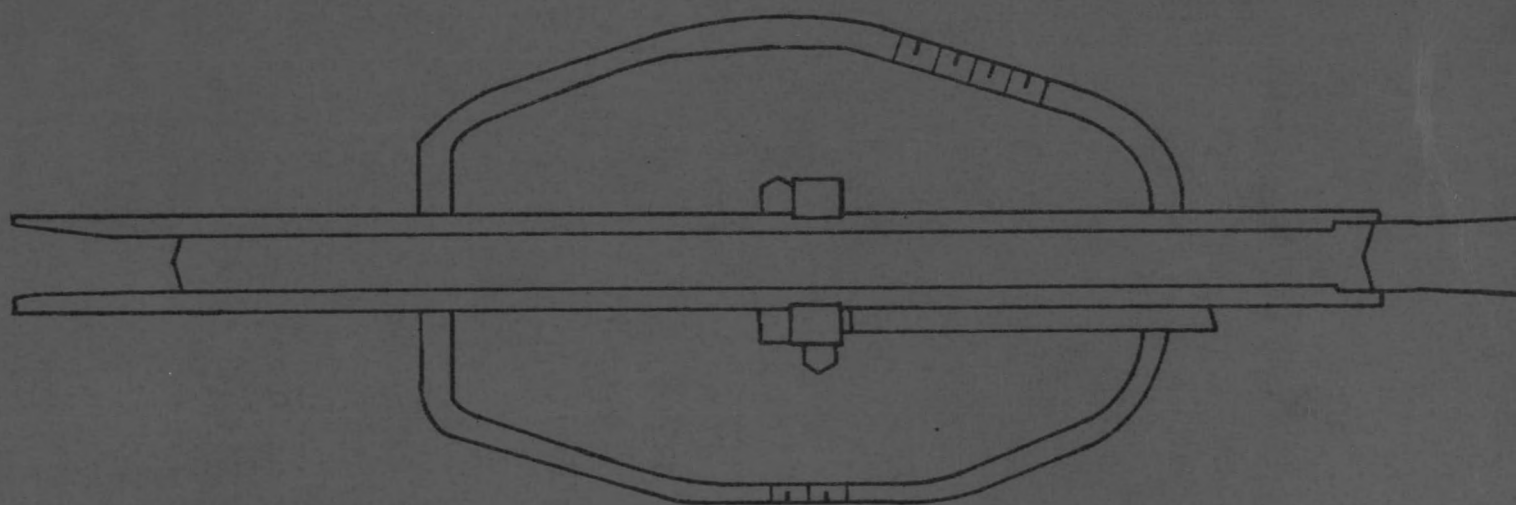


Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek

UITBREIDING VAN HET SLUISCOMPLEX TE PANHEEL

Het ontwerp van een scheepslift



Jan Bol

Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek

Jan Bol

UITBREIDING VAN HET SLUISCOMPLEX TE PANHEEL

het ontwerp van een scheepslift

Jan Bol
mei 1981

VOORWOORD

Dit verslag is het tweede deel van mijn afstudeerwerk, in gangbare Delftse termen het hoofdontwerp. Het is een vervolg op het door Marinus Meijer en mij samen verrichte vooronderzoek, wat zich gericht heeft op het vinden van geschikte alternatieven voor de uitbreiding van het sluiscomplex te Panheel.

Het alternatief 'scheepslift' wordt in dit verslag constructief beschouwd. Vergelijkbaar hiermee heeft Marinus Meijer in zijn hoofdontwerp het alternatief 'dwarshelling' uitgewerkt.

Er volgt nog een derde deel van mijn afstudeerwerk, waarin wordt ingegaan op de planning van de bouw van de scheepslift.

Voor de realisatie is dankbaar gebruik gemaakt van de informatie die door medewerkers van de TH Delft en van meerdere directies van Rijkswaterstaat altijd welwillend ter beschikking werd gesteld. Allen worden hiervoor hartelijk bedankt.

Mijn bijzondere dank gaat uit naar ing K.G. Bezuijen, die het werk voornamelijk begeleid heeft, en prof ir P.A. van de Velde, onder wiens verantwoordelijkheid het geheel plaatsvond.

Jan Bol

januari 1981

INHOUD

Voorwoord	
Inhoud	
Inleiding	1
Uitgangsgegevens	1
Principe	3
1. Draagconstructie	5
1.1. Het verzamelen van bruikbare constructie- principes	5
1.2. Opstellen van de ontwerpboom	6
1.3. Keuze van de draagconstructie	12
1.4. Dimensionering van de draagkabels	17
1.5. Dimensionering van de contragewichten	24
1.6. Samenvatting	30
2. Bewegingsinstallatie	31
2.1. Eerste fase	33
2.1.1. Ontwikkelen van alternatieven	33
2.1.2. Beveiliging	35
2.1.3. Aandrijfkrachten	36
2.1.4. Nadere beschouwing van de mogelijke aandrijvingen	40
a. Aandrijving op evenwichtswielen	40
b. Aandrijving op evenwichtswielen, kabels · een slag extra eromheen	43
c. Aparte kabels voor aandrijving en beveiliging	44
d. Schroefspindels	46
e. Aandrijving met tandwiel en pennenrand	54
f. Hydraulische aandrijving	60
2.1.5. Vergelijking van de beschouwde alternatie- ven in de eerste fase	63
2.2. Tweede fase bewegingswerk	66
2.2.1. Eenzijdig aandrijven	66
2.2.2. Veiligheid	67
2.2.3. Rendement	68
2.2.4. Koppeling van vier hoekpunten	69
2.2.5. Algemene beschouwing over aandrijvingen	69
2.2.6. Beoordeling van de alternatieven in de tweede fase	70
2.3. Plaatsing van een hydraulische aandrijving	75
3. De bak	81
3.1. Overzicht van bekende gegevens	81
3.2. Inleiding	81
1. Constructiemateriaal	82
2. Waterhoogte	82
3. Lengte	84
4. Breedte	86
5. Aantal steunpunten	86
3.3. Constructie van de bak	89
3.3.1. Belastingen	90
3.3.2. Opzet van de constructie	92
3.3.3. Constructieve criteria	99

3.4. Bakberekening	99
3.4.1. Inleiding	99
3.4.2. De beplating	101
3.4.3. De langsliggers	105
3.4.4. De dwarsdragere	110
3.4.5. De hoofdliggers	118
3.5. Gewicht van de bak	132
4. Verbindingen tussen de delen van de vaarweg	134
4.1. De verbindingen	135
4.1.1. Waterdicht verbinden	138
4.1.2. Vullen van de ruimte tussen de deuren	143
4.1.3. Afsluitmiddelen	147
Constructie van de deur	148
Afdichting	150
Krachtoverdracht	151
Geleiding	153
Heffen tegen waterdruk in	155
4.1.4. Heffen van de deuren	156
Oppikconstructie	157
Het hefwerk zelf	159
4.1.5. Overige aspecten	161
Verwarming	162
Afvoer verlieswater	162
Nooddeur	163
Aanvaringsbeschermingsconstructie	163
4.2. Aansluitende kanaalpannen tot de deuren	168
4.2.1. Algemene uitwerking	168
a. Hoogwaterkering voor het benedenpand	168
b. Aanpassing aan variërend waterpeil op kanaalpand	170
c. Krachtenloop	171
d. Zo weinig mogelijk hinder voor de scheepvaart	173
e. Overgang tussen gegraven kanaal en kunstwerk, uitvoering van het bovenhoofd met aquaduct of keermuur	173
f. Betonwerk van de lift	178
4.2.2. Benedenhoofd	180
Basisvorm	180
Hoogwaterkering	182
Aanpassing aan variërend waterpeil	184
Fixatie van de bak, grendelconstructie	190
Hinder voor de scheepvaart / wegverbinding	190
Afmijden van optredende krachten	191
4.2.3. Bovenhoofd	194
Aansluiting aan het kanaal	194
Stabiliteit	195
5. Vormgeving van betonwerk en fundering	201
5.1. De constructie als geheel	201
5.1.1. Dwarsdoorsnede waterdichte bak	203
5.1.2. Doorsnede bak tussen de torens	205
5.2. Krachten en funderingsdrukken	206
Gronddruk onder torens	208
Druk onder bakbodem	209

5.3. Dimensionering van een draagtoren	211
Draagconstructie kabelschijven	213
Opnemen horizontale kracht, windbelasting	217

Lijst van tabellen en figuren

Literatuur

bijlage 1. Een overzicht van scheepsliftconstructies

bijlage 2. Grondgegevens

bijlage 3. Hoogte van de schroefdraad bij schroefspindels

bijlage 4. De hoogte van de translatiegolf in de bak

bijlage 5. Onderzoek naar het optimale aantal steunpunten

bijlage 6. Afleiding van de standaardformules voor krachten en verplaatsingen voor de dwarsdragers

tekening 1. Uitgangsgegevens

tekening 2. Draagconstructie

tekening 3. Bak en liftkuil

tekening 4. Situatie

Samenvatting

INLEIDING

In dit verslag wordt ingegaan op het constructief ontwerp van een scheepslift, als uitbreiding voor de huidige sluis te Panheel.

De sluis te Panheel, die is uitgevoerd met spaarbekkens om het waterverbruik te beperken, ligt in het kanaal Wessem-Nederweert. Dit kanaal vormt een verbinding tussen de Zuid-Willemsvaart en de Maas.

De sluis overbrugt een verval van 8 meter, wat voor Nederlandse begrippen veel is. Door dit grote verval en daarnaast de geuite wens van een laag waterverbruik komen voor de vervanging van deze sluis alternatieven in aanmerking. In het vooronderzoek is hier uitgebreid op ingegaan.

Het resultaat daarvan is dat er de volgende mogelijkheden zijn:

1. de schutsluis
2. de spaarbekkensluis
3. de scheepslift
4. de dwarshelling.

Op de constructie van de scheepslift wordt nu ingegaan.

Uitgangsgegevens

Uitgangspunt voor dit constructief ontwerp zijn de gegevens en aannamen die in het vooronderzoek voorkomen, zie ook tekening 1.

Van de gegevens over het kanaal zijn van belang:

niveau benedenpand 20,50 + n.a.p.

niveau bovenpand 28,50 + n.a.p.

Het verval is dus 8,0 meter.

Als nuttige binnenmaten van de bak worden gegeven:

lengte 85 m

breedte 12 m

diepte 3,5 m.

Bij de lengte wordt nog 5 m opgeteld als ruimte om te manoeuvreren, totaal 90 m.

Deze lift heeft een capaciteit van $18,7 \times 10^6$ ton/jaar gepasseerd laadvermogen bij de volgende bedrijfsomstandigheden:

maximale versnelling $a = 0,005 \text{ m/s}^2$

maximale snelheid $v = 0,1 \text{ m/s}$

duur van de beweging $T_b = 3,7$ minuten

duur van een gehele heen- en terugcyclus $T_c = 24,1$ min.

Aangenomen wordt een lift van het type 'heftorens met contragewichten' met vier heftorens en een stalen bak, die met het contragewicht is verbonden door kabels. Deze lift ligt naast de bestaande sluis in het hellende deel van de grond, tussen de lengtecoördinaten 2,750 en 2,850.

Voor het grondverzet wordt een ontgraving aangehouden tot $15,00 + \text{n.a.p.}$, bodembreedte 20 m, bodemlengte 100 m, taludhelling 1:2. Dit geeft een totale ontgraving van 63.600 m^3 grond, waarvan niets meer aangevuld wordt.

De bak heeft als afmetingen $90 \times 12 \times 3,5 \text{ m}^3$ en bevat 3780 m^3 water. Als staalgewicht van de bak wordt $1800 \times 10^3 \text{ kg}$ aangenomen, ofwel 18.000 kN.

De contragewichten, uitgevoerd in beton, vinden een plaats in de eveneens betonnen draagtoeren. Massa van de contragewichten is $5600 \times 10^3 \text{ kg}$, gelijk aan 56.000 kN.

De overgang tussen het hoge kanaalpand en de uitgegraven kuil waar de lift in staat, wordt gedacht als een vlakke betonnen keermuur. De overgang naar het benedenpand is niet nader uitgewerkt.

De genoemde getallen berusten op aannamen en deze aannamen dienen getoetst te worden. Als zodanig kan het nu volgende ontwerp opgevat worden, het is één stap verder in het proces wat uiteindelijk kan leiden tot een volledig

uitgewerkt ontwerp voor een scheepslift.

Ook de opzet van de constructie, met kabels, contragewichten en vier draagtorens, is aangenomen en zal nader getoetst moeten worden. Om deze reden wordt dit ontwerp gestart vanuit het principe van een scheepslift, waarbij bijvoorbeeld nog niets vaststaat omtrent de wijze van dragen van de bak.

Wat hierbij wel vastgehouden wordt zijn de binnenmaten van de bak, $90 \times 12 \times 3,5 \text{ m}^3$, welke volgen uit het vooronderzoek. Daarnaast volgt ook uit het vooronderzoek dat slechts één bak wordt toegepast, en niet meerdere naast elkaar. Om redenen van energieverbruik wordt ook het balanceren van de bak met een contragewicht aangehouden.

Principe

In principe is een scheepslift een bak met water die verticaal kan bewegen tussen twee niveau's. Schepen kunnen in- en uitvaren, waarvoor afwisselend verbindingen met het hoge of het lage kanaal nodig zijn.

Uit deze principe-opzet volgen een aantal aparte delen die samen de lift vormen.

1. Allereerst is er de bak met water.
2. Deze moet gedragen worden, en verbonden met het contragewicht, dit betekent een draagconstructie.
3. Het geheel moet verticaal bewegen, daar is een bewegingsinstallatie voor nodig.
4. Verbindingen met de kanaalpannen moet naar believen gemaakt of verbroken kunnen worden. Dit vraagt een koppelconstructie, waaronder ook de deuren begrepen worden.

Als deze vier delen aanwezig zijn moet de lift werken. Daarnaast komen bij de vertaling van dit principe in een constructie nog veel zaken aan de orde, waaronder:

- integratie van de delen tot één constructie
- opdrijvend vermogen door grondwater
- fundering,

en op een iets ander niveau:

- de plaats van de lift, ten opzichte van het aanwezige hellende terrein en van de huidige sluis
- de esthetische vormgeving van het geheel.

In de uitwerking van het ontwerp van een scheepslift voor Panheel, de inhoud van dit verslag, zijn de vier principedelen terug te vinden, echter in een iets andere volgorde.

Als eerste wordt de opzet van de draagconstructie behandeld. Daarna volgt de bewegingsinstallatie. Als derde deel wordt het ontwerp van de bak behandeld en tenslotte de verbindingen tussen de bak en de kanaalpanden.

Als aanvulling hierop wordt globaal het betonwerk en de fundering behandeld, dit omdat deze in het verhaal nog niet eerder aan bod komen en in de uiteindelijke constructie een zeer belangrijk aandeel hebben.

1. DRAAGCONSTRUCTIE

In het vooronderzoek is voor de draagconstructie de principe-opzet aangenomen van uitbalanceren met contragewichten, die ondergebracht worden in vier betonnen torens. De verbinding tussen de liftbak en de contragewichten wordt tot stand gebracht met kabels, die boven in de torens over loopwielen geleid worden.

De vraag is nu gerechtvaardigd of deze principe-opzet de optimale oplossing geeft. De beantwoording van deze vraag valt in twee delen uiteen:

1. het op een rij zetten van alle geschikte constructieprincipes
2. het beoordelen van de gevonden principes.

Het betreft hier slechts een gedeelte van de totale scheepsliftconstructie, een aantal constructiedelen zullen altijd aanwezig zijn, zoals ook al in de inleiding wordt aangegeven.

Het gedeelte van de constructie waar het hier om gaat is echter wel zeer omvangrijk en eigenlijk het belangrijkste deel. De eraan gegeven aandacht lijkt dus wel gerechtvaardigd.

1.1. Het verzamelen van bruikbare constructieprincipes

Hiervoor zijn twee mogelijkheden:

1. het opstellen van een ontwerpboom
2. literatuuronderzoek, waarbij ook argumenten van de ontwerpers voor het kiezen of verwerpen van bepaalde constructies van belang zijn, voor de beoordeling.

De gekozen benadering is om beide methoden te gebruiken. De in de literatuur gevonden constructies worden gebruikt bij het uitwerken van de ontwerpboom, enerzijds om te controleren of alle oplossingsmogelijkheden open blijven, alle bekende oplossingen moeten er dan in voorkomen, anderzijds om de met de boom gevonden principe-oplossingen een concrete vorm te geven, waarvoor vele mogelijkheden zijn.

Gewezen wordt op de gemaakte scheiding tussen het uitbalanceren van de bak en de beweging. Dit wil niet zeggen dat uiteindelijk deze ook gescheiden zullen worden gerealiseerd, het zijn echter principieel verschillende problemen.

Uit de literatuur blijkt dat er nog een derde aspect te onderscheiden is, de beveiliging van de constructie in het geval van een grote verstoring van het krachten-evenwicht, dit zal apart beschouwd worden.

Voor een overzicht van wat er in de literatuur te vinden is wordt verwezen naar bijlage 1.

1.2. Opstellen van de ontwerpboom

Gekozen is al voor uitbalanceren van de te bewegen massa, dit uit oogpunt van energieverbruik. Een niet uitgebalanceerde bak vereist vele malen meer energie voor de opwaartse beweging, terwijl energierugwinning uit de neerwaartse beweging economisch niet rendabel te maken zal zijn, gezien de lage prijs die wordt betaald voor stroomteruglevering aan het openbare net.

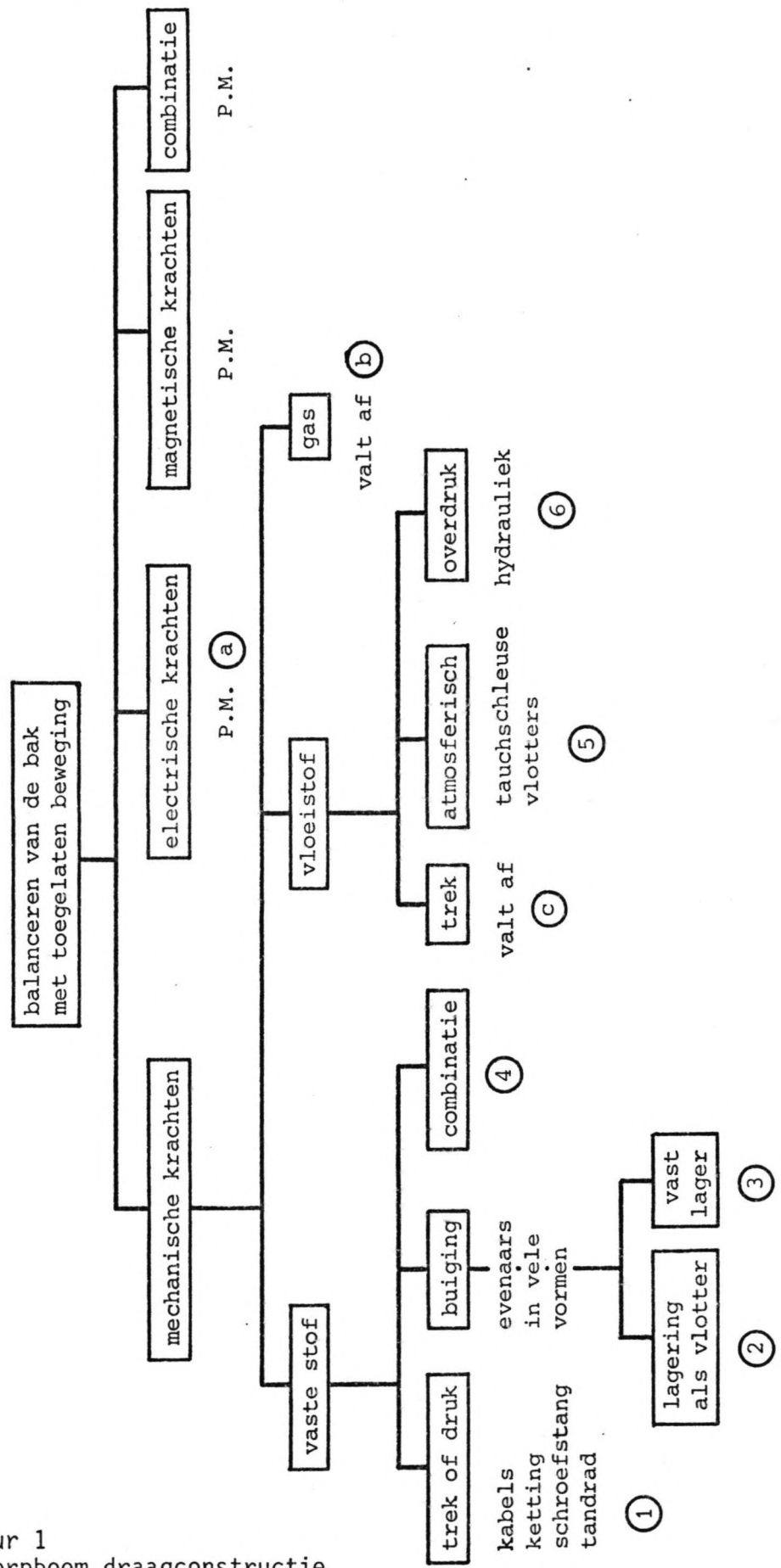
Het op te lossen probleem is dan om een bak met water te dragen door de verticaal gerichte gewichtskracht in evenwicht te brengen met de eveneens verticaal gerichte contragewichtskracht, zodanig dat een verticale beweging van de bak van 8 meter mogelijk is door middel van een relatief geringe kracht.

De hiervoor op te stellen ontwerpboom staat op de volgende pagina.

Commentaar bij de ontwerpboom:

- (a) Electricische en magnetische velden kunnen krachten overdragen, echter vermoedelijk niet de grote krachten waar het hier om gaat, het gewicht van de bak komt op ongeveer 56.000 kN.
- (b) In vergelijking met een vloeistof valt een gas af als medium voor krachtoverdracht. Dit om redenen van veiligheid. Als een gas onder spanning gebracht wordt gaat

P.F.B.



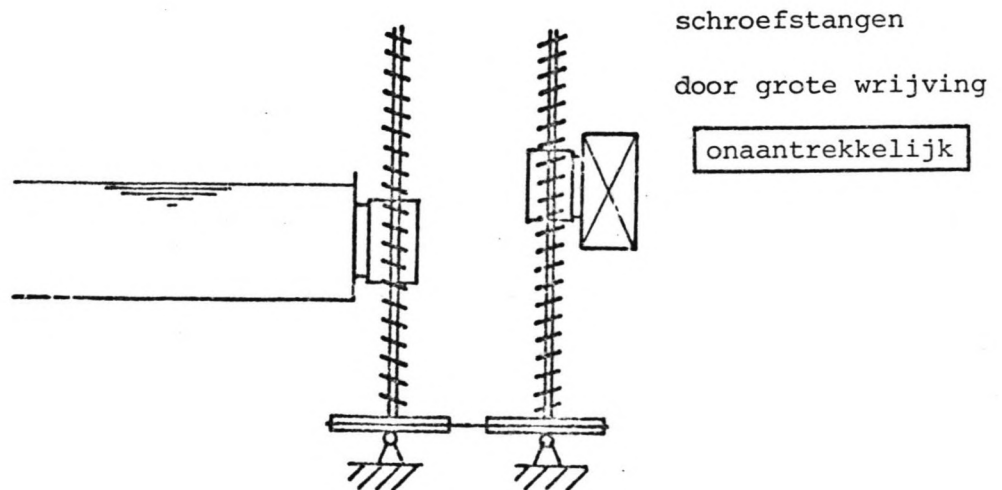
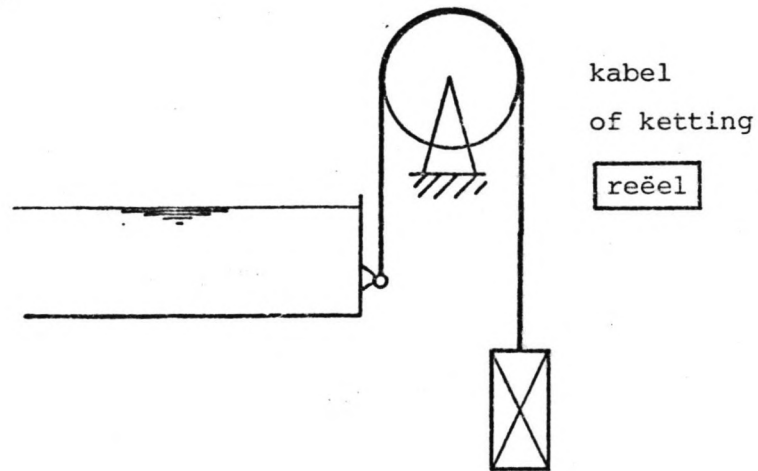
figuur 1
Ontwerpboom draagconstructie

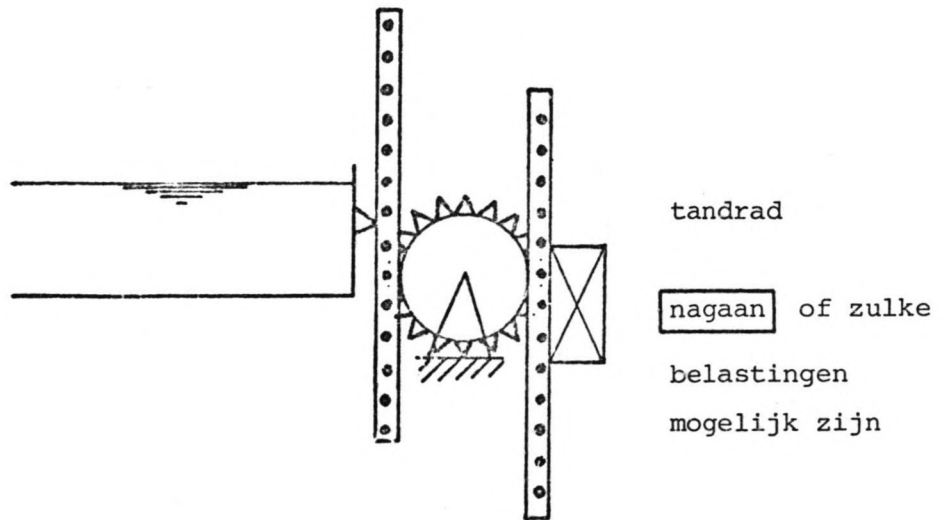
dit gepaard met grote volumeveranderingen en een grote opslag van energie. Als er nu ergens in zo'n constructie een lek optreedt zal een gecompriemd gas wat er uit stroomt de opgeslagen energie afgeven, wat ernstige gevolgen kan hebben. Een vloeistof echter is in verhouding veel minder gecompriemd, zal dus ook veel minder energie afgeven.

- ③ Een vloeistof op trek belast valt af doordat de maximale kracht 1 atm is, wat veel te weinig is.

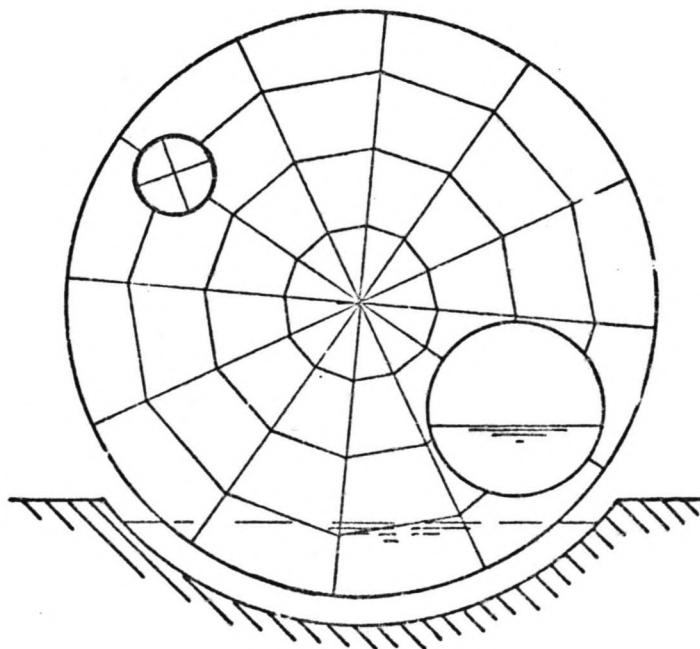
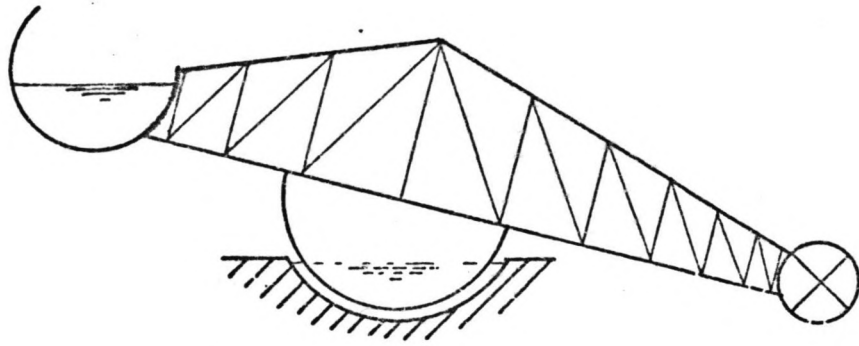
Van de principes worden nu schematische uitwerkingen gegeven.

①

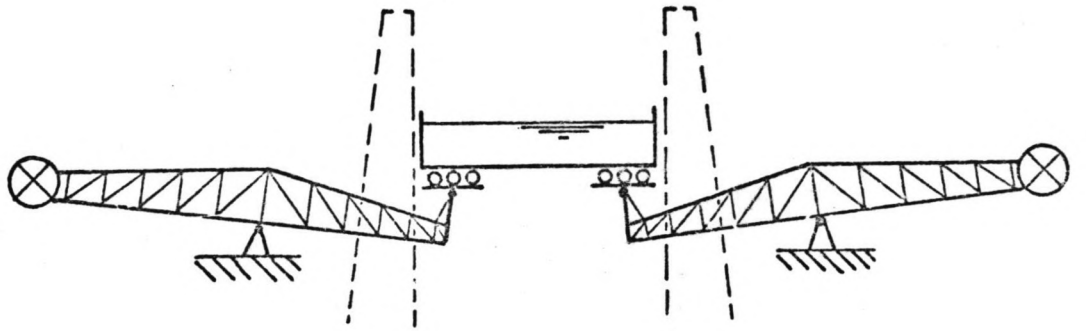
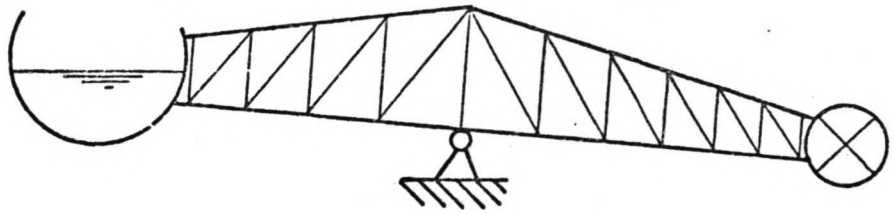




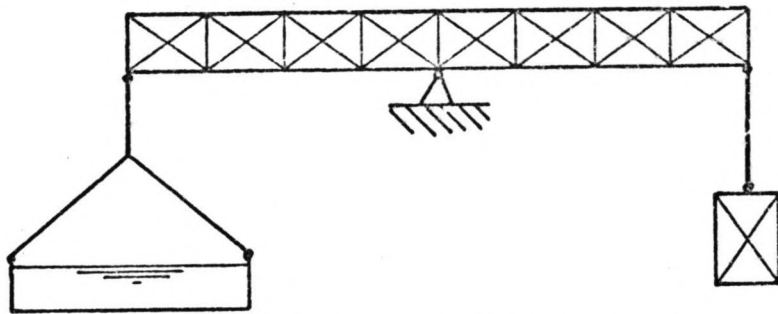
- ② Hier zijn vele mogelijkheden, slechts enkele zijn
aangegeven.
Alle zijn ingewikkeld en omvangrijk.



③

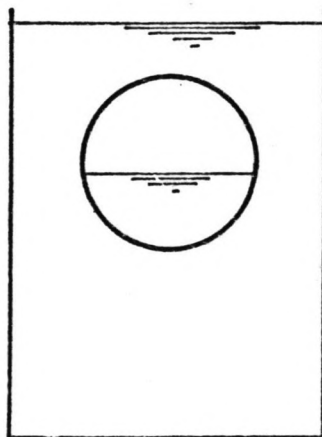


④



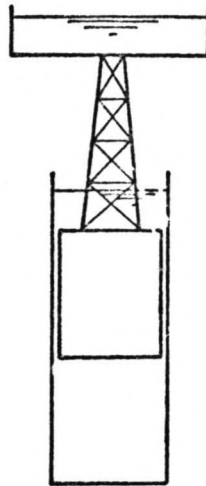
slechts een variant op het bovenstaande

⑤



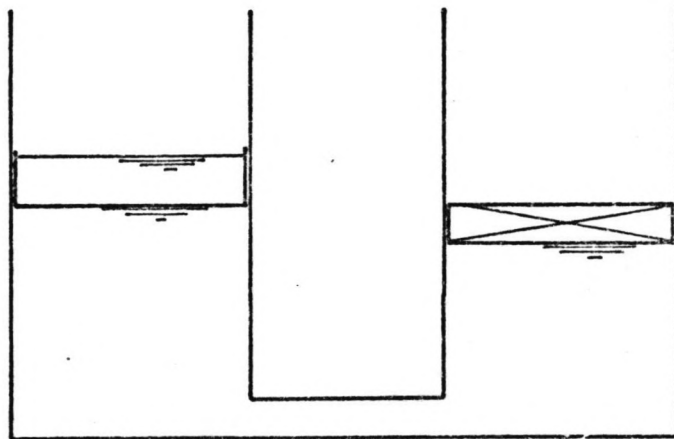
Tauchsleuse of
ecluse plongeante

heeft geen tegengewicht



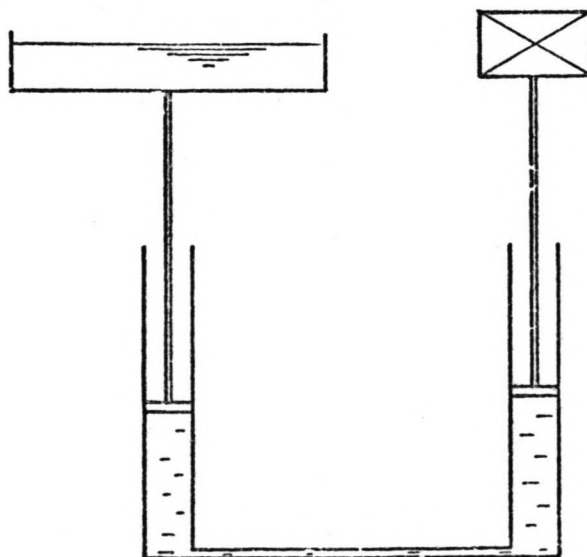
vlotter reëel

deze kan in enkelvoud
of meervoud, onder de bak,
naast de bak en zelfs
erboven



dit geval, waarbij bak en contragewicht nauwsluitend
passen, geeft geen uitbalanceren door de grote
dragende matermassa

⑥



bij deze
'hydraulische'
oplossing zijn
de bewegende
vloeistofmassa's
veel kleiner, dit
is wel reëel

1.3. Keuze van de draagconstructie

Zonder uitgebreide berekeningen en onderzoek is van een aantal gevonden constructies niet te zeggen of ze een gunstig alternatief bieden. Nader onderzoek hiernaar valt echter buiten het kader van deze studie. Tevens is het zo dat deze principes wat betreft hun kwaliteit zeer sterk afhankelijk zijn van de perfectionering van het ontwerp, waar in dit stadium nog niets over te zeggen is.

Van drie van de gevonden principes is bekend dat ze reëel zijn, doordat ze in het verleden daadwerkelijk zijn gebouwd. Dat zijn de drie die in het hiervoor gegeven overzicht als reëel zijn aangegeven:

- kabels
- vlotters
- hydraulisch.

De keuze wordt beperkt tot deze drie alternatieven.

Er zijn diverse criteria te bedenken welke meetellen voor het maken van de keuze, de meeste criteria zijn echter terug te voeren tot het belangrijkste argument kosten.

Omdat het tamelijk moeilijk is om de kosten van de alternatieven kwantitatief te benaderen wordt getracht tot een keuze te komen op kwalitatieve vergelijking van de drie alternatieven.

De kosten zijn te verdelen in bouwkosten en bedrijfskosten.

Tot de bedrijfskosten worden gerekend:

- energieverbruik
- personeelsbezetting
- onderhoud en vervanging
- de kosten die optreden als de installatie buiten bedrijf is, te vertalen in bedrijfszekerheid.

De bouwkosten worden geacht benaderbaar te zijn door de volgende grootheden:

- omvang van het werk
- ingewikkeld zijn van constructies

- technische uitvoerbaarheid, ofwel de mate waarin geheel nieuwe constructies worden toegepast.

Als laatste vergelijkingscriterium wordt gekeken naar de ervaringen van andere scheepsliftontwerpers. Aangenomen mag worden dat bij de in het verleden gerealiseerde liften ook gestreefd is naar een zo goed mogelijke constructie tegen zo laag mogelijke kosten. Deze ervaring is belangrijk genoeg om rekening mee te houden.

De vergelijking tussen de alternatieven wordt nu per criterium gemaakt, de resultaten worden daarna in een overzichtstabel gezet.

De bedrijfskosten.

Wat betreft energieverbruik en personeelsbezetting worden de alternatieven gelijk geacht. Onderhoud en vervanging is afhankelijk van het aantal bewegende delen. Bij vlotters is dit minimaal, bij kabels en hydrauliek zijn er meer bewegende delen in de draagconstructie.

De bedrijfszekerheid is sterk afhankelijk van de manier waarop de constructies gerealiseerd worden. Aangenomen wordt dat alle alternatieven eenzelfde mate van bedrijfszekerheid kunnen verkrijgen. De eventueel daarvoor benodigde maatregelen zijn dan terug te vinden in hogere bouwkosten.

De bouwkosten.

Hier wordt gezocht naar duidelijke uitschieters van een van de alternatieven.

Wat betreft de omvang loopt de lift op vlotters in het oog, zoals uit een berekening zal blijken. Voor een lift op vlotters moeten tamelijk diepe gaten in de grond gemaakt worden, waarin de vlotters bewegen. Deze constructie is in het voordeel als grote zettingen verwacht worden, omdat een zakking, zelfs in de orde van meters, eenvoudig op te vangen is. Dit was het geval in Henrichenburg, waar recent (1962) een lift op twee vlotters gebouwd is. In Panheel is de grond echter niet zettingsgevoelig, ook zakking van de ondergrond wordt niet verwacht.

Een lift op vlotters bespaart ook ruimte, dit argument gaat ook niet op bij Panheel omdat daar voldoende ruimte is, de grond is ook al rijkseigendom.

De omvang van de vlotterconstructie wordt duidelijk als een berekening gemaakt wordt voor twee vlotters, net als de lift van Henrichenburg.

Neem twee vlotters aan van 10 m ϕ .

Te dragen gewicht 56000 kN.

Voor het nuttig draagvermogen van de vlotters wordt 85 % aangenomen, de rest is voor het eigen gewicht van de vlotters en ondersteuningsconstructie.

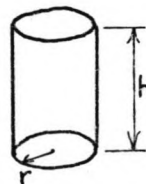
benodigd vlottervolume onder water (10 kN/m^3)

$$5600 \times 1 \times \frac{1}{0,85} = 6588 \text{ m}^3$$

de hoogte van de vlotters is h

$$\text{volume: } 2 \times \pi \times 5^2 \times h$$

$$h = \frac{6588}{2 \times 25 \times \pi}$$
$$= 41,9 \text{ m}$$



Bij een hoogte van de ondersteuningsconstructie van 8 m tussen bovenkant vlotter en bakbodem wordt de diepte vanaf maaiveld:

maaiveld boven benedenwaterniveau

	28,00 - 20,50	7,5 m
waterdiepte in de bak		3,5 m
ondersteuning		8 m
hoogte vlotters		42 m
totale diepte onder maaiveld		61 m

Dit is een grote diepte als bedacht wordt dat de torens van een kabel oplossing en de cilinders van een hydraulische lift in de orde van 15 m zullen liggen.

Ook moet vermeld worden dat de samenstelling van de ondergrond in Panheel, die bestaat uit grof zand en grind (bijlage 2), maatregelen nodig maakt om de stabiliteit van de wanden van dergelijke gaten te waarborgen.

Wat betreft de ingewikkeldheid van de constructies: de

draagpunten van de vlotters vragen aandacht door de plaatselijk grote krachten en de matige bereikbaarheid. Een hydraulisch systeem is ook vrij ingewikkeld, de lift met kabels is hier in het voordeel.

De technische uitvoerbaarheid van liften met kabels zowel als met vlotters is bewezen, ze zijn beide in de gewenste grootte al eerder gerealiseerd zoals is te zien in het overzichtje dat hierna gegeven wordt. Voor het hydraulische alternatief is een extrapolatie nodig naar de benodigde afmetingen, deze constructie is dus als nieuw en daardoor moeilijker te beschouwen.

Omtrent de door andere ontwerpers opgedane ervaring wat betreft draagconstructies verschaft het onderstaande overzichtje informatie. De scheepsliften die gerealiseerd zijn voor schepen van 1350 ton of daaromtrent vallen in slechts twee groepen van draagconstructies:

- balanceren met vlotters onder de bak
- balanceren met contragewichten aan kabels.

Voorbeelden:

vlotters Henrichenburg 1899

68 x 8,6 x 2,5 m³

14 m verval, 700 ton

Magdeburg-Rothensee 1938

90? x 12,0 x 2,5 m³

Henrichenburg 1962

90 x 12,0 x 3,0 m³

14 m verval

contragewichten Niederfinow 1934

85 x 12 x 2,5 m³

36 m verval

Lüneburg 1975

100 x 12 x 3,5 m³

38 m verval

La Louvière, België, in ontwerpstadium
110 x 12 x 3 m³
73 m verval.

De behandelde argumenten worden nu in een tabel gerangschikt. De vertaling van argumenten naar plussen en minnen en de onderlinge gewichten van de criteria, alle criteria krijgen hetzelfde gewicht, zijn naar eigen inzichten. Door een andere wijze van toekenning van waardering of van gewichten aan criteria ontstaat een andere tabel. Dit is echter vrij zinloos, de te trekken conclusie blijft globaal en zoals in de tabel na te gaan is hebben geringe wijzigingen geen invloed op het resultaat.

tabel 1 Keuzetabel draagconstructies

criterium	kabels	vloppers	hydraulisch
onderhoud en vervanging	-	0	-
omvang	0	--	0
ingewikkeldheid	0	-	-
technische uitvoerbaarheid	+	+	0
ervaring	+	+	0
totaal	+	-	--

Er wordt op gewezen dat de criteria 'technische uitvoerbaarheid' en 'ervaring' berusten op het zelfde lijstje van gerealiseerde projecten en dus ook hetzelfde resultaat geven. Dit in feite dubbele gewicht wordt terecht geacht daar het twee duidelijk verschillende criteria betreft. Tevens wordt zo het belang van de opgedane ervaring benadrukt.

Als meest geschikte draagconstructie wordt gekozen voor het systeem met kabels en contragewichten.

Dit systeem zal nu nader worden gedimensioneerd.

1.4. Dimensionering van de draagkabels

Voor de dimensionering van de draagkabels wordt ervan uit gegaan dat de maximale optredende belasting gelijk is aan het gewicht van de bak met inhoud bij de hoogste in bedrijf voorkomende waterstand in de bak. Aangenomen wordt een variatie van de waterstand van 10 cm om een gemiddelde waarde van 3,50 m. De hoogste waterstand is dan 3,60 m en het gewicht van het water

$$90 \times 12 \times 3,60 = 3888 \text{ tonf, ofwel } 39.000 \text{ kN.}$$

Deze waarde tesamen met het aangenomen bakgewicht van 18.000 kN geeft een totale belasting van 57.000 kN.

Dit getal is een schatting, het heeft daarom weinig zin om deze nuttige belasting te corrigeren voor een aantal factoren die de werkbelasting verhogen. Voor de volledigheid worden deze factoren hier wel genoemd. Het zijn:

- kabelgewicht
- versnellings- en vertragingkrachten
- wrijving in lagers van de loopwielen (kabelschijven)
- kabelstramheid
- 'loos' in de kabel.

In het gedeelte over bewegingsinrichtingen wat later volgt worden deze factoren berekend, omdat voor de bewegingsinstallatie deze krachten wel van belang zijn.

Het aantal kabels dat gezamenlijk de belasting draagt is bij vergelijkbare scheepsliften vaak in de orde van 200, waarbij de diameter van de kabels in de orde van 50 à 60 mm ligt.

De kabeldiameter kan hierbij gezien worden als uitgangspunt. Deze wordt beïnvloed door een aantal factoren.

- Een te dunne kabel vereist een te groot aantal kabels om de belasting te dragen. Ook de loopwielen worden dan per stuk kleiner en groter in aantal. Het streven is naar een grote kabeldiameter.
- Aan de dikte van de kabel wordt een grens gesteld door de fabricage en dus de verkrijgbaarheid. In de geraadpleegde kabelcatalogus (lit 24) liggen de grootste

- diameters van geschikte typen in de orde van 50 à 70 mm.
- Bij een bepaalde kabeldiameter hoort een minimale schijfdiameter, dit om de buiging in de kabel te beperken. Waarden voor deze verhouding liggen in de orde van $D_{\text{schijf}} / d_{\text{kabel}} = 30$, deze waarde wordt hier aangehouden. Bij een schijfdiameter van 3 m volgt dan een kabeldiameter van maximaal 100 mm. Dit aspect geeft geen problemen bij schijfdiameters groter dan 1,50 à 1,80 m.

De kabeldiameter kan min of meer als gegeven worden beschouwd, toch wordt begonnen met de vaststelling van het aantal te gebruiken kabels. Dit wordt gedaan omdat het totale aantal kabels wordt verdeeld in gelijke groepen, de vrijheid in vaststelling van het aantal kabels is daardoor beperkt. Het totaal aantal kabels is allereerst gesplitst in 4 gelijke delen, voor de 4 draagtoeren. Het contragewicht in een draagtoeren wordt verdeeld in 6 gelijke stukken, het aantal kabels moet dan ook door 6 deelbaar zijn.

Het aantal kabels moet nu een veelvoud van 24 zijn. Bij een keuze van 8 kabels per gedeelte contragewicht komt het totaal aantal kabels uit op 192, wat in de buurt van 200 mag heten, en het getal 8 biedt mogelijkheden voor een evenaarconstructie om alle kabels gelijk te belasten. Het aantal kabels wordt dus op 192 gesteld. Als blijkt dat bij dit aantal geen geschikte kabelmaat resulteert wordt dit aantal herzien. De kabelkeuze volgt nu.

Om uit de werkelijke breukbelasting P_w van een kabel de maximaal toelaatbare werkbelasting P te bepalen wordt de 'groepsfactor' $\frac{P_w}{P}$ gebruikt (lit 22).

De groepsfactor is opgebouwd uit een constante basisfactor en vijf invloedsfactoren, te weten:

- de aard van de belasting
- de bedrijfsduur

- dynamische invloeden
- kabelloop
- bijzondere omstandigheden: buiging over trommels en schijven, slijtage en beschadiging, corrosie en temperatuur.

De waarde van de basisfactor is 4 en elk van de toeslagfactoren kan variëren tussen 0 en 0,8. Hier wordt een groepsfactor van 5 aangehouden.

Voor het maken van een kabelkeuze, bestaande uit type en diameter, zijn nog een aantal dingen van belang:

- Als staalkwaliteit is een treksterkte van 16,0 - 17,9 N/mm² aan te bevelen.
- Een draaiarme of draaivrije kabel te nemen, dat is een kabel die door de wijze van slaan niet de neiging heeft uit te draaien onder belasting.
- Een gesloten kabel voor bescherming tegen corrosie: Seale of Warrington-Seale type.
- Een 8-strengskabel bezit een grotere weerstand tegen vermoeiing en slijtage dan een 6-strengskabel, de weerstand tegen knikken of uitwendige krachten is geringer, dit is hier echter niet van toepassing.

$$\text{werkbelasting } \frac{57.000}{192} = 297 \text{ kN}$$

benodigde werkelijke breukbelasting $P_w = 297 \times 5 = 1485 \text{ kN}$.

Als kabeltype wordt gekozen voor 8 x 31 draden Warrington-Seale met staalkern. Voor dit type geldt $D_{\text{schijf}}/d_{\text{kabel}} = 30$,

deze veronderstelling kan dus gehandhaafd blijven.

De kabeldiameter wordt 50,7 mm.

Gegevens van deze kabel:

minimum werkelijke breukbelasting 1517 kN (bij omrekening met $g = 10 \text{ m/s}^2$)

gewicht 1030 kg per 100 m

diameter buitenste draden 2,55 mm.

Deze kabel voldoet aan de gestelde eisen.

Voor het bevestigen van de kabels aan de bak en aan de contragewichten zijn bestaande constructies te gebruiken.

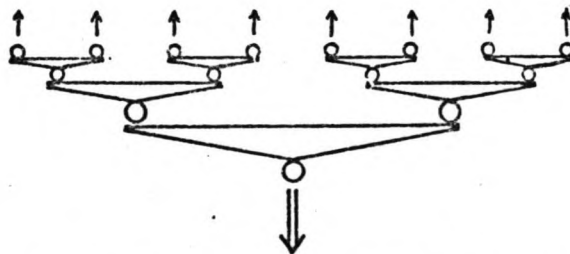
De kabels kunnen in de fabriek op de juiste lengte gemaakt worden en voorzien van bevestigingsmoffen. Ook kunnen ze voorgerekt geleverd worden zodat bij het belasten van de kabels de rekken slechts gering en ongeveer even groot zijn.

De kabels kunnen niet zonder meer aan de bak en het contragewicht bevestigd worden daar er altijd geringe verschillen in rek kunnen optreden waardoor de belasting zich ongelijk verdeelt en gevaar voor overbelasting optreedt. Dit geldt binnen een groep van 8 kabels welke met hetzelfde contragewicht verbonden zijn. Voor een groep van 8 kabels moet dus een constructie gemaakt worden die zorgt dat alle kabels even zwaar belast worden. Een tweede eis is dat bij breuk van een kabel de constructie niet mag bezwijken en het mogelijk moet zijn om één kabel los te maken, voor vervanging.

Een dergelijke handelwijze heeft overigens tot gevolg dat de werkbelasting van de overgebleven 7 kabels vergroot wordt met een factor $8/7$. De dimensionering van de kabels moet hierdoor aangepast worden.

Voor de bevestigingsconstructie zijn enkele mogelijkheden:

- Een evenaarconstructie, in zijn eenvoudigste vorm alleen mogelijk voor 2, 4, 8, 16 enz. kabels. Deze geeft een statisch bepaalde constructie.

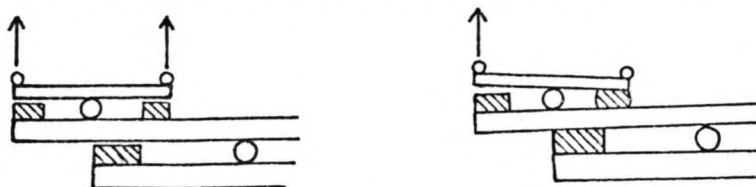


De toelaatbare onderlinge lengteverschillen van de kabels zijn afhankelijk van de uitvoering van de constructie, het maximale lengte verschil zal in de orde van enkele centimeters liggen, wat bij voorgerekte kabels ruim voldoende is.

Als een kabel vervangen moet worden is deze constructie echter erg ongunstig, de andere kabel van een paar krijgt de dubbele belasting te dragen, wat ontoelaat-

baar is. Een oplossing hiervoor is te vinden in het blokkeren van de vrije beweging van de constructie, waardoor een betere belastingspreiding mogelijk is. Een dergelijke maatregel, beperking van de bewegingsvrijheid is ook nodig als het gevaar bestaat dat tijdens het gebruik een kabel bezwijkt. In de getekende opzet kan dan de gehele constructie bezwijken.

Het beperken van de beweging van de delen kan met



verende aanslagen. Deze kunnen op elke evenaar worden gemonteerd.

Dit zullen echter tamelijk sterke veren moeten zijn, waarvoor weinig ruimte beschikbaar is. Rubber is als materiaal niet te gebruiken, wat uit de volgende berekening blijkt:

Aangenomen maten evenaar: lengte orde 2 m

breedte orde 50 cm

voor de aanslagen in de eerste laag zou dan $20 \times 20 \text{ cm}^2$ een maximale afmeting kunnen zijn.

neem aan dat rubber $0,5 \text{ N/mm}^2$ mag dragen

te dragen belasting is 297 kN

benodigde oppervlakte $\frac{297 \cdot 10^3}{0,5} = 594000 \text{ mm}^2$

beschikbaar $200 \times 200 = 40000 \text{ mm}^2$

verhouding $\frac{\text{benodigd}}{\text{beschikbaar}} = \frac{594000}{40000} = 15.$

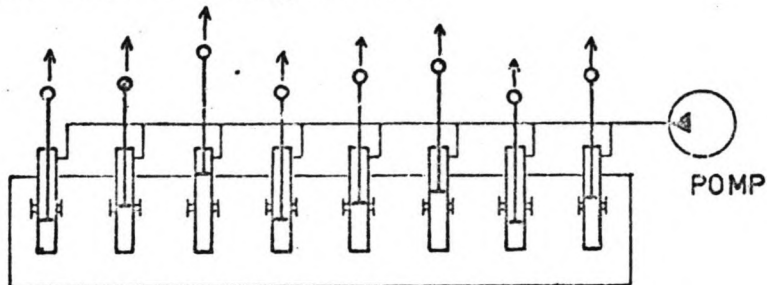
Mogelijk is er iets te bereiken met sterkere materialen of zware veren. Eenvoudiger is dan echter de volgende mogelijkheid.

- Het toepassen van een verende bevestiging. De verdeling van de belasting is afhankelijk van de veerstijfheid. De belastingverschillen zullen echter gering zijn ten opzichte van een directe bevestiging. Veren kunnen ook toegepast worden in combinatie met

een andere constructie.

- Bevestiging van de 8 kabels elk aan een hydraulische zuiger. De zuigers worden onderling verbonden, zodat in alle dezelfde oliedruk heerst.

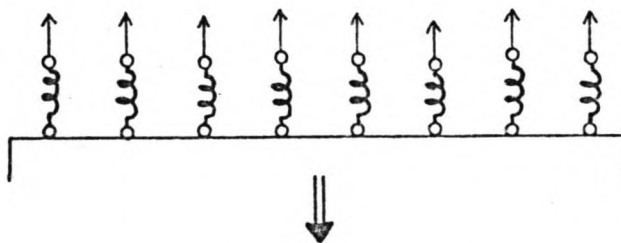
Dit systeem is gebruikt bij het hellend vlak van Ronquières. Het toelaatbare onderlinge lengteverschil is afhankelijk van de cilinders en kan moeiteloos meerdere decimeters bedragen, wat in dit geval volstrekt overbodig is, bij een kabellengte in de orde van 15 m. Het systeem is geschikt voor zeer lange kabels.



Bij dit systeem is vervangen van een kabel of breuk niet zo'n probleem, de belasting wordt eenvoudig verdeeld over de overige 7 kabels.

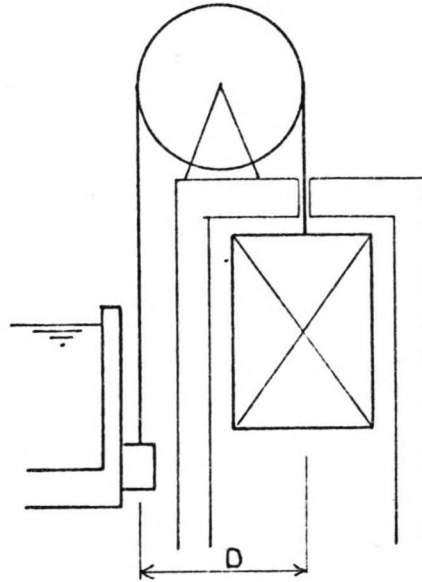
Het systeem vraagt echter een nogal uitgebreide installatie; het geheel moet 24 keer worden aangebracht, inclusief pomp, regeling, olierevervoir en elektrische voeding.

Gekozen wordt voor de tweede mogelijkheid, het toepassen van een verende bevestiging voor elke kabel.



Elke kabel wordt bovenaan geleid over een apart gelagerde schijf. De diameter van de schijf wordt bepaald door de afstand tussen de bevestigingspunten aan de bak en aan het contragewicht. In de afstand tussen deze bevestigingspunten, horizontaal gemeten, moeten worden ondergebracht:

- de halve breedte van het contragewicht
- een wand van de draagtoren met de geleiding van de bak



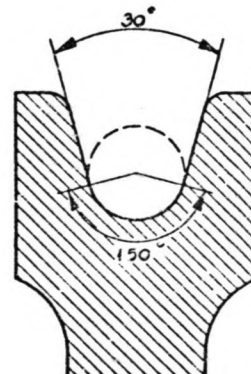
- de halve breedte van de bevestiging van de kabel aan de bak

- de benodigde vrije ruimten tussen de diverse delen.

Aangenomen wordt een schijfdiameter van 3 m, dit is geen probleem voor de buiging van de kabels.

Als in verband met ruimtegebrek, bijvoorbeeld door een grote breedte van het contragewicht, een grotere diameter gewenst is zal deze aanname aangepast worden. Dit betekent dan wel dat de kabelschijf ook zwaarder en dus duurder wordt.

De schijf wordt voorzien van een kabelgroef, met een straal die 5 % groter is dan de straal van de kabel, dit geeft de grootste levensduur.



Gekozen is voor een aparte schijf voor elke kabel om ongelijke belasting te voorkomen van kabels met een verschillende rek. Als een doorlopende trommel wordt gemaakt kunnen de kabels onderling niet bewegen. Een

trommel heeft echter minder ruimte nodig doordat de kabelgroeven dichters naast elkaar kunnen liggen.

1.5. Dimensionering van de contragewichten

Gegeven is dat de bak gebalanceerd wordt door middel van contragewichten. Aangenomen is verder dat de draagconstructie de bak op vier punten draagt. Het totaal aan contragewichten wordt dan ook gesplitst in vier gelijke delen. Voor het totale gewicht, bij gemiddelde waterstand in de bak, werd 56.000 kN aangenomen, deze waarde zal ook hier aangehouden worden.

Als te gebruiken materialen worden staal en beton aangehouden, in de vorm van met staal verzwaaard beton. Andere materialen zijn denkbaar, waarbij de verhouding kostprijs / gewicht van belang is. Een alternatief is bijvoorbeeld grond, gestort in draagbakken. Dit zal niet verder uitgewerkt worden.

De mogelijkheden die wel beschouwd worden zijn:

- met staal verzwaaard beton. Hiervoor zijn twee mogelijkheden:
 1. met afgekeurde gietijzerbroodjes. Door de tamelijk uniforme vorm is hiermee een hoge vullingsgraad te behalen van circa 70 %.
 2. met schroot. Door de onregelmatige vorm is de haalbare vullingsgraad 40 %.
- massief beton.

De mogelijkheid van geheel stalen gewichten bestaat ook. Deze zullen ongetwijfeld zeer duur zijn in verhouding met de te beschouwen alternatieven door de vormeisen die dan aan het staal gesteld moeten worden. Te denken is bijvoorbeeld aan een opbouw uit vlakke platen. Een geheel stalen gewicht heeft wel een gering volume. Als in het verloop van het ontwerp blijkt dat dit minimale volume gewenst is kan deze oplossing alsnog beschouwd worden.

De nu te beschouwen drie alternatieven worden vergeleken door een berekening van de totale kosten. Hiervoor worden

de prijzen weer gebruikt die in het vooronderzoek ook gebruikt zijn, deze zijn van toepassing op de hier te gebruiken constructiematerialen.

Tevens worden gebruikt: een prijs voor afgekeurde gietijzerbroodjes van 45 ct/kg en een prijs voor schroot van 20 ct/kg.

De gewichten en krachten welke gegeven worden in Newtons zijn berekend met de omrekeningsfactor $g = 10 \text{ m/s}^2$.

Voor de constructie van met ijzer verzwaarde gewichten wordt uitgegaan van een gewapend betonnen bak, welke wordt gevuld met het verzwaarde beton. Bij niet verzwaarde gewichten wordt het gehele blok ineens gemaakt.

Per hoekpunt van de lift wordt het contragewicht verdeeld in een aantal gelijke delen. Argumenten hiervoor zijn de handelbaarheid van de te maken blokken bij montage en eventuele demontage met een kraan en krimp van het beton in grote volumes. Hier wordt een verdeling in 6 eenheden aangehouden, in overeenstemming met de dimensionering van de draagkabels.

Het gewicht per eenheid wordt dan

$$\frac{56.000 \times 10^3}{4 \times 6} = 2330 \times 10^3 \text{ N.}$$

Beton verzwaard met afgekeurde gietijzerbroodjes

Zonder nadere berekening wordt de ijzervullingsgraad voor het geheel gesteld op 60 %. Terug gerekend betekent dit 86 volumeprocenten met de genoemde 70 % ijzer en 14 volumeprocent beton zonder ijzervulling, voor de wanden van de bakken.

Het gemiddeld volumegewicht wordt:

$$0,6 \times 78,5 = 47,1$$

$$0,4 \times 24 = \underline{9,6}$$

$$56,7 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Het totale volume wordt } \frac{56000}{56,7} = 988 \text{ m}^3.$$

Voor de afmetingen wordt nu een hoogte- en een breedtemaat gesteld, waarna de lengtemaat, in langsrichting

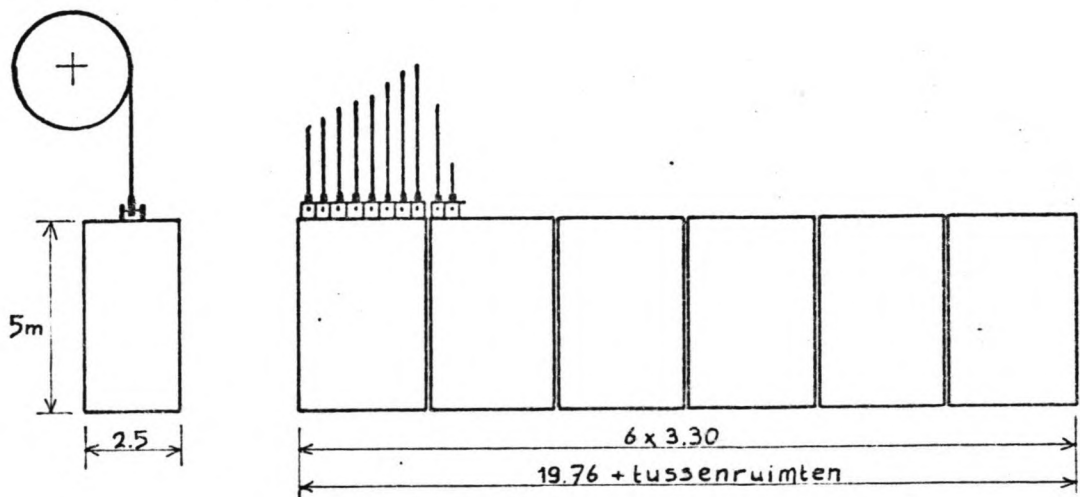
van de bak, te vinden is. De hoogtemaat is tamelijk willekeurig, de breedtemaat heeft een relatie met de diameter van de kabelschijven, welke op 3 m is gesteld. De breedte kan dus niet groter dan 6 m en in verband met de aanwezigheid van enige andere onderdelen liever een heel stuk minder.

Gesteld wordt: hoogte $h = 5$ m

breedte $b = 2,5$ m

Dan volgt: $l = \frac{988}{4 \times 5 \times 2,5} = 19,76$ m

in 6 gelijke delen: $6 \times 3,30$ m



De volgende prijzen worden ingevuld in de kostenberekening:

- gietijzer 45 ct/kg

- beton, tamelijk eenvoudig werk, repetitie

- beton zelf, levering, verwerking 111,-/m³

- wapening 80 kg/m³ à 1,20 96,-/m³

totaal f 207,-/m³.

Wapening wordt slechts gebruikt in de wanden van de bakken, dus voor de vulling tussen de ijzerbroodjes is deze prijs niet geldig. De prijs van de daar te gebruiken vulbeton zal echter hoger uitvallen doordat geen grove fractie gebruikt kan worden en een moeilijker verwerking. Ter vereenvoudiging wordt voor alle beton dezelfde m³-prijs aangehouden

- bekisting, eenvoudig werk, veel grote vlakken en repeterend
1 uur/m² à 32,--, materiaal 20,-/m², totaal f 52,-/m².

Het te bekisten oppervlak wordt berekend per eenheid, de buitenbekisting bestaat uit vier wanden en een vloer,

de binnenbekisting uit vier wanden.

Voor de berekening van de oppervlakte van de binnenbekisting wordt een wanddikte van 20 cm aangehouden en een vloerdikte van 30 cm, zonder nadere berekening.

oppervlak buitenzijde

$$\begin{array}{r} 1 \times 3,30 \times 2,5 \\ 2 \times 3,30 \times 5 \\ 2 \times 2,5 \times 5 \\ \hline 66,3 \text{ m}^2 \end{array}$$

oppervlak binnenbekisting

$$\begin{array}{r} 2 \times 2,9 \times 4,7 \\ 2 \times 2,1 \times 4,7 \\ \hline 47,0 \text{ m}^2 \end{array}$$

bekistingsoppervlak per eenheid $113,3 \text{ m}^2$.

Totale netto kosten voor het vervaardigen van deze contragewichten:

gietijzer	$0,6 \times 988 \times 7,85 \cdot 10^3 \times f 0,45$	=	$f 2094.000,-$
beton	$0,4 \times 988 \times f 207,-$	=	$81.800,-$
bekisting	$4 \times 6 \times 113 \times f 52,-$	=	<u>$141.000,-$</u>
			$f 2317.000,-$

Beton verzaard met schroot

Voor schroot wordt een prijs gebruikt van 20 ct/kg.

Omwille van de vergelijkbaarheid wordt ook hier een verdeling aangehouden van 86 % vulling en 14 % van het materiaal voor de omhullende bak. Over de gehele materiaalhoeveelheid gezien wordt het staalaandeel dan

$$\frac{86}{100} \times 40 = 34 \%$$

Het gemiddeld volumegewicht wordt

$$\begin{array}{r} 0,34 \times 78,5 = 26,7 \\ 0,66 \times 24 = \underline{15,8} \\ 42,5 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

Het totale volume wordt

$$\frac{56000}{42,5} = 1318 \text{ m}^3.$$

Vanwege het grotere volume van dit materiaal worden de aangenomen afmetingen aangepast, voor de breedte en de hoogte wordt nu gesteld: $b = 3,5 \text{ m}$, $h = 5 \text{ m}$.

Hieruit resulteert een lengtemaat van

$$\frac{1318}{4 \times 5 \times 3,5} = 18,8 \text{ m}$$

verdeeld in 6 delen: $6 \times 3,15 \text{ m}$.

De bekistingsafmetingen worden nu per eenheid:

$$\begin{array}{r} \text{buiten : } 1 \times 3,15 \times 3,5 \\ \quad \quad 2 \times 3,15 \times 5 \\ \quad \quad 2 \times 5 \times 3,5 \\ \hline \quad \quad \quad \quad 77,5 \text{ m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{binnen : } 2 \times 2,75 \times 4,7 \\ \quad \quad 2 \times 3,1 \times 4,7 \\ \hline \quad \quad \quad \quad 55,0 \text{ m}^2 \end{array}$$

totaal oppervlak $132,5 \text{ m}^2$.

De totale kosten:

schroot	$0,34 \times 1318 \times 7,85 \cdot 10^3 \times f 0,20$	= f	704.000,-
beton	$0,66 \times 1318 \times f 207,-$	=	180.000,-
bekisting	$4 \times 6 \times 132,5 \times f 52,-$	=	<u>165.000,-</u>
		f	1049.000,-

Contragewichten geheel uit beton

Gewichten geheel uit beton gemaakt hebben als nadeel het relatief grote volume wat nodig is, wat weer voortkomt uit het in vergelijking met de andere twee alternatieven lage volumegewicht.

Wapening wordt hier alleen aan de buitenkant aangebracht, er wordt 14 volumepercenten gewapend beton gerekend. De overige 86 % is ongewapend beton. Hiervoor wordt een prijs van $f 111,-/\text{m}^3$ gerekend.

Het benodigde volume wordt:

$$\frac{56000}{24} = 2333 \text{ m}^3$$

De aannamen voor breedte en hoogte worden aangepast:

$b = 4 \text{ m}$, $h = 6 \text{ m}$.

De totale lengte van 6 eenheden wordt:

$$\frac{2333}{4 \times 6 \times 4} = 24,30 \text{ m, } 6 \text{ delen van } 4,05 \text{ m.}$$

Oppervlak van de bekisting, hier alleen de buitenzijde:

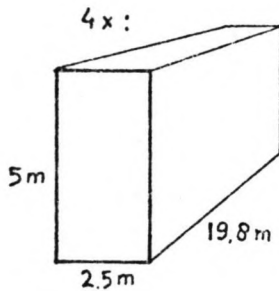
$$\begin{array}{r} \text{buiten : } 1 \times 4,05 \times 4 \\ \quad 2 \times 4,05 \times 6 \\ \quad 2 \times 6 \times 4 \\ \hline 112,8 \text{ m}^2. \end{array}$$

De totale kosten:

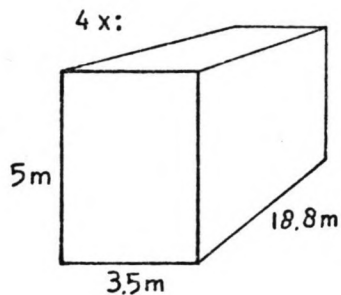
beton	0,14 x 2333 x f 207,-	= f 68.000,-
beton	0,86 x 2333 x f 111,-	= 223.000,-
bekisting	4 x 6 x 112,8 x f 52,-	= <u>141.000,-</u>
		f 432.000,-

De drie alternatieven kunnen nu vergeleken worden:

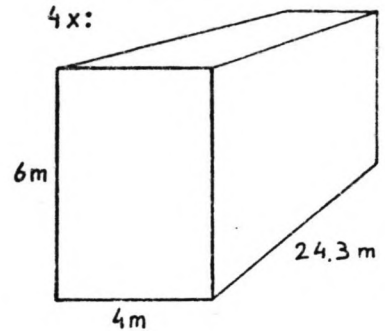
beton met broodjes



beton met schroot



beton

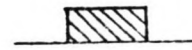
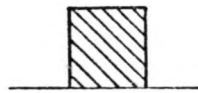
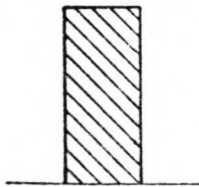


totaal netto kosten:

f 2.317.000,-

f 1.049.000,-

f 432.000,-



De afmetingen zoals aangenomen en hier getekend liggen niet vast, bij het gegeven volume kunnen de lengte, breedte en hoogte in onderlinge afhankelijkheid naar wens gevarieerd worden.

Duidelijk is hier dat beton zonder vulmateriaal de goedkoopste oplossing geeft, met als nadeel het grote volume. Gekozen wordt voor deze oplossing, onder het voorbehoud dat de kosten die voortkomen uit het grote volume, zoals bijvoorbeeld door de grootte van de behuizing (draagtorens) het hier gevonden kostprijsverschil niet mogen overtreffen.

Een tweede conclusie is dat bij de hier gegeven afmetingen van de contragewichten de 'hoekpunten' zoals deze voor de draagconstructie van de bak zijn voorzien in lengterichting van de bak een afmeting zullen hebben in de orde van 20 meter, ongeacht de uiteindelijke uitvoering van de contragewichten.

1.6. Samenvatting

In dit hoofdstuk is een draagconstructie uitgewerkt bestaande uit kabels over schijven, welke de bak verbinden met contragewichten.

Het totaal aantal kabels bedraagt 192, de diameter van de kabelschijven is 3 m.

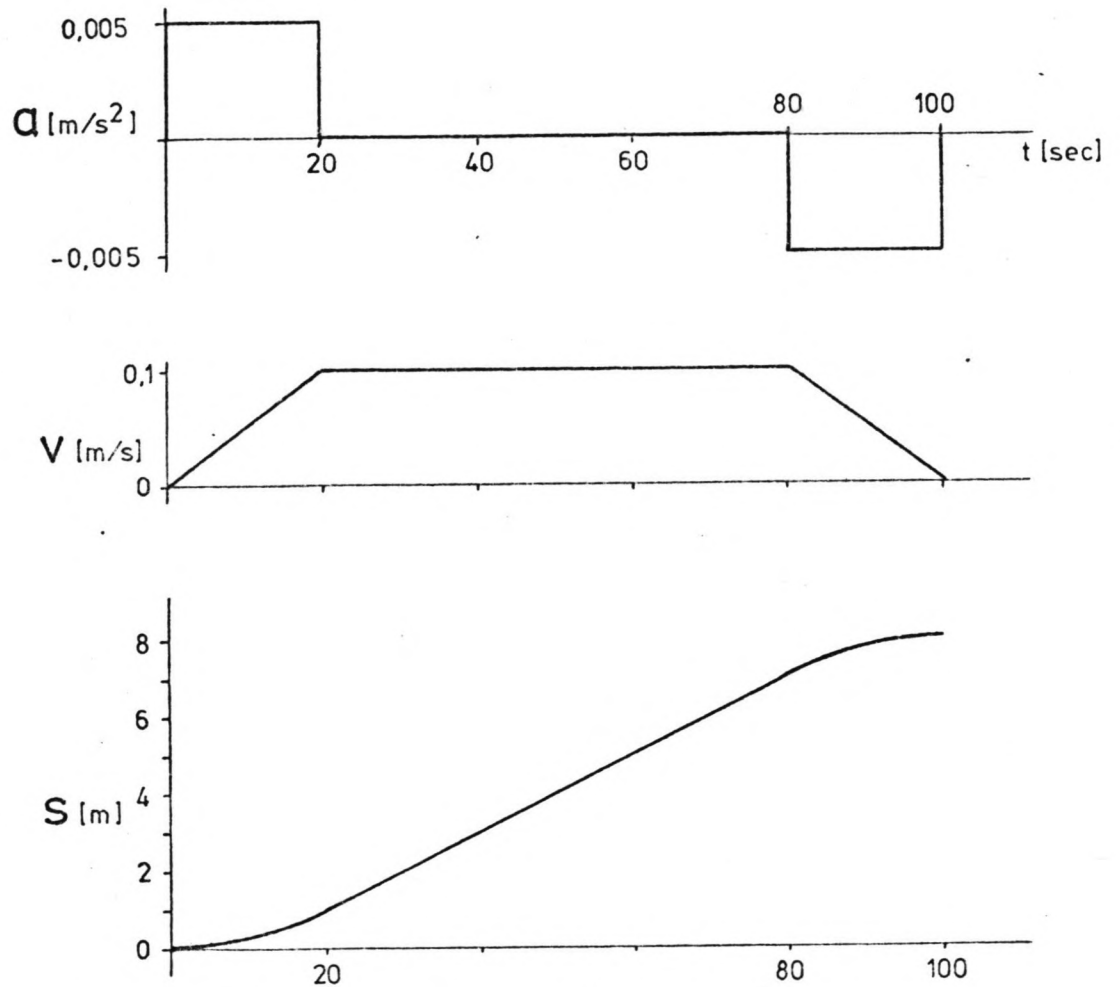
Het kabeltype is 8 x 31 draden Warrington-Seale met staalkern, ϕ 50,7 mm.

Het geheel aan contragewichten is gelijk verdeeld over vier draagtorens. Per toren bestaat het contragewicht uit 6 eenheden van $4,05 \times 4 \times 6 \text{ m}^3$ (1 x b x h). De contragewichten bestaan uit ongewapend beton met alleen aan de buitenzijde wat wapening. Elk van de 6 eenheden weegt 2333 kN en wordt gedragen door 8 kabels.

Zie tekening 2.

2. BEWEGINGSINSTALLATIE

De bewegingsinstallatie heeft tot taak het bewegen van het samenstel van bak, kabels, schijven en contragewichten. Voor de beweging van de bak over een afstand van 8,0 meter is volgens het vooronderzoek 1,7 minuten nodig, bij een maximale versnelling van $0,005 \text{ m/s}^2$ en een maximale snelheid van $0,1 \text{ m/s}$. De voorgeschreven beweging is vastgelegd in onderstaande figuur.



figuur 2 Bewegingswet scheepslift

De bewegingsinstallatie moet een zodanige kracht kunnen leveren dat de tijdens de beweging optredende weerstanden overwonnen worden. De kracht moet overgebracht worden op de bak of een van de andere bewegende delen.

De behandeling van de bewegingsinstallatie in dit hoofdstuk is in twee fasen verdeeld. Deze verdeling is voortgekomen uit de voortgang van het ontwerp. Tijdens het maken van het eerste deel kwamen zoveel nieuwe gezichtspunten naar voren dat niet meer kon worden volstaan met het oorspronkelijke verhaal. Deze nieuwe gezichtspunten komen in de tweede fase aan de orde.

In de eerste fase worden nu enkele alternatieven geselecteerd welke een geschikte oplossing geven, de uiteindelijke keuze wordt pas in de tweede fase gemaakt.

2.1. Eerste fase

2.1.1. Ontwikkelen van alternatieven

Om alternatieven te vinden voor de uitvoering van de bewegingsinstallatie voor de scheepslift kan weer een ontwerpboom opgezet worden.

De primaire functionele behoefte hierin volgt uit het bovenstaande: er moet een kracht opgewekt worden, deze moet worden overgebracht op de bak, of naar wens op één van de andere bewegende delen, en het doel is een beheerste beweging volgens de gegeven diagrammen.

De boom staat op de volgende pagina.

Allereerst moet de energie ergens vandaan komen en omgezet worden in een kracht. De elektrische aandrijving is vrij algemeen verbreid, er zijn echter ook nog enige andere mogelijkheden. Handkracht valt af vanwege de afmetingen van het project, verbrandingsmotoren en stoommachines worden wel toegepast als speciale omstandigheden daar aanleiding toe geven.

Naast de bekende roterende electromotoren is er ook nog het principe van de lineaire electromotor, waarmee een rechtlijnige mechanische beweging opgewekt wordt, wat in dit geval erg aantrekkelijk is. Jammer genoeg is de lineaire electromotor niet in staat de vereiste krachten te leveren, huidige ontwikkelingen vinden plaats voor een relatief geringe kracht bij hoge snelheid (zie lit 19).

Na deze stap komen alle lijnen weer bij elkaar. Het probleem is nu gereduceerd tot het omzetten van een beschikbare roterende beweging in de gewenste rechtlijnige beweging.

Gas als medium daarvoor is niet aantrekkelijk door zijn samendrukbaarheid. Bij samenpersen wordt veel energie opgeslagen, wat bij calamiteiten desastreuze gevolgen kan hebben. De pneumatische oplossing zal niet verder beschouwd worden.

De overblijvende oplossingen zijn:

- Hydrauliek, verticale zuigers met een slaglengte van 8 m.
- Diverse mechanische oplossingen. Omdat de bak door middel van kabels gedragen wordt zijn er meerdere mogelijkheden om met kabels aan te drijven:
 - de kabelschijven van de draagkabels aandrijven,
 - idem, waarbij de kabels een extra slag om de schijven gelegd zijn, de reden hiervoor zal bij de nadere uitwerking gegeven worden,
 - aparte aandrijfkabels.

Van de overige mechanische oplossingen zullen er twee bekeken worden:

- tandwiel op pennenrand,
- schoefspindel of worm.

De laatste twee gevonden oplossingen worden door de grote afmetingen van de bewegende delen meteen al als ongunstig beoordeeld en niet verder behandeld.

2.1.2. Beveiliging

De beveiliging van de constructie tegen calamiteiten kan niet los gezien worden van de bewegingsinstallatie. Als ernstige calamiteiten worden beschouwd het vol- en leeglopen van de bak, waarbij geheel leeglopen het ernstigste geval is. Als dit tijdens de verticale beweging gebeurt dient er een beveiliging te zijn die de bak tot stilstand brengt en vasthoudt.

Uitgaande van de hierboven genoemde mogelijkheden voor de aandrijving zijn er enkele mogelijkheden om de hierbij optredende grote krachten op te vangen:

- remmen van de draagkabels
- schoefspindels van voldoende diameter,
- hydraulische zuigers van voldoende grootte.

Deze systemen zullen besproken worden tegelijk met de vergelijkbare systemen voor aandrijving.

Het lijkt wel aan te bevelen om voor aandrijving en beveiliging één systeem te gebruiken of gelijke systemen

met verschillende afmetingen. Dit heeft voordelen op het gebied van overzichtelijk ontwerpen en éénsoortig onderhoud. Als verschillende systemen gebruikt worden maakt dat waarschijnlijk bouw en onderhoud ingewikkelder, dus duurder.

Bij gebruik van een gecombineerd systeem moet dit wel zodanig ontworpen worden dat falen van een onderdeel niet de beveiliging onbruikbaar maakt.

Een bijzonder geval waartegen maatregelen nodig zijn is het uitvallen van de stroom, als de bak halverwege is bijvoorbeeld. De bak moet dan veilig tot stilstand gebracht kunnen worden. Zeer nuttig is dan ook het installeren van een noodstroomaggregaat om, zij het met een lagere snelheid, de beweging te kunnen afmaken.

2.1.3. Aandrijfkrachten

Om iets te kunnen zeggen over de aandrijving zullen de te leveren krachten onder normale bedrijfsomstandigheden berekend worden.

1. Loopweerstand van de kabels en schijven (lit 20, 23).
Het verlies aan spankracht voor een kabel over een schijf op rollagers mag gesteld worden op maximaal 1,5 % van de spankracht, of een minimum nuttig effect van 0,985.
Voor een totale spankracht in alle kabels samen van 56.000 kN wordt het verlies dan $0,015 \times 56.000 = 840$ kN.

2. Massatraagheid.

De in beweging te brengen massa:

bak + contragewicht + kabels + schijven =

2×5600 ton + stel 50 ton

$m = 11250$ ton $a = 0,005$ m/s²

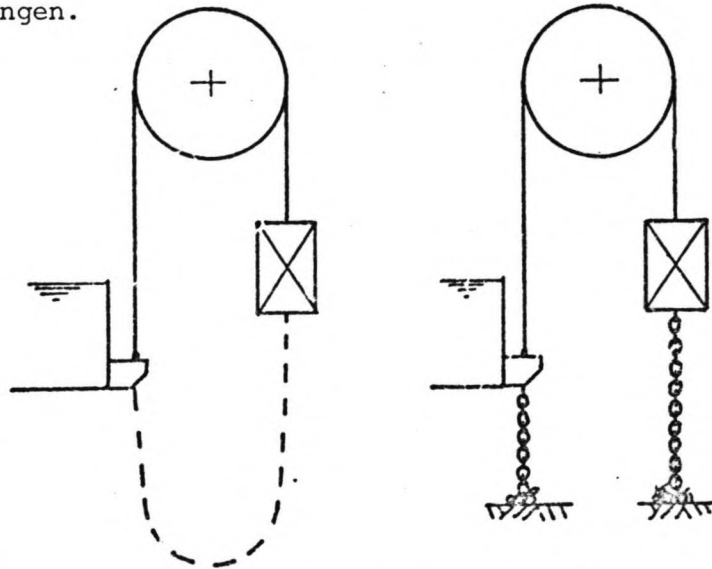
$F = m \times a$

$= 11250 \cdot 10^3 \times 0,005$

$= 56$ kN.

3. Onbalans van de kabels.

Deze treedt op doordat in hoogste of laagste stand het eigen gewicht van de kabel hoofdzakelijk aan één zijde van de schijf werkt. De onbalans is eventueel eenvoudig uit te balanceren door een tweede kabel (gebruikte kabel of nieuwe reservekabel) onderaan de bak en het contragewicht vast te maken. Het zelfde is te bereiken met kettingen.



Uitgegaan wordt van niet-uitbalanceren. Als de extra aandrijvingskosten hierdoor te groot worden kan alsnog tot balanceren worden besloten.

Als de bevestigingspunten van bak en contragewicht op dezelfde hoogte zijn is de kabel in evenwicht. Als één van de twee onder is werkt aan die kant de gewichtskracht van 8 m kabel. Deze is:

$$\begin{aligned} 192 \text{ kabels van } 8 \text{ m} &= 1536 \text{ m} \\ \text{gewicht } 1030 \text{ kg}/100\text{m} \\ F &= 15,36 \times 1030 \times 10 \\ &= 158 \text{ kN} \end{aligned}$$

Deze kracht kan aan beide zijden werken. Het evenwicht is labiel; de kracht neemt toe naarmate het geheel verder uit de evenwichtsstand komt.

4. Onbalans door verschil in waterhoogte.

In normale bedrijfsomstandigheden mag het water in de bak hoogstens 10 cm hoger of lager staan dan de normale stand van 3,50 m. Deze 10 cm is een in de praktijk

haalbaar gebleken waarde en komt voort uit variaties in de waterstand op de aansluitende kanaalpannen.

Het gewicht van de waterschijf, plus of min, is:

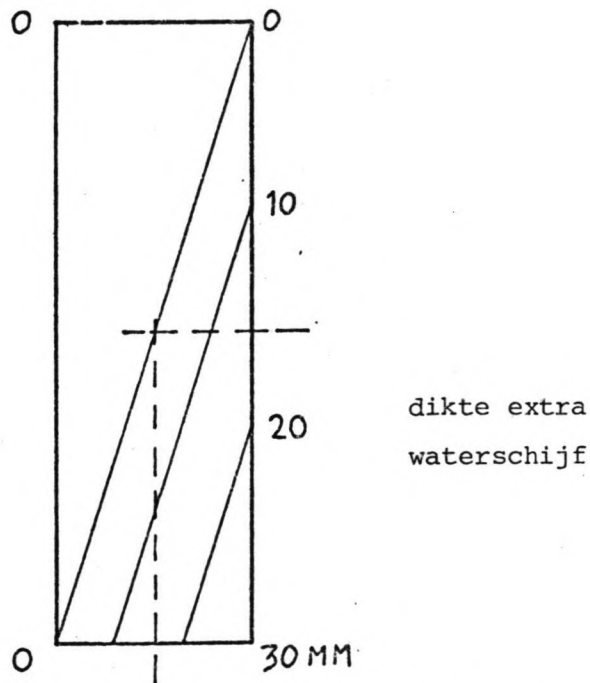
$$90 \times 12 \times 0,1 \times 10 = 1080 \text{ kN}$$

5. Schranken van de bak.

Kan optreden door afwijkingen in de besturing van de bak.

De van gebouwde liften bekende beveiligingssytemen laten een afwijking toe van 30 mm voordat de beveiliging de bak tot stilstand brengt. Deze waarde zal hier ook aangehouden worden, zodanig dat één 'hoekpunt' 30 mm lager ligt dan de overige drie.

De bak zelf zal wringslap geconstrueerd worden zodat de krachten die daarin door wringing ontstaan verwaarloosd kunnen worden. De extra belasting bestaat dan uit het extra watergewicht.



Het lage steunpunt zal de extra watermassa in het gestippelde kwadrant dragen. Dit gewicht is:

$$F = 45 \times 6 \times \frac{1}{2} (0 + 0,030) \times 10 \\ = 40,5 \text{ kN.}$$

Deze kracht treedt dus op in één van de vier 'hoekpunten'.

Optelling van de krachten.

Het ongunstigste belastinggeval treedt bijvoorbeeld op

als de bak in laagste stand staat en begint aan de op-
waarste beweging, waarbij het water 3,60 m hoog staat.
Dan moeten alle krachten opgeteld worden. De loopweer-
stand en variatie van de waterhoogte zijn constante
krachten gedurende de gehele bewegingsweg, de massatraag-
heid en kabelonbalans verhogen de balasting bij het
begin van de beweging (krachtwerking in dezelfde richting
als de loopweerstand) en verlagen deze bij het einde
van de beweging. De schrankkracht kan in deze situatie
optreden als de beweging in een zwaar belast 'hoekpunt'
later start dan de overige hoekpunten.

Andere combinaties geven gunstiger belastingwaarden.

De totaal optredende kracht:

- gelijkmatig verdeeld	
loopweerstand	840 kN
massatraagheid	56 kN
onbalans kabels	158 kN
variatie waterhoogte	<u>1080</u> kN
	2134 kN
per hoekpunt	534 kN
- op één hoekpunt	
schranken	<u>41</u> kN
totaal	575 kN

Alle krachten zijn statisch bepaald. Het lijkt terecht
om dynamische invloeden en de invloed van de aanloop-
weerstand in de kabels en loopwielen hier bij te tellen.
Deze invloeden worden verrekend door een arbitraire
toeslag van 25 %.

Door het drijfwerk te leveren nuttige kracht wordt:

$$F = 575 \times 1,25 = 719 \text{ kN}$$

$$\text{afgerond } F = 720 \text{ kN.}$$

Bij de berekening van het energieverbruik moet wel bedacht
worden dat dit de maximaal te leveren kracht is, de
gemiddeld benodigde kracht is lager.

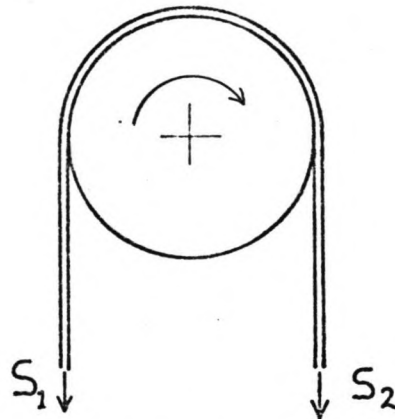
Voor het berekenen van de beveiliging zijn de krachten
van belang die optreden bij een geheel leeggelopen bak.

Aan bakzijde werkt dan slechts het bakgewicht van 18.000 kN (geschat), aan contragewichtszijde werkt het volledige contragewicht van 56.000 kN. De optredende onbalans is dan $56.000 - 18.000 = 38.000$ kN.

2.1.4. Nadere beschouwing van de mogelijke aandrijvingen

Hierbij wordt steeds één van de vier 'hoekpunten' beschouwd, met als uitgangspunt 48 draagkabels. De daarop totaal werkende spankracht bedraagt $\frac{1}{4} \times 56.000 = 14.000$ kN, de te leveren aandrijfkracht is maximaal 720 kN, de benodigde kracht voor de beveiliging is $\frac{1}{4} \times 38.000 = 9500$ kN.

a. Aandrijving op evenwichtswielen



Dit houdt in dat op één, meerdere of alle kabelschijven de aandrijfkracht overgebracht wordt. De aandrijving van deze schijven geschiedt dan via een rondsel op de buitenrand. Deze manier vereist niet zoveel extra ruimte in asrichting gezien.

Constructief is het bij het aandrijven van meerdere schijven gunstiger om deze te verenigen tot één trommel. De onderlinge bewegingsvrijheid van de kabels gaat dan echter verloren.

De aandrijfkracht die op de kabel door wrijving overgebracht kan worden volgt uit:

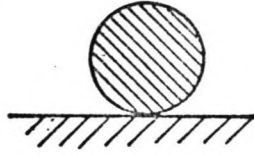
$$S_1 = S_2 \cdot e^{\mu \alpha}$$

α = de hoek waarover de kabel aanligt op de schijf, in radialen

μ = de wrijvingscoëfficiënt.

De wrijvingscoëfficiënt μ , mag voor een kabel over een gladde gietijzeren schijf op 0,09 gesteld worden. Door

een andere groefvorm kan de wrijving vergroot worden.

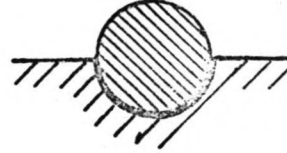


1. gladde trommel

$$\mu = \mu_0$$

2. halfronde groef

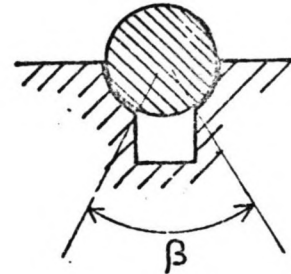
$$\mu = \mu_0 \cdot \frac{4}{\pi}$$



3. ondersneden groef

$$\mu = 4\mu_0 \cdot \frac{1 - \sin \frac{\beta}{2}}{\pi - \beta - \sin \beta}$$

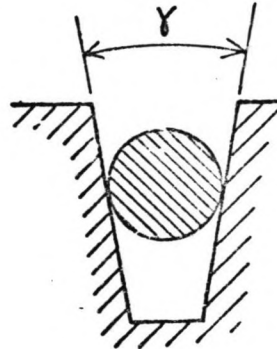
$$70^\circ < \beta < 110^\circ$$



4. knijpschijf

$$\mu = \mu_0 \frac{1}{\sin \frac{\gamma}{2}}$$

$$25^\circ < \gamma < 45^\circ$$



De knijpschijf kan de grootste krachten overbrengen, dan volgt de ondersneden groef. De knijpschijf heeft echter als nadeel een grote slijtage van kabel en groef. Door slijtage van de groef verandert ook de vorm en daardoor de grootte van de wrijving. Bij de ondersneden groef blijft ook bij slijtage de groefvorm hetzelfde, de werking verandert dan ook niet.

Door het toenemen van de spankracht van S_1 tot S_2 als de kabel over de schijf loopt neemt ook de rek in de kabel toe, de kabel slijpt dus over de schijf wat onvermijdelijke slijtage met zich meebrengt. Met het oog op deze slijtage zijn enkele materialen als geschikt voor

schijven te beschouwen. Het zijn: gietijzer met 30 tot 50 % staaltoevoeging en met molybdeen gelegeerd gietijzer.

De berening wordt uitgevoerd uitgaande van een vlakke trommel. Het maken van voorgevormde groeven met dezelfde diameter als de kabel geeft een verhoging van de wrijving met een factor $\frac{4}{\pi} = 1,27$. Een voorgevormde groef met een grotere straal, zoals beschreven bij de dimensionering van de draagkabels, zal een geringere verhoging geven. Maximale op één kabel aan te brengen kracht:

$$S_2 = \frac{14.000}{48} = 292 \text{ kN}$$

$$\alpha = 180^\circ = \pi \text{ rad}$$

$$\mu = 0,09$$

$$e^{\mu\alpha} = 1,33$$

$$S_1 = S_2 \cdot e^{\mu\alpha} \quad F = S_2 \cdot (e^{\mu\alpha} - 1)$$
$$= 292 \times 0,33$$
$$= 96 \text{ kN.}$$

Voor het overbrengen van de gewenste kracht van 720 kN zijn dus minimaal 8 kabels nodig.

Het aantal van 8 kabels komt mooi uit, het is één groep. Er zijn echter enkele bedenkingen.

Deze kabels worden 33 % extra belast, de dimensionering moet dus aangepast worden. Dan zijn niet alle kabels gelijk meer, waardoor de constructie ingewikkelder wordt. Een mogelijkheid is om alle kabels te verzwaren en de kracht over meer kabels te spreiden. Ook dan zullen aangedreven kabels sneller slijten en dus vaker vervangen moeten worden. Dit kan ondervangen worden door alle 48 kabels aan te drijven. Dan wordt echter het drijfwerk erg omvangrijk. De over te brengen kracht per kabel is dan geen 33 % extra maar

$$\frac{720}{14.000} \quad 5 \%$$

Veiligheid

Het opnemen van de krachten bij een calamiteit is op

deze wijze onmogelijk. De kracht S_2 wordt geleverd door het gewicht van de lege bak en bedraagt $18.000 \times \frac{1}{4} = 4500$ kN.

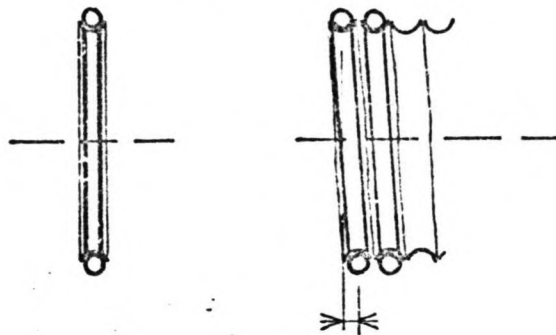
Met de bekende waarde $e^{\mu\alpha} = 0,33$ kan dan maximaal $0,33 \times 4500 = 1500$ kN in de kabels gebracht worden, de optredende onbalans is echter $38.000 \times \frac{1}{4} = 9500$ kN.

Dit geeft aanleiding tot de volgende mogelijkheid:

b. Aandrijving op evenwichtswielen, kabels een slag extra eromheen

De redenering hierachter is dat door een grotere aanlighoek van de kabel om de schijf de kracht die overgebracht kan worden sterk toeneemt.

Als de kabel meer slagen om een trommel loopt komen er extra moeilijkheden om de hoek kijken. De kabel kan niet meer in één vlak op- en afgewikkeld worden, maar ligt



in een spiraalvormige groef.

De lengte in asrichting van zo'n trommel is groter dan de ruimte die een schijf nodig heeft. De lengte van de trommel wordt bepaald door:

- het aantal slagen van de kabel om de trommel
- plus de kabellengte die op- en afgewonden wordt.

Door de geringe slaglengte van 8 m geeft dit geen grote problemen. Bij een trommel met $D = 3$ m is de omtrek 9,4 m zodat 8 m minder dan één kabeldiameter extra op de trommel vraagt.

Een bijkomend effect is dat bij op- en afwinden het punt waar de kabel de trommel raakt horizontaal verplaatst.

Een ander effect is dat de kabel de trommel onder een (kleine) hoek verlaat, dit heet verseizing, wat aanleiding

geeft tot verhoogde slijtage.

Voor de aandrijving is de extra aanliglengte van de kabel niet nodig, hiervoor wordt geen berekening gemaakt.

Voor de maximale kracht voor beveiliging geldt:

$$\text{beschikbare } S_2 = 4500 \text{ kN}$$

$$\text{gevraagd } F = 9500 \text{ kN}$$

$$\alpha = 540 = 3\pi \text{ rad}$$

$$F_{\text{max}} = S_1 - S_2 = S_2 \cdot (e^{\mu\alpha} - 1) \quad e^{\mu\alpha} = 2,34$$

$$= 4500 \cdot (2,34 - 1)$$

$$= 6030 \text{ kN.}$$

Deze kracht is te klein, ook in dit geval zal slip van de kabel over de geblokkeerde schijf optreden. Als de kabel twee slagen om de schijf gelegd wordt zal wel voldoende wrijving geleverd kunnen worden. De constructie wordt dan echter ook uitgebreider.

Een andere dan deze, nu toch wel tamelijk omslachtige, beveiliging is het overbrengen van remkrachten direct op de kabels, zonder tussenkomst van de kabelschijven. Een voor de hand liggend bezwaar is de mogelijke beschadiging van de kabels door gebruik van dergelijke remmen die zullen werken met grote normaalkrachten. De constructie van zo'n rem is een werktuigbouwkundig probleem wat hier niet behandeld zal worden.

c. Aparte kabels voor aandrijving en beveiliging

Voor aandrijving geeft dit een geschikte oplossing, de gevraagde kracht van 720 kN kan door enkele kabels geleverd worden. Ter vergelijking diene dat de draagkabels ontworpen zijn voor een spankracht in bedrijfstoestand van

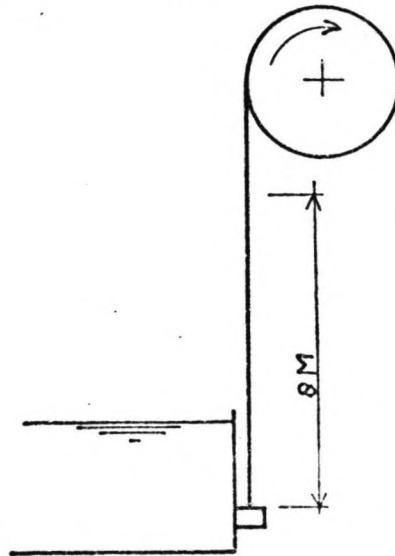
$$\frac{56.000}{192} = 292 \text{ kN.}$$

Voor beveiliging kan ook gewerkt worden met aparte open en afwikkelende kabels op trommels. Deze zijn door de bevestiging op een trommel niet afhankelijk van wrijving en kunnen tot de toegelaten werkbelasting belast worden. Dit is een slechte oplossing. Het aantal benodigde

kabels benadert dat van de draagkabels, ze vergen dienovereenkomstig veel ruimte en het geheel wordt zelden of misschien helemaal nooit gebruikt.

Voor een aandrijving met aparte kabels is het van belang dat de rek in deze zwaarbelaste kabels niet de nauwkeurigheid van de verticale verplaatsingen verstoort.

Als de kabellengte bekend is, is de verlenging te berekenen. Voor de hier gevraagde kabellengte wordt 11 m



genomen, wat in de figuur aannemelijk wordt gemaakt.

De berekening van de verlenging van de kabel Δl :

$$\text{breukspanning kabel } \sigma_{br} = 1600 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{bij groepsfactor 5 volgt } \sigma_{max} = 320 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta l = l \cdot \epsilon = l \cdot \frac{\sigma}{E}$$

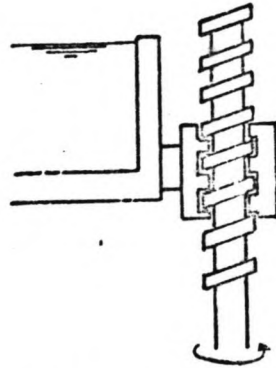
$$= 11000 \cdot \frac{320}{2,1 \cdot 10^5}$$

$$= 16,8 \text{ mm.}$$

Dit is een grote rek, die bij het begin van de beweging voor moeilijkheden kan zorgen als de belasting niet geleidelijk opgevoerd wordt. De waarde is wel minder dan de gehanteerde tolerantie van 30 mm voor de beveiligingsinstallatie.

d. Schroefspindels

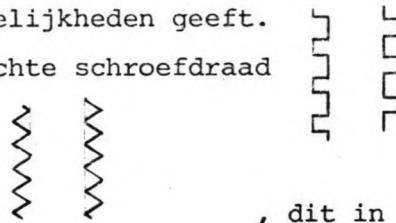
Wat betreft de uitvoering zijn er verschillende alternatieven. Een eerste vorm is een moer die aan de bak be-



vestigd is en beweegt om een draaiende schroef die vast opgesteld is. De aandrijfmotor kan dan vast opgesteld worden. Andersom kan ook de schroef stilstaand opgesteld worden en de moer ronddraaien. De aandrijving moet dan met de bak meebewegen, het draaiende gedeelte is echter de korte moer die veel lichter kan zijn dan de lange schroefspindel. De moer en schroef kunnen ook verwisseld worden, wat nog twee mogelijkheden geeft.

Gedacht wordt aan een rechte schroefdraad

en niet aan een schuine



, dit in verband

met het feit dat een rechte schroefdraad veel minder onderhevig is aan slijtage.

Aantrekkelijk in deze oplossing is dat aandrijving en beveiliging in één gemaakt kunnen worden. Bij calamiteiten worden de grote optredende krachten door de dan stilstaande schroefspindel afgeleid. Deze moet dan zodanig berekend worden dat de kracht overgebracht kan worden.

De binnendiameter van de schroef wordt bepaald door de veiligheid:

$$F = 9500 \text{ kN}$$

$$\text{neem Fe360 met } \sigma_{v1} = 240 \text{ N/mm}^2 \text{ en } \gamma = 1,7$$

$$A = \frac{F}{\sigma} = \frac{9500 \cdot 10^3 \cdot 1,7}{240} = 67.300 \text{ mm}^2.$$

met $A = \frac{1}{4} \pi D^2$ volgt

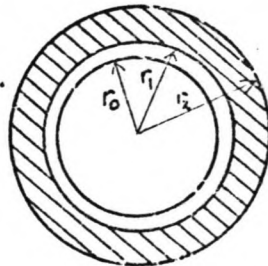
$$\begin{aligned} D &= \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} \\ &= \sqrt{\frac{4 \cdot 67.300}{\pi}} \\ &= 293 \text{ mm.} \end{aligned}$$

De vasthoudkracht moet via de schroefdraad overgedragen worden op de aan de bak bevestigde moer. Aan de afmetingen hiervan worden nu wat berekeningen gedaan.

De verticale projectie van de oppervlakte van de schroefdraad moet eveneens 67.300 mm^2 oppervlakte hebben. Het is aannemelijk dat er spanningsconcentraties zullen optreden inplaats van een volledig gelijkmatig verdeelde spanning. Deze worden veroorzaakt door niet geheel vlakke raakvlakken en ook door vervormingen die door de belasting optreden. Hiervoor wordt een vermenigvuldigingsfactor van 1,25 ingevoerd. Het vereiste oppervlak is dan $67.300 \times 1,25 = 84.125 \text{ mm}^2$.

Het aantal windingen van de schroef wat meewerkt bij de overdracht van de belasting heeft een directe relatie met de afmetingen van deze schroefdraad. De berekeningen zullen in eerste instantie uitgevoerd worden voor drie verschillende grootten van het aantal windingen, namelijk 2, $1\frac{1}{2}$ en 1 winding. Als blijkt dat geen van deze waarden tot een aanvaardbare oplossing leidt kan een ander aantal windingen aangenomen worden. Argumenten voor de beoordeling komen in de loop van het verhaal naar voren.

Voor de binnenomtrek van het contactvlak wordt een straal aangenomen 25 mm groter dan de straal van de kern.



$$r_0 = \frac{293}{2} = 147 \text{ mm}$$

$$r_1 = 147 + 25 = 172 \text{ mm}$$

Nu is een schroefdraad te vinden zodanig dat over twee windingen de belasting overgebracht kan worden.

$$A = (\pi r_2^2 - \pi r_1^2) \cdot 2$$

$$\begin{aligned} r_2 &= \sqrt{\frac{A}{2\pi} + r_1^2} \\ &= \sqrt{\frac{84125}{2\pi} + 172^2} \\ &= 207 \text{ mm.} \end{aligned}$$

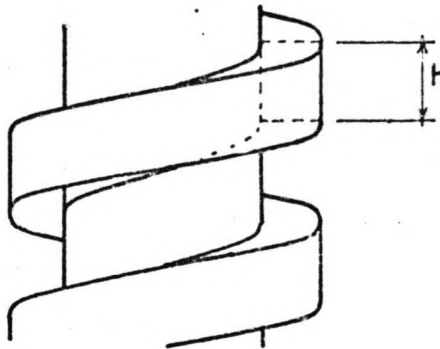
Bij belastingoverdracht over $1\frac{1}{2}$ winding

$$\begin{aligned} r_2 &= \sqrt{\frac{84125}{1,5\pi} + 172^2} \\ &= 218 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Bij belastingoverdracht over 1 winding

$$\begin{aligned} r_2 &= \sqrt{\frac{84125}{1 \cdot \pi} + 172^2} \\ &= 238 \text{ mm.} \end{aligned}$$

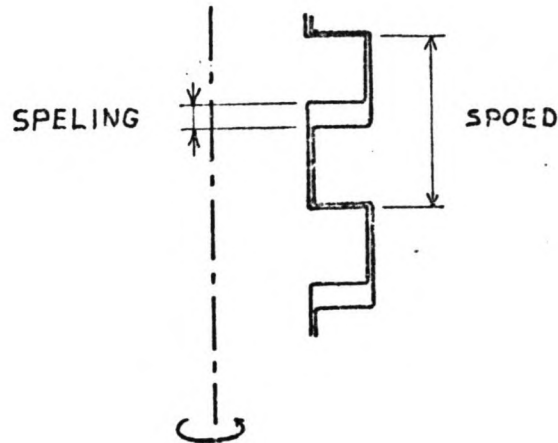
Ook de hoogte van de schroefdraad wordt berekend. Hiervoor wordt verwezen naar bijlage 3.



De resultaten zijn:

aantal windingen voor belastingoverdracht	hoogte van de schroefdraad (mm)
2	119
1,5	152
1	213

Met deze hoogten van de draad kan de spoed van de schroef berekend worden, dat is de afstand tussen gelijke punten van boven elkaar liggende windingen en dat is dus ook de verticale afstand die afgelegd wordt tijdens één omwenteling van de schroefspindel.

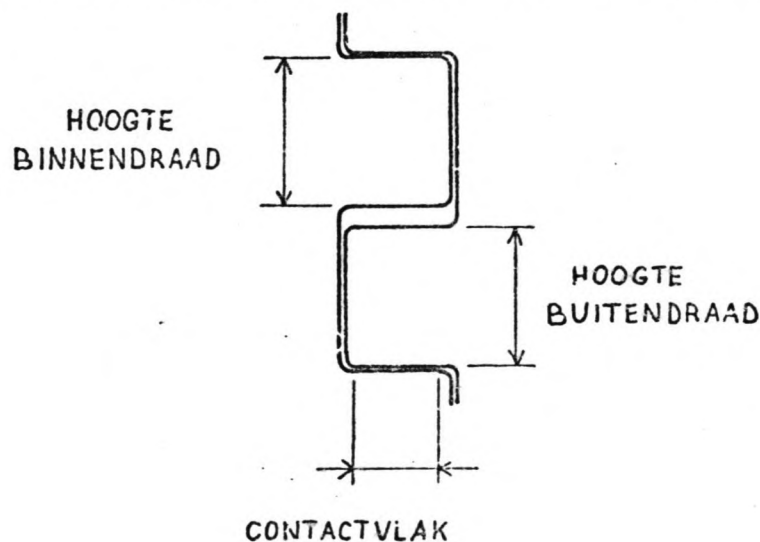


De spoed is te berekenen als de som van de draadhoogte op de schroef, de draadhoogte op de moer en enige vrije speling tussen de schroefdraden.

De draadhoogte van de moer kan kleiner zijn dan die van de schroef omdat de krachtoverdracht aan de buitenzijde plaatsvindt, waar het verticaal oppervlak groter is.

Om deze vereiste draadhoogte van de moer te vinden moet eenzelfde berekening worden gemaakt als in bijlage 3 voor de schroefspindel gedaan is. Het is niet mogelijk de hier gevonden draadhoogten voor de schroef om te rekenen naar draadhoogten van de moer door een verkleiningsfactor toe te passen evenredig aan de verhouding van de binnen- en buitenomtrek. Dit omdat de verhouding tussen buigspanningen en schuifspanningen in de zwaarst belaste doorsnede zich kan wijzigen.

Als benadering, om snel een idee te krijgen van de afmetingen wordt hier toch deze berekeningsmethode gebruikt, de reductie uit de verhouding tussen de omtrekken wordt



echter slechts voor de helft toegepast. De binnenstraal is 147 mm, voor de buitenstraal worden de op blz. 48 berekende waarden van r_2 vermeerderd met 25 mm. Voor de verticale speling tussen de contactvlakken wordt 10 mm aangehouden. De hoogte van de buitendraad wordt dan:

aantal belaste windingen	verhouding diameters	benaderende reductiefactor	benaderde hoogte buitendraad (mm)
2	$\frac{147}{232} = 0,63$	0,82	97
1,5	$\frac{147}{243} = 0,60$	0,80	122
1	$\frac{147}{263} = 0,56$	0,78	166

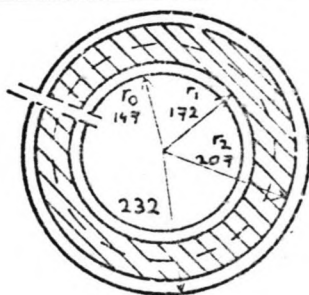
De spoed wordt dan:

aantal belaste windingen	spoed (mm/omw)
2	226
1,5	284
1	389

De aandrijving met schroefspindels gaat gepaard met een vrij grote wrijving. Voor de verhouding van de wrijving en de nuttige aandrijvende kracht is de vormgeving van de schroefdraad en met name de spoed van grote invloed. De spoed is ook bepalend voor de overbrengingsverhouding tussen de roterende schroefspindel en de verticaal bewegende bak. In feite is deze constructie een stukje van de tandwielkast die in andere gevallen gebruikt wordt. Door de optredende wrijving is de schroefspindel een 'tandwielkast' met een laag rendement.

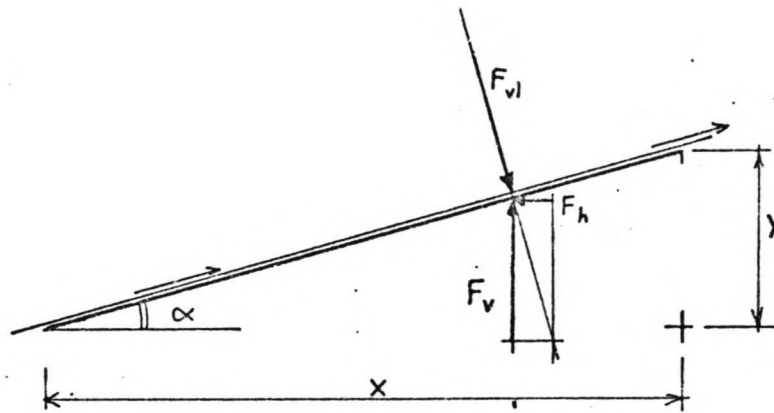
Voor de drie beschouwde gevallen wordt een berekening gemaakt van de optredende krachten. Hiervoor wordt de spiraalvormige schroefdraad geschematiseerd tot een vlakke hellingbaan.

2 belaste windingen, het contactvlak is gearceerd.



de gebruikte straal r is

$$\frac{172 + 207}{2} = 189,5 \text{ mm}$$



$$x = 2 \cdot 2\pi r = 2382 \text{ mm}$$

$$y = 2 \cdot \text{spoed} = 452 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \alpha = 0,190$$

Te leveren nuttige verticale kracht $F_n = 720 \text{ kN}$.

Zonder wrijving is hiervoor een horizontale kracht nodig

van

$$F_h = \frac{452}{2382} \times 720 = 137 \text{ kN}$$

De hierbij optredende kracht loodrecht op het loopvlak

bedraagt

$$\begin{aligned} F_{vl} &= \sqrt{F_h^2 + F_n^2} \\ &= \sqrt{720^2 + 137^2} \\ &= 733 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bij de beweging moet een glijdende wrijving tussen de loopvlakken overwonnen worden. Als hiervoor een wrijvingscoëfficiënt $\mu = 0,10$ wordt aangenomen moet om de beweging in stand te houden een kracht evenwijdig aan het loopvlak worden uitgeoefend van

$$\begin{aligned} F_w &= \mu \cdot F_{vl} \\ &= 0,10 \cdot 733 \\ &= 73 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Ter vereenvoudiging wordt nu aangenomen dat deze kracht ook in horizontale richting geleverd moet worden, door het drijfwerk. Dit moet dan totaal leveren

$$\begin{aligned} F &= F_h + F_w \\ &= 137 + 73 \\ &= 210 \text{ kN} \end{aligned}$$

waarvan nuttig gebruikt 65 %

als wrijving gaat verloren 35 %.

Nu dezelfde wrijvingsberekening voor 1,5 en 1 belastingswinding.

1,5 belastingswinding

$$r = \frac{172 + 218}{2} = 195 \text{ mm}$$

$$x = 1,5 \cdot 2\pi r = 1838 \text{ mm}$$

$$y = 1,5 \text{ spoed} = 426 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \alpha = 0,232$$

$$F_n = 720 \text{ kN}$$

$$F_h = \frac{426}{1838} \times 720 = 167 \text{ kN}$$

$$F_{vl} = \sqrt{720^2 + 167^2}$$
$$= 739 \text{ kN}$$

$$F_w = 0,10 \times 739$$

$$= 74 \text{ kN}$$

$$\text{totaal te leveren } F = 167 + 74 = 241 \text{ kN}$$

waarvan nuttig 69 %

wrijving 31 %

1 belastingswinding

$$r = \frac{172 + 238}{2} = 205 \text{ mm}$$

$$x = 2\pi r = 1288 \text{ mm}$$

$$y = \text{spoed} = 389 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \alpha = 0,302$$

$$F_n = 720 \text{ kN}$$

$$F_h = \frac{389}{1288} \times 720 = 217 \text{ kN}$$

$$F_{vl} = \sqrt{720^2 + 217^2}$$
$$= 752 \text{ kN}$$

$$F_w = 75 \text{ kN}$$

$$\text{Totaal te leveren } F = 217 + 75 = 292 \text{ kN}$$

waarvan nuttig 74 %

wrijving 26 %

Besluit

Voor wat betreft de beveiliging is de hier uitgewerkte schroefspindeloplossing wel geschikt, deze is gedimensioneerd op de daarbij optredende krachten. De bevestiging van de draaiende spindel in de vaste liftconstructie moet zodanig gemaakt worden dat de kracht als trek afgedragen wordt, aan beide zijden van de spindel moet een lagering komen die trek kan overbrengen.

Voor aandrijving is de schroefspindel echter minder geschikt door het slechte rendement van de overbrenging. Het laatste geval, één belaste winding, heeft het hoogste rendement, namelijk 74 %. Hier is echter ook de benodigde horizontale kracht het grootst, en daarmee het draaiend moment in de schroefspindel, door de grote helling van de schroefdraad. De gevonden spoed, 389 mm bij een kerndiameter van 293 mm, is zo groot dat de vorm van de constructie ontaardt tot een soort scheve tandwieloverbrenging, in plaats van de wormoverbrenging met een grote overbrengingsverhouding welke in gedachten als basis diende voor de berekeningen. Deze berekeningen voor de schroefdraad gaan dan niet meer op, het krachtenverloop in deze constructie zal veel ingewikkelder zijn en niet zo eenvoudig tot een tweedimensionaal geval te herleiden.

Niet beschouwd hier is de vervorming door wringing van de spindel. Deze wordt groter met het groter worden van de gevraagde horizontale kracht, dat is bij grote spoed. Een niet beschouwde mogelijkheid is het vergroten van de kerndiameter van de spindel. Denk hierbij aan een holle buis. Voordeel daarvan is een grotere stijfheid tegen wringing. Bij gelijkblijvende spoed wordt de helling van de schroefdraad kleiner en daarmee ook het rendement van de aandrijving lager, wat een nadeel is.

Het vinden van een gunstige vormgeving is ten koste van heel wat rekenwerk wel mogelijk, wat hier niet gebeurt, het bezwaar van het lage rendement blijft echter, tevens is het vervaardigen van zo'n grote schroef waarschijnlijk erg duur.

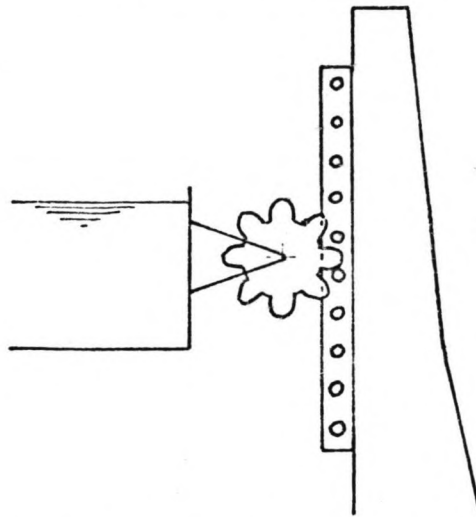
Zie eventueel ook lit 20, Hst. 9,4.

e. Aandrijving met tandwiel en pennenrand

Een ronddraaiend tandwiel of rondsel drijft een rechte pennenrand aan, welke vergelijkbaar is met een oneindig groot tandwiel. Wat betreft rendement en sterkte valt deze constructie onder de tandwieloverbrengingen, waarvan het rendement veel gunstiger is dan van de hiervoor behandelde schroefspindel- of wormaandrijving.

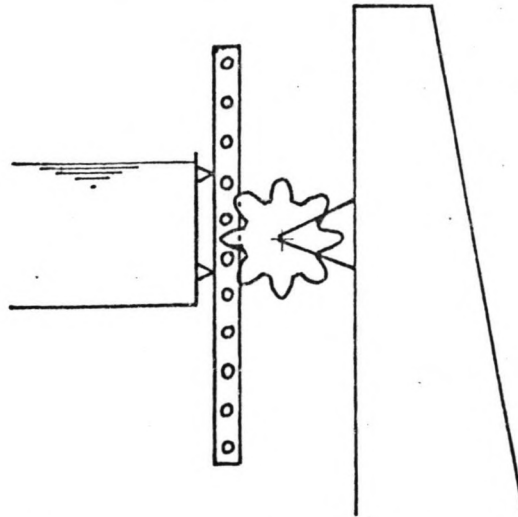
Voor de beveiliging is te denken aan een schroefspindel, deze combinatie is in de praktijk toegepast in de lift van Niederfinow. De met een kleine speling (30 mm) in de schroefdraad draaiende spindel (geen wrijving) werd daar mechanisch gekoppeld met de draaiende beweging van het tandwiel. De bewegende delen met de aandrijving werden op de bak geplaatst.

Dit geeft een aantrekkelijke opstelling, de rechte pennenrand bevestigd aan de toren en het draaiende rondsel

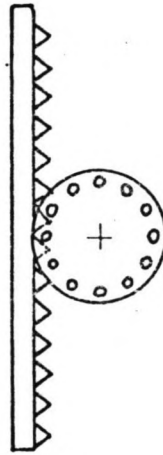


aan de bewegende bak. Nadeel hiervan is wel dat de totale bewegende massa groter wordt door het plaatsen van de aandrijfinstallatie op de bak.

Een alternatief is het van plaats verwisselen van het aangedreven rondsel en de pennenrand. De aandrijving kan dan vast opgesteld worden, de meer dan 8 meter lange pennenrand wordt dan aan de bak bevestigd. Op het eerste gezicht doet dit wat vreemd aan, als echter een eenvoudige ondersteuning gemaakt kan worden voor de pennenrand is dit alternatief een goede oplossing.



Het verwisselen van vertanding en pennenrand geeft geen wezenlijk andere oplossingen. De vraag of dit een betere



oplossing geeft ligt op werktuigbouwkundig gebied en zal vermoedelijk met nee beantwoord kunnen worden. Deze constructie is uit de literatuur ook niet bekend. Er zal verder geen aandacht aan geschonken worden.

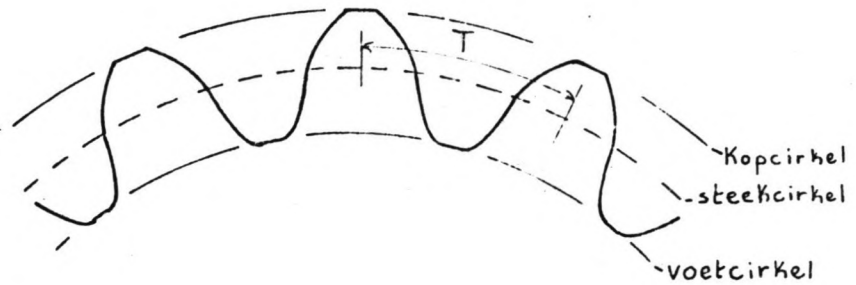
Nu volgt een globale dimensionering van tandwiel en pennenrand voor het eerste genoemde geval. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de V.O.B.B. (lit 11).

Voor het tandwiel zijn de benamingen rondsel of bonkelaar in gebruik.

Van een tandwiel zijn een aantal kentallen te geven:

- de steek T , de afstand, langs de steekcirkel gemeten, tussen twee opeenvolgende tanden (h.o.h.)
- de moduul m , is de steek gedeeld door π .

$$T = \pi \cdot m$$



- het aantal tanden n .

Hieruit volgen:

de omtrek van de steekcirkel $n \cdot T$

de diameter van de steekcirkel $n \cdot m$.

Voor de dimensionering worden de volgende criteria aangehouden (eenheden N, mm, formules zijn hiervoor omgewerkt).

* minimaal aantal tanden $n \geq 12$ (art.39)

* maatgevende buigspanning σ_{bmax} (art.40)

voor smeedijzer Fe 500 $\sigma_{bmax} = 125 \text{ N/mm}^2$

formule $\sigma_b = \frac{P \cdot Y}{b \cdot m}$

P = totale kracht op de tand, dit is de totale aandrijfkracht $P = 720 \text{ kN}$

Y = een tandvormfactor, welke in tabelvorm in de V.O.B.B. staat

b = breedte van het rondsel

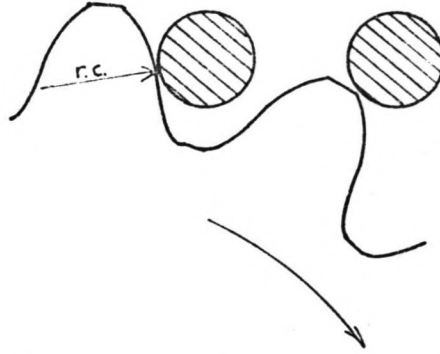
* maatgevende contactspanning (art. 42)

$\sigma_c = 1110 \text{ N/mm}^2$ voor Fe 500 bij toerental < 10 per minuut

formule $\sigma_c = \frac{P}{b \cdot rc}$

rc = kromtestraal van de tandflank, behorende bij het contactpunt met de pen, die in ingrijping is wanneer de andere pen de tandflank verlaat.

$= 3,6 \sqrt{\frac{r}{b \cdot rc}}$



Deze waarde r.c. is bij een concreet tandwiel te vinden door de tandvorm geheel te construeren. Dit voert hier te ver, als een eerste ruwe schatting wordt $rc = 200$ mm gebruikt.

* De lengte/dikteverhouding van de pennen in de pennenrand (art.52) is maximaal 3. Dit criterium wordt omgezet in tandwielkentalen via een benadering:

lengte bout = b

dikte bout = halve steek T

dan volgt: $\frac{b}{\frac{1}{2}T} \leq 3$

$$b \leq 3/2 T$$

Een eerste poging tot dimensionering:

neem $D_{\text{steekcirkel}} = 500$ mm

$$n = 16$$

$$T = \frac{500 \cdot \pi}{16} = 98 \text{ mm}$$

$$m = \frac{500}{16} = 31 \text{ mm}$$

uit het buigspanningscriterium wordt b afgeleid

$$\sigma_b = \frac{P \cdot Y}{b \cdot m}$$

$$b = \frac{P \cdot Y}{\sigma_b \cdot m}$$

$$= \frac{720.000 \times 2,91}{125 \times 31}$$

$$= 541 \text{ mm.}$$

Dit is te breed voor de pennen in de pennenrand.

Een volgende poging:

$$D_s = 800 \text{ mm}$$

$$n = 20$$

$$\text{dan } m = 40 \text{ mm}$$

$$T = 126 \text{ mm}$$

buigspanningscriterium

$$b = \frac{720.000 \times 2,65}{125 \times 40}$$

$$= 382 \text{ mm}$$

Dit is ook te breed voor de pennenrand

Volgende poging:

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

$$n = 20$$

Y wordt nu bepaald uitgaande van profielverschuiving over 0,3 m. Profielverschuiving staat voor een manier om de vorm van de tanden te wijzigen, zodanig dat een gunstiger belastingstoestand ontstaat

$$Y = 2,23$$

$$\text{dan volgt } m = 50 \text{ mm}$$

$$T = 157 \text{ mm}$$

$$b = \frac{720.000 \times 2,23}{125 \times 50}$$

$$= 257 \text{ mm.}$$

Dit voldoet ook niet aan de eis voor de lengte van de pennen, $b \geq \frac{3}{2} \times 157$

$$= 236 \text{ mm.}$$

Noq grotere afmetingen van de bonkelaar zijn niet reëel.

De laatste geschatte diameters waren dat ook als niet, een maximale waarde is in de orde van $D_s = 650 \text{ mm}$, dit

in verband met de mogelijkheden voor fabricage. Een

andere begrenzing vormt de afmeting van de pennen in

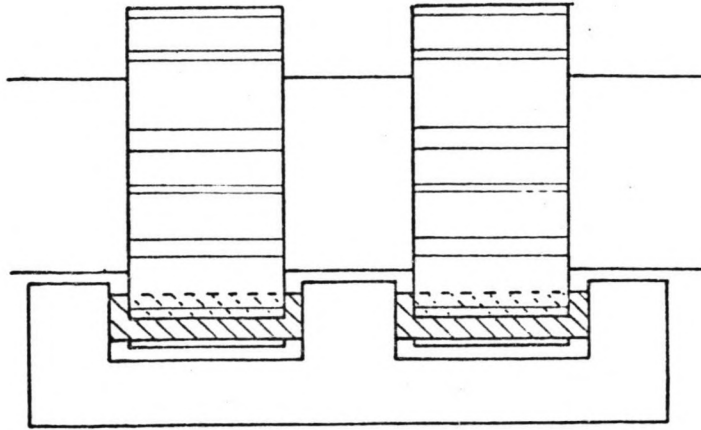
de pennenrand, de diameter van de pennen heeft met 700 mm

wel zijn maximum bereikt. Hieruit volgt, via het benaderende

pennencriterium dat $T_{\max} \approx 140 \text{ mm}$

en $b_{\max} \approx 200 \text{ mm.}$

Een oplossing is dan alleen nog te vinden in verdubbeling van de tandwielen, wat als volgt bijvoorbeeld kan:



De belasting per rondsel is dan 360 kN.

$$\text{keuze } D_s = 640 \text{ mm}$$

$$n = 14$$

$$\text{dit geeft } m = 46 \text{ mm}$$

$$T = 144 \text{ mm}$$

Bij deze T kunnen pennen van 65 à 70 mm \varnothing toegepast worden.

De breedte b van het rondsel mag maximaal ca. 200 mm zijn.

uit buigspanningscriterium

$$b = \frac{360.000 \times 2,47}{125 \times 46}$$

$$= 155 \text{ mm.}$$

Dit voldoet, nu het contactspanningscriterium

$$\sigma_c = 31,6 \sqrt{\frac{P}{b \cdot rc}}$$

$$\sigma_c^2 = 1000 \cdot \frac{P}{b \cdot rc}$$

$$b = 1000 \cdot \frac{P}{\sigma_c^2 \cdot rc}$$

$$= 1000 \times \frac{360 \cdot 10^3}{1110^2 \times 200}$$

$$= 1,46 \text{ mm}$$

Aan dit criterium wordt zeer ruim voldaan, het heeft geen zin om de erg ruwe schatting van rc te verbeteren.

Dit rondsel voldoet, er worden er hiervan dus twee per 'hoekpunt' toegepast, naast elkaar op één as gemonteerd.

Voor het goed functioneren van deze aandrijving is het

noodzakelijk dat maatregelen genomen worden om de afstand tussen het rondsel en de pennenrand constant te houden.

Hiervoor moet gedacht worden aan:

- nastelmogelijkheden voor de pennenrand, voor het corrigeren van montageon nauwkeurigheden en van zettingen na voltooiing van de bouw,
- geleidewielen om de bonkelaar ten opzichte van de pennenrand te fixeren.

f. Hydraulische aandrijving

Aandrijving is een vorm van energietransport. Hydraulisch energietransport bestaat naast elektrisch en mechanisch transport en soms is hydrauliek het goedkoopst. Dat gaat voornamelijk op als één óf meer van de kenmerkende voordelen van hydrauliek uitgebuit kunnen worden. Deze kenmerkende voordelen zijn:

- zonder bedenkingen onder water te gebruiken,
- kleine bewegende massa's, dus geringe massastraagheid en snelle respons,
- grote overbrengingsverhoudingen eenvoudig mogelijk,
- compact te bouwen, grote specifieke krachtdichtheid,
- mogelijkheid van langzaam (50 - 100 tpm) lopende motoren met groot koppel
- rechtlijnige beweging direct mogelijk,
- goede regelbaarheid.

Hydrauliek kent natuurlijk ook nadelen:

- ingewikkeld systeem, veel onderdelen,
- kwetsbaar, het is horlogemakerswerk, gevoelig voor kleine stukjes vuil,
- het rendement is tamelijk laag.

In deze situatie zijn enkele van de eigenschappen van hydrauliek te gebruiken.

- De rechtlijnige beweging, deze is hier gewenst. De slaglengte van 8 m is mogelijk.
- De mogelijke grote overbrengingsverhouding, in andere gevallen moeten hiervoor dure tandwielkasten toegepast worden.

- De goede regelbaarheid, voor het gelijk houden van de beweging op vier punten en voor het volgen van de gewenste bewegingswet. Eigenlijk is dit geen specifiek voordeel van de hydraulische aandrijving, de elektrische Ward-Leonardaandrijving, waarop in de tweede fase teruggekomen wordt, is ook goed regelbaar.

Voor beveiliging van de bakbeweging is het hydraulische principe ook goed bruikbaar. Het idee is om per 'hoekpunt' een tamelijk forse cilinder te plaatsen die los mmeloopt met de bewegingen van de bak. Bij een calamiteit wordt de oliestroom geblokkeerd en zo de beweging afgeremd. Het energieverbruik van deze beveiliging is beperkt tot het verbruik wat nodig is om de oliehoeveelheid in en uit te pompen, met maximaal een verval van 8 m. Dit komt overeen met ongeveer 0,8 atm. druk, wat van een geheel andere orde is dan de drukken tot meer dan 100 atm. die als regel in hydraulische systemen gebruikt worden. Daarnaast moet rekening gehouden worden met de verliezen door wrijving van de heen en weer gaande oliestroom.

Het combineren van aandrijving en beveiliging is echter ook mogelijk. De afmetingen van de cilinders worden dan bepaald door de eisen gesteld door de veiligheid, de in normale bedrijfstoestand toegepaste werkdruk is dan in verhouding laag.

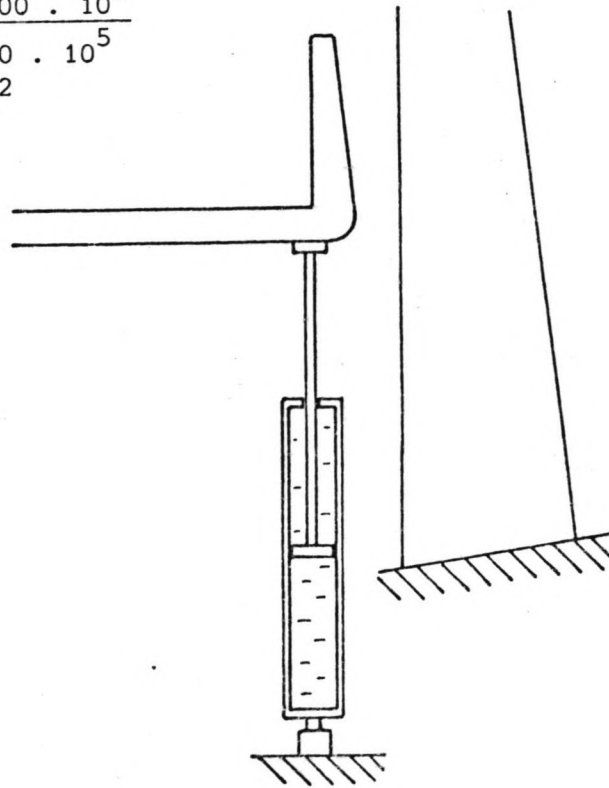
Het uitwerken van de volledige hydraulische installatie zou hier te ver voeren, dat is werk voor een deskundige. Denk hierbij aan pomptypen, regelschuiven, veiligheidskleppen en dergelijke. Enkele berekeningen omtrent dimensies voor de installatie zullen wel gemaakt worden.

Voor de maximale druk in het systeem wordt 80 atm. gesteld. Dit is een tamelijk lage waarde, drukken van meer dan 100 atm. komen voor. Dit gaat temeer op omdat deze druk slechts zeer zelden bereikt zal worden, namelijk alleen als de beveiliging in werking is. Een juiste beoordeling hiervan is echter weer een taak voor een deskundige.

Het oppervlak van de zuiger:

vereiste houdkracht 9500 kN
oliedruk 80 atm. = $80 \cdot 10^5$ Pa

$$A = \frac{F}{P} = \frac{9500 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^5} \\ = 1,19 \text{ m}^2$$



In de getekende situatie, een lege bak, wordt de hydraulische cilinder op trek belast, wat gunstiger is dan een belasting op druk in verband met knikgevaar. Het oppervlak van de trekstan draagt echter niet bij aan de druk op de zuiger. Dit oppervlak is minstens:

$$\bar{\sigma} = 141 \text{ N/mm}^2$$

$$F = 9500 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}} = \frac{9500 \cdot 10^3}{141 \cdot 10^6} = 0,067 \text{ m}^2$$

De diameter van de zuiger is dan

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 (1,19 + 0,067)}{\pi}} \\ = 1,27 \text{ m.}$$

De capaciteit van de vereiste pomp volgt uit de ontwerp-snelheid van 0,1 m/s. Bij een beweging van de bak naar boven toe is $A = 1,26 \text{ m}^2$, bij een beweging naar beneden

$A = 1,19$. Aangezien in beide richtingen dezelfde maximale kracht gevraagd wordt zullen de drukken omgekeerd evenredig zijn aan de oppervlakken. De berekeningen worden gedaan voor $A = 1,19 \text{ m}^2$.

De gevraagde aandrijfkracht $F = 720 \text{ kN}$.

Deze komt tot stand bij een druk p .

$$p = \frac{F}{A} = \frac{720 \cdot 10^3}{1,19} = 6,05 \cdot 10^5 \text{ Pa.}$$

Het vereiste debiet dat de pomp moet kunnen leveren is

$$\begin{aligned} Q &= A \cdot v \\ &= 1,19 \times 0,1 \\ &= 0,119 \text{ m}^3/\text{s} \\ &= 119 \text{ liter/sec.} \end{aligned}$$

Voor de beoordeling van deze aandrijving is meer informatie nodig, enkele vragen blijven onbeantwoord:

- Mogelijk is de combinatie van aandrijving en beveiliging erg ongunstig vanuit oogpunt van rendement. Bij nader uitwerken moet zeker onderzocht worden of het verpompen van toch grote hoeveelheden hydraulische olie bij een lage druk niet met zoveel wrijvingsverliezen gepaard gaat dat het rendement zo laag wordt dat deze installatie zijn aantrekkelijkheid verliest.
- In de getekende opzet is de zuiger onder de bak geplaatst. Mogelijk is een plaatsing bij en bevestiging aan de contragewichten gunstiger door de betere bereikbaarheid.

2.1.5. Vergelijking van de beschouwde alternatieven in de eerste fase

Voor aandrijving blijken de meeste alternatieven tot bruikbare oplossingen te leiden, alleen de schroefspindel of worm is onaantrekkelijk door grote wrijving. Deze constructie is door de grote afmetingen en de daarbij vereiste nauwkeurigheid van de loopvlakken ook moeilijk te vervaardigen. Over blijven dus:

- aandrijven op draagkabels, al of niet met extra slagen
- aparte aandrijfkabels
- tandwiel en pennenrand

- hydraulische zuigers.

Voor de beveiliging ligt de zaak moeilijker. Hiervoor werden drie alternatieven beschouwd. Het aanbrengen van remkrachten op de draagkabels blijkt moeilijkheden te geven. Door middel van remmen van de kabelschijven kan het slechts bij minimaal twee slagen van de kabel om de schijf, wat ruimteproblemen geeft. Voor het overbrengen van de vereiste kracht rechtstreeks op de kabel is geen bekende oplossing. Ook aparte beveiligingskabels geven ruimteproblemen.

De overige twee alternatieven bieden meer perspectieven. Het zijn:

- schroefspindels, in vrijdraaiende uitvoering
- hydraulische zuigers.

De eerste fase van de behandeling van de bewegingsinstallatie wordt afgesloten met de genoemde alternatieven alle als mogelijke oplossing. In de hierna volgende tweede fase zal getracht worden tot een uiteindelijke keuze te komen.

Een samenvatting van de in deze eerste fase beschouwde aandrijfinstallaties:

a,b. Aandrijving op de kabelschijven (evenwichtswielen) is mogelijk, met als bezwaren dat de kabels ongelijk belast worden, of als alle kabels aangedreven worden wordt de aandrijving erg omvangrijk.

Beveiliging via krachten op kabelschijven kan alleen als de kabels twee slagen extra om de trommel gelegd zijn, met als bezwaren de uitgebreide constructie en het horizontaal verplaatsen van de kabels.

Voor het aanbrengen van beveiligingskrachten rechtstreeks op de kabel zijn geen oplossingen bekend.

c. Aparte aandrijfkabels is goed mogelijk, gelet moet worden op de rek in de kabel bij aanzetten van de beweging.

Aparte kabels voor beveiliging kan, met als bezwaar

2.2. Tweede fase bewegingswerk

Voor een uiteindelijke beoordeling is een nadere beschouwing van enkele aspecten die tot nu toe nog niet aan bod kwamen op zijn plaats. Deze nadere beschouwing kan gezien worden als een aanvulling op het voorgaande.

2.2.1. Eenzijdig aandrijven

Vanuit werktuigbouwkundig oogpunt blijkt het gunstig te zijn om een aandrijving zo op te zetten dat de krachten altijd in dezelfde richting werken, zodat altijd dezelfde contactvlakken van tandwielen belast worden. Hierbij moet gedacht worden aan nuttige arbeid in één bewegingsrichting en remwerking in de andere bewegingsrichting. Daarvoor is nodig dat in het geheel een zekere onbalans aanwezig is.

Deze opzet is geheel anders dan wat hiervoor beschouwd werd, namelijk een drijvende kracht in twee richtingen. De opzet van de oplossingen zal dus ook anders worden verondersteld.

In verband met besparing op het materiaalgebruik lijkt de aangewezen methode om het contragewicht kleiner te maken, het gewicht van de bak + water is als gegeven te beschouwen. Hieruit volgt dat de aandrijving of een kracht omlaag op het contragewicht of een kracht omhoog op de bak moet leveren. Het nieuwe gewicht van het contragewicht volgt uit het criterium dat de maximaal gevraagde aandrijfkracht in de situatie dat het drijfwerk als rem werkt door de onbalans moet worden geleverd. Gevolg hiervan is dat het drijfwerk een tweemaal zo grote nuttige kracht moet kunnen leveren als waarmee in de eerste fase gerekend is. Ruwweg betekent dit dat nu het geheel ook tweemaal zo omvangrijk wordt, en tweemaal zo duur.

Het lijkt dan ook slechts aan te bevelen om een eenzijdige aandrijving te gebruiken als daar dringende werktuigbouwkundige redenen voor bestaan. Nader onderzoek hiernaar

is gewenst.

Als een enkelvoudige aandrijving toegepast wordt is het ook een stuk aantrekkelijker om de gevraagde kracht te reduceren omdat elke reductie dubbél doorwerkt in de aandrijving. Gedacht kan bijvoorbeeld worden aan het verkleinen van de toegelaten marge in het waterniveau van de bak, de grootste variabele belasting (zie blz 37). Nader onderzoek zou kunnen uitwijzen dat extra maatregelen voor beheersing van het waterniveau (pompen bijvoorbeeld) minder kosten dan een sterkere aandrijving.

2.2.2. Veiligheid

Als catastrofegeval is aangenomen het volledig leeg zijn van de bak, waarbij de constructie in elke stand van de bak de daarbij optredende krachten kan opvangen. Andersom kan de bak ook tot de rand vollopen, wat gepaard gaat met veel geringeren onbalanskrachten.

De maatregelen om de constructie te beveiligen tegen deze calamiteiten zijn vrij omvangrijk en zullen ook vrij veel kosten. Het is daarom gerechtvaardigd om het voorkomen van de calamiteiten nader te beschouwen.

1. De situatie 'bak leeg' zal niet onmiddellijk optreden als er iets verkeerd gaat, daar zal een zekere tijd overheen gaan, afhankelijk van de grootte van een lek waardoor de bak leegstroomt. Zodoende zou een gereduceerde maximale kracht mogelijk zijn.
2. De bak zal niet uit zichzelf lekragen, daar is een oorzaak van buitenaf voor nodig. Van natuurrampen wordt hier afgezien, dan is de meest waarschijnlijke calamiteit het uitvaren van een kerende deur door een schip ondanks een vangkabel of iets dergelijks. Dit kan echter alleen gebeuren als de bak in zijn hoogste of laagste stand is, als de bak verticaal beweegt ligt het schip (of de schepen) stil. Hieruit valt af te leiden dat alleen bij een stilliggende bak de kans op leeglopen aanwezig is. Of deze conclusie

terecht is zal een uitgebreider onderzoek moeten uitwijzen, waarin een analyse gemaakt wordt van de risico's en de daarbij behorende schadeverwachtingen, met aan de andere kant van de schaal de extra te maken kosten voor beveiliging.

De tweede overweging levert de meest vergaande conclusie, de beveiliging is alleen nodig in de hoogste en laagste stand van de bak. Deze, redelijk lijkende, conclusie zal hier aangehouden worden. Dit heeft gevolgen voor het veiligheidsdeel van de bewegingsinstallatie. De eis dat de bak bij een optredende maximale onbalans tot stilstand gebracht kan worden en op zijn plaats gehouden, op elk punt van de weg, wijzigt nu tot: 'de bak op zijn plaats houden bij een tot een bekende maximale waarde toenemende onbalans in de hoogst of laagste stand'.

Aan deze eis kan worden voldaan door een vaste grendelconstructie die op de bak aangrijpt nadat deze door het bewegingswerk tot stilstand is gebracht, wat een veel eenvoudigere en goedkopere oplossing is dan de eerder besproken constructies. Al bij de overweging hierboven is gezegd dat een nader onderzoek naar de bestaande risico's en de daaruit voortvloeiende kosten gewenst is om de nu gekozen beveiliging te beoordelen.

In de redenering is geen rekening gehouden met de mogelijkheid van uitvallen van de stroom, waardoor de bak in de beweging stopt. Als dan kleine lekkages bestaan, langs de afdichting bijvoorbeeld, wat niet onwaarschijnlijk is, kan na verloop van tijd toch een aanzienlijke evenwichtsverstoring optreden. Het is daarom wel aan te bevelen om een noodstroomaggregaat te plaatsen, zodat, eventueel met een lage snelheid, de bak toch de beweging kan afmaken.

2.2.3. Rendement

Het rendement van een hydraulische aandrijving is niet best, voor de gehele installatie ligt dit in de orde van 70 %. Mechanische overbrengingen met tandwielen hebben

een erg hoog rendement, tot zo'n 98 %, wat echter gereduceerd wordt doordat een aantal overbrengingen achter elkaar geschakeld moeten worden. Ook het rendement van de Ward-Leonard aandrijving, wat dat is komt enkele bladzijden verderop aan de orde, is tamelijk laag. Het totaal rendement van een mechanische aandrijfinstallatie zal daarom slechts weinig hoger liggen dan van een hydraulische aandrijving.

2.2.4. Koppeling van vier hoekpunten

Over de onderlinge koppeling van de beweging in vier punten is nog niets gezegd, steeds werd één punt beschouwd. Deze koppeling is van belang om het schranken van de bak te voorkomen en om de bak gelijkmatig te laten bewegen. Er zijn diverse mogelijkheden:

- Mechanische koppeling door de assen van de aandrijfmotoren te koppelen. Dit geeft grote aslengten door de onderlinge afstanden en er zijn nog wel enige problemen. Voordeel is dat ook bij uitvallen van een motor alle hoekpunten aangedreven kunnen worden.
- Een 'electrische as', wat staat voor een methode om wisselstroommotoren op dezelfde voedingslijn aan te sluiten waardoor ze met dezelfde snelheid moeten draaien. Dit werkt jammer genoeg niet bij een Ward-Leonard aandrijving.
- Onafhankelijke installaties op de vier aangedreven punten, welke door een regelsysteem, electrisch, electronisch of hoe dan ook, gecontroleerd en bestuurd worden.

Stilzwijgend is aangenomen dat deze laatste mogelijkheid een goedkope en betrouwbare oplossing kan opleveren, er wordt verder geen aandacht aan de onderlinge koppeling besteed.

2.2.5. Algemene beschouwing over aandrijvingen

Er bestaat een logische gang van zaken bij het ontwerpen

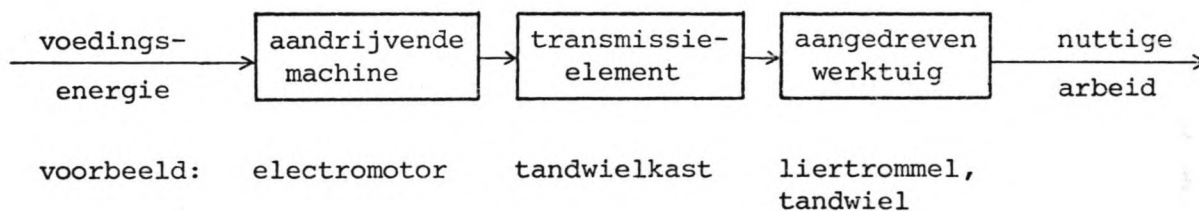
van een aandrijving. De eerste stap is een procesanalyse, wat moet het aangedreven werktuig doen en onder welke omstandigheden.

Hieruit volgt een programma van eisen. Dan dient te worden nagegaan welke drijvende machines en transmissie-elementen in aanmerking komen.

De laatste fase is het maken van een verantwoorde keuze uit de bestaande mogelijkheden, waarbij bedacht moet worden dat iedere aandrijving een compromis is tussen het technisch mogelijke en het financieel haalbare.

De zo gevonden opzet kan nader uitgewerkt worden.

Een eenvoudig blokschema:



2.2.6. Beoordeling van de alternatieven in de tweede fase

In deze tweede fase zijn enkele nieuwe gezichtspunten tevoorschijn gekomen die in vloed hebben op de keuze tussen de in de eerste fase gevonden alternatieven.

Allereerst worden nu de beveiligingsconstructies niet meer beschouwd. Dit betekent dat het alternatief "aandrijven op draagkabels met meerdere slagen" kan vervallen omdat de zin hiervan geheel in de beveiliging ligt, voor aandrijving is dit overbodig.

De dimensionering van de hydraulische aandrijving is ook niet meer van toepassing, voor aandrijving alleen kunnen veel kleinere cilinders gebruikt worden. Hiermee vervalt tevens de gestelde vraag omtrent de koppeling van de twee functies vanuit oogpunt van rendement.

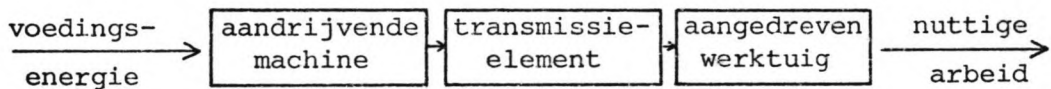
De schroefspindel verdwijnt geheel uit beeld.

De overblijvende alternatieven voor de aandrijving:

- aandrijving op de draagkabels, via een tandkrans op de kabelschijven
- aparte aandrijfkabels
- tandwiel en pennenrand
- hydraulische zuigers.

Om uit deze alternatieven de gunstigste te kiezen is veel meer informatie vereist dan nu beschikbaar is. In feite is het een kosten vraagstuk, waarin alle aspecten, zoals rendement, bedrijfszekerheid, bouwkosten, technische mogelijkheden en bedrijfskosten, in geld uitgedrukt kunnen worden. Het verzamelen van deze informatie zou hier te ver voeren. Veel ervan ligt ook op het terrein van de werktuigbouwkunde.

De alternatieven kunnen alle worden beschouwd als opgebouwd volgens het gegeven blokschema, als zodanig kunnen ze worden vergeleken.



- | | | | |
|------------------------------|--------------|---|-------------|
| 1. aandrijven op draagkabels | electromotor | tandwielkast
rondsel +
tandkrans | kabelschijf |
| 2. aparte aandrijfkabels | electromotor | tandwielkast
liertrommel
kabel | bak |
| 3. tandwiel en pennenrand | electromotor | tandwielkast
rondsel | pennenrand |
| 4. hydraulisch systeem | electromotor | hydraulische
pomp,
hydromotor
(zuiger) | bak |

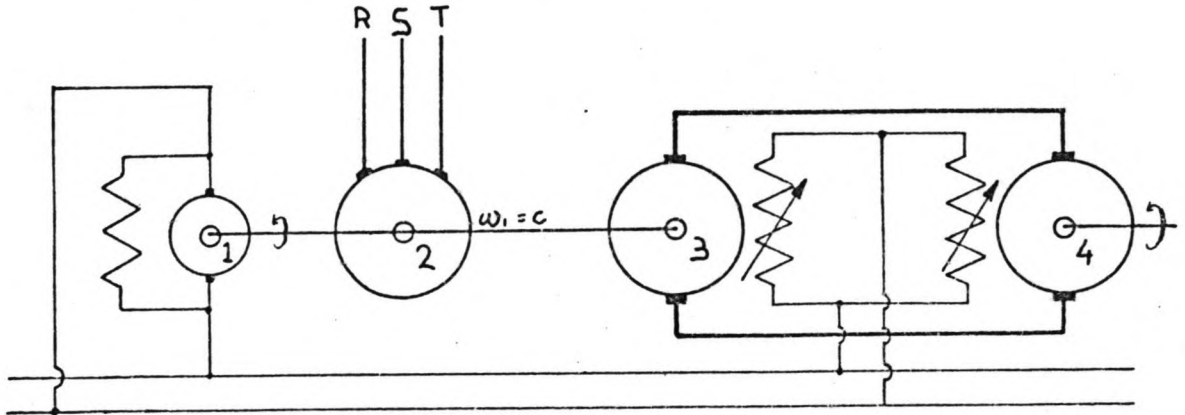
Aandrijvende machine

De aandrijving komt in alle gevallen met een electromotor tot stand, zoals op blz 33 al is toegelicht. Er is geen

aanleiding om hieraan iets te wijzigen.

Regeling

De regeling van de snelheid van de beweging komt bij de eerste drie alternatieven tot stand door regeling van het toerental van de electromotor. Dit is een gelijkstroommotor in de zogenaamde Ward-Leonard schakeling. Daarvan ter illustratie een schema.



De Ward-Leonard bestaat uit een motor met constant toerental (2), een regelbare generator (3) en een regelbare gelijkstroommotor (4) die de uitgaande beweging levert. De kleine generator (1) is voor de regeling. Deze regeling is elektrisch verliesarm doordat er niet geregeld wordt in vermogensleidingen. Echter het geheel bestaat uit drie grote machines, is dus duur en het mechanisch rendement gaat omlaag, $\eta_{\text{totaal}} = \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4$.

Een andere manier van toerenregeling is mogelijk direct op een wisselstroommotor met een elektronische regeling door thyristoren. Deze vorm van regelen, vergelijkbaar met de bekende lichtdimmer, is nog in ontwikkeling. De grens voor het vermogen ligt momenteel rond de 100 pk of 75 kW. Een kleine berekening leert dat dat nog te weinig is voor wat hier vereis is, doch met verdere ontwikkelingen kan dit een reëel alternatief worden. De benaderende berekening van het benodigde vermogen:

$$\begin{aligned} F_{\text{max}} &= 720 \text{ kN} \\ v_{\text{max}} &= 0,1 \text{ m/s} \\ \eta_{\text{totaal}} &= 0,70 \end{aligned}$$

$$P = \frac{F \cdot v}{\eta} = \frac{720 \cdot 10^3 \cdot 0,1}{0,70} = 103 \text{ kW.}$$

Het vierde alternatief, hydrauliek, kan zijn snelheidsregeling verkrijgen door regeling in de pomp van het hydraulische systeem, de electromotor kan met constant toerental draaien.

Afweging alternatieven

Op grond van de nu beschikbare informatie kan geen beste alternatief gekozen worden, elk van de vier overgebleven alternatieven zal tot een goede oplossing kunnen voeren.

Alle argumenten kunnen teruggevoerd worden naar het kostenaspect en om tot een keuze te kunnen komen moet dan een volledige kostenberekening gemaakt worden.

Hierna worden nog wel enkele overwegingen gegeven die mee zullen tellen bij het nader uitwerken van de kosten van de alternatieven.

Voor verdere uitwerking in het scheepsliftontwerp is de hydraulische aandrijving gekozen, een keuze waaraan verder geen conclusies verbonden mogen worden.

Een paar overwegingen voor een keuze

Een grote vraag is het éénzijdig of tweezijdig werken van de aandrijving. Als inderdaad de mechanische aandrijvingen éénzijdig werkend gemaakt moeten worden is de hydraulische aandrijving in het voordeel, deze kan vermoedelijk wel tweezijdig werkend uitgevoerd worden en daardoor gedimensioneerd worden op de enkelvoudige kracht inplaats van op de dubbele. Dat dit goedkoper is is duidelijk.

Verder kan nog gezegd worden dat de aandrijving met rondsel en pennenrand veel mechanisch werk vereist vanaf de uitgaande as van de tandwielkast, zodat in vergelijking hiermee de kabeloplossingen goedkoper zijn.

Bij het vergelijken van mechanische oplossingen en de

hydraulische oplossing zal zeker meetellen dat bij de laatste geen tandwielkast toegepast hoeft te worden.

2.3. Plaatsing van een hydraulische aandrijving

Het meest opvallende element van de hydraulische aandrijving zijn de hydromotoren. Deze bestaan uit een drijfstang gekoppeld aan een zuiger die door oliedruk in een cilinder kan bewegen.



De afmetingen hiervan zijn niet bekend, globaal zijn echter de onderstaande maten aan te houden.

lengte minimaal 10 m

maximaal 18 m

slag 8 m

De doorsnede van een zuiger die 720 kN kan leveren bij een oliedruk van 80 atm.:

$$F = 720 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$p = 80 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

$$A = \frac{F}{p} = \frac{720 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^5}$$

$$= 0,090 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{0,090 \times 4}{\pi}}$$

$$= 0,34 \text{ m.}$$

De doorsnede van het geheel kan dan bijvoorbeeld 50 cm zijn. Met de ruimte voor pompen, reservoirs, regeling en verbindingen wordt nog geen rekening gehouden. Aangenomen wordt dat deze onderdelen minder plaatsgebonden zijn. Zodra de benodigde ruimte hiervoor bekend is kan er wel een plaats voor gevonden worden.

Voor de bepaling van de beste plaats voor de hydromotoren moet met de volgende punten rekening gehouden worden:

- Uitgegaan wordt van één aandrijvende hydromotor per draagtoren, dus in totaal vier stuks.

- De hydromotoren leveren een rechtlijnige beweging met een slag van 8 m. Voor de bevestiging komen dus in aanmerking de bak en het contragewicht, in verticale stand. Aandrijven van de draagkabels of kabelschijven komt niet in aanmerking.

- Er is verschil in energiegebruik tussen een eenzijdig werkende en een tweezijdig werkende aandrijving.

Een tweezijdig werkende aandrijving levert zowel tijdens de opgaande als tijdens de neergaande beweging de op dat moment vereiste kracht. Het contragewicht is dan zo zwaar dat het gemiddelde gewicht van de bak precies gecompenseerd wordt.

Een eenzijdige aandrijving levert zijn kracht slechts in één richting. Voor de beweging in de andere richting zorgt een overgewicht van de bak of het contragewicht. De aandrijfmotor werkt dan als rem. In dit geval zijn de bak en het contragewicht niet precies even zwaar, het verschil in gewicht is minimaal gelijk aan de grootste te leveren kracht voor de beweging in de niet aangedreven richting.

In dit geval moet de aandrijving in staat zijn een tweemaal zo grote kracht te leveren als bij de tweezijdig werkende aandrijving, deze moet dus zwaarder uitgevoerd worden. Doordat de benodigde aandrijfkraft niet constant is (bijvoorbeeld door variaties in het waterniveau in de bak) verbruikt een eenzijdig werkende aandrijving meer energie. Voor de beweging in de niet aangedreven richting moet immers steeds de maximaal benodigde hoeveelheid energie toegevoerd worden. Het overschot wordt door de remwerking van de aandrijving gedissipeerd.

- In verband met knikgevaar in de lange slanke hydromotoren is een trekkende werking te verkiezen boven een duwende.

- De hydromotoren zijn door de grote verticale afmetingen

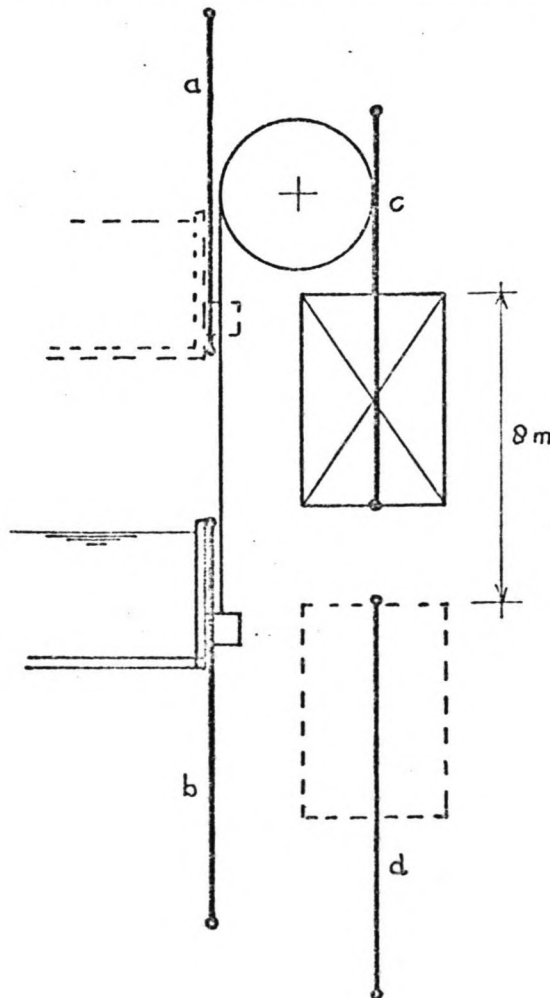
mogelijk moeilijk onder te brengen in de constructie. Als de plaatsing onoverkomelijke problemen geeft kan een oplossing mogelijk gevonden worden in een splitsing van de beweging in twee stappen elk met een slag van 4 m. Een dergelijke constructie heeft in verticale richting minder ruimte nodig.

Uit het grote aantal mogelijkheden om de hydromotoren te plaatsen moet nu met inachtneming van de genoemde punten de beste gekozen worden. Alle alternatieven worden nu gegeven, waarna er door eliminatie meerdere afvallen.

Voor de plaatsing van de hydromotoren zijn vier mogelijkheden.

- a. bevestiging aan de bak, motor aan de bovenkant,
- b. aan de bak, motor aan de onderkant,
- c. aan het contragewicht, motor aan de bovenkant,
- d. aan het contragewicht, motor aan de onderkant.

In de figuur zijn alle gevallen getekend met de hydromotor in de kortste stand, de lengte is dan 10 m.



Voor de werking van de aandrijving zijn drie mogelijkheden te onderscheiden, waarvan twee met eenzijdige aandrijving en één met tweezijdige aandrijving.

1. bak lichter dan contragewicht,
2. bak evenzwaar als contragewicht,
3. bak zwaarder dan contragewicht.

Gecombineerd geeft dit twaalf alternatieven welke in de onderstaande tabel zijn weergegeven.

alternatief	eenzijdig-tweezijdig	trekkend-drukkend
1a	x	x
1b	x	x
1c	x	x
1d	x	x
2a		x x
2b		x x
2c		x x
2d		x x
3a	x	x
3b	x	x
3c	x	x
3d	x	x

Nu geldt dat bij verdere gelijkheid een lichter contragewicht, dus zwaardere bak, te prefereren is boven een zwaar contragewicht, zoals al eerder vermeld op blz 66. Bij een lichter gewicht kan bespaard worden op bouwkosten, ook van kabels en loopwielen. Een alternatief 3 verdient dus de voorkeur boven een alternatief 1.

Er zijn twee criteria waaruit niet duidelijk een voorkeur volgt. Enerzijds verdient een trekkende hydromotor de voorkeur boven een drukkende, anderzijds verdient tweezijdige aandrijving de voorkeur boven eenzijdig. Wat hieruit wel geconcludeerd mag worden is dat eenzijdig drukkende aandrijving afvalt. (1a-1d-3b-3c) De keuze is tussen eenzijdig trekken of tweezijdig werkend.

Twee argumenten bepalen deze keuze, energieverbruik en

knikgevaar. Ook een nadere beschouwing hiervan levert geen keuze op.

Een oplossing voor dit probleem is te vinden in een combinatie-oplossing, waarmee wordt bedoeld een hydromotor die hoofdzakelijk een trekkracht levert en een geringere drukkracht in de andere bewegingsrichting. Hierbij hoort dan een bak die zoveel zwaarder is dan het contragewicht dat het overgewicht tesamen met de kleine drukkracht voldoende is voor de 'terug'beweging. Deze oplossing heeft ten opzichte van een eenzijdige aandrijving als voordeel de lichtere constructie door de kleinere maximale kracht en een verminderd energieverlies. Ten opzichte van de tweezijdige aandrijving heeft deze oplossing een verminderd knikgevaar in zich, enerzijds door de kleinere drukkracht, anderzijds door de grotere doorsnede van de hydromotor.

De oplossing met overwegend trekkende hydromotor moet gemonteerd worden als een trekkende. Hiervoor komen in aanmerking de alternatieven 1b-1c-3a-3d.

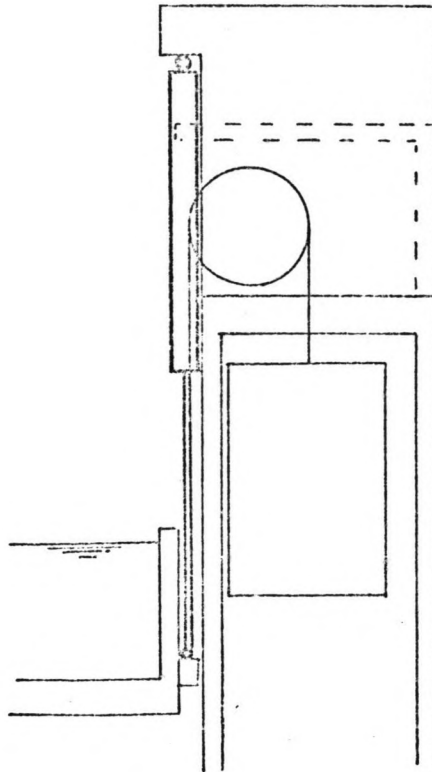
Hieruit is nu een keuze te maken op grond van twee overwegingen:

- zoals al gezegd verdient door de massa van het contragewicht een alternatief 3 de voorkeur boven een alternatief 1
- de alternatieven b en d vereisen een bevestigingspunt voor de hydromotoren wat in de grond verzonken ligt. Het maken van zo'n diepe bevestiging wordt erg duur bezwaarlijk geacht omdat dit punt onder de fundering van de rest van de constructie en in het grondwater ligt. Een hoog steunpunt zoals bij de alternatieven a en c vereist is is veel eenvoudiger te maken en ook beter toegankelijk voor montage en onderhoud.

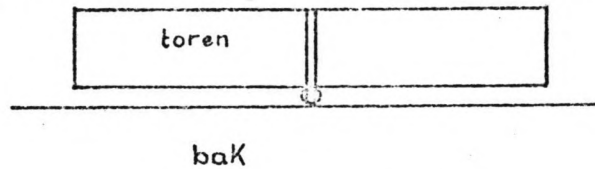
De keuze wordt zo gemaakt voor alternatief 3a, de hydromotor wordt naar boven toe aan de bak bevestigd.

Voor het vaste bevestigingspunt van de hydromotor wordt aan de draagtoeren een uitstekende bevestiging gemaakt, deze zal enige meters boven het dak uitsteken.

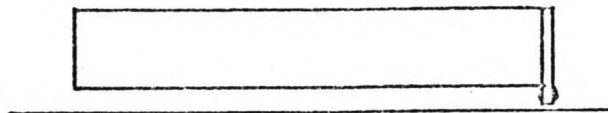
Voor de ondersteuning van dit bevestigingspunt kan een



vlakke wand geconstrueerd worden tot het niveau waar de loopwielen ondersteund worden, op dit niveau is integratie met de constructie van de draagtoren mogelijk. Een plaatsing van het steunpunt in het midden van de



toren is mogelijk, echter dan wordt de constructie van een doorlopende kraanbaan in de ruimte waar de loopwielen opgesteld zijn onmogelijk, de ruimte is in tweeën gedeeld. De bewegingsinstallatie kan daarom beter aan een van de buitenzijden van de draagtoren gemaakt worden.



Hiervoor wordt de zijde gekozen die het verst van het midden van de constructie gelegen is.

3. DE BAK

3.1. Overzicht van bekende gegevens

nuttige binnenmaten van de bak 90 x 12 x 3,5 m³
watergewicht 38.000 kN
eigen gewicht 18.000 kN
materiaal staal
ophanging op vier punten

Van de overige constructiedelen zijn bekend:

Draagconstructie, met 192 kabels.

Afmetingen van de contragewichten en ook de vorm van de ophangpunten. Lengte van de contragewichten, in de lengterichting van de bak is 24 m.

De bewegingsinstallatie, vier hydraulische zuigers of hydromotoren, bevestigd aan de buitenste zijden van de vier draagtorens.

3.2. Inleiding

De scheepslift bestaat uit een bak met water die verticaal bewogen wordt. De bak is het meest wezenlijke onderdeel van deze constructie. Deze wordt nu verder uitgewerkt.

De nuttige binnenmaat van de bak is in het vooronderzoek bepaald, deze is 90 x 12 x 3,5 m (lengte, breedte, diepte). Deze maten zijn bepalend voor de capaciteit van de lift. Het horizontaal oppervlak bepaalt hoeveel schepen een plaats kunnen vinden, het natte dwarsoppervlak is bepalend voor de manoeuvreersnelheden.

Tevens zijn enkele aannamen gedaan, deze zijn boven aan deze pladzijde gegeven.

Voor de nadere uitwerking worden wat betreft deze gegevens de volgende vragen gesteld:

1. Welke constructiemateriaal (welke staalkwaliteit) is het meest geschikt?
2. Welke variatie in de waterdiepte of waterhoogte kan optreden? De bak moet worden geconstrueerd op de grootste optredende waterdiepte.
3. De nuttige lengte is 90 m, wat komt daar bij voor de deuren en aanvaringsbeschermingsconstructies?
4. Wat wordt de breedte van de bak? De nuttige breedte is tussen wrijfhouten.
5. Is de ophanging op vier punten de gunstigste mogelijkheid?

1. Constructiemateriaal

Als constructiemateriaal wordt staal gebruikt en wel Fe 510 in plaats van de standaardkwaliteit Fe 370. Dit staal is 1,5 maal sterker, wat een gewichtsbesparing van de bak oplevert. De verhouding van de kostprijzen is 1,15 zodat het prijsverschil niet opweegt tegen de te behalen materiaalbesparing.

Opgemerkt moet wel worden dat alle staalsoorten dezelfde elasticiteitsmodulus hebben. Als bij het uitwerken van de constructie blijkt dat vervormingen maatgevend zijn in plaats van spanningen zal de materiaalkeuze herzien moeten worden, er is geen verschil in stijfheid tussen de staalsoorten.

2. Waterhoogte

De ontwerpwaterdiepte in de bak is 3,50 m. Als variatie van de waterhoogte onder bedrijfsomstandigheden wordt plus en min 10 cm aangenomen. Deze variatie komt ook voor op het aansluitende kanaal, bijvoorbeeld door regenval. In het deel bewegingswerk is al aangegeven dat een beperking van deze variatie overwogen kan worden.

Bepalend voor de constructie van de bak is echter de maximale waterhoogte die kan voorkomen, deze belasting zal door de bak gedragen moeten kunnen worden. Deze maximale hoogte wordt uiteraard bepaald door de hoogte

van de rand van de bak, als het water hoger zou willen stijgen loopt het eenvoudig over de rand heen. Aan te bevelen is dus om de rand zo laag mogelijk te maken, dan blijft de belasting van de bak ook zo gering mogelijk. Het is echter niet de bedoeling dat regelmatig water over de rand van de bak loopt, er moet dus met een aantal zaken rekening worden gehouden die wateroverslag kunnen veroorzaken:

- variatie in waterniveau
- golfslag
- translatiegolven
- de koppeling met het benedenpand. Als de bak op een vaste hoogte met het benedenpand verbonden wordt zal de waterhoogtevariatie op het benedenpand op de bak doorwerken.

Water wat over de rand van de bak loopt zal in de constructie terecht komen, evenals lekwater. Voor de afvoer hiervan zullen maatregelen genomen moeten worden, in de vorm van een pompje.

De hoogtetoeslagen ingevuld:

normale waterdiepte 3,50 m

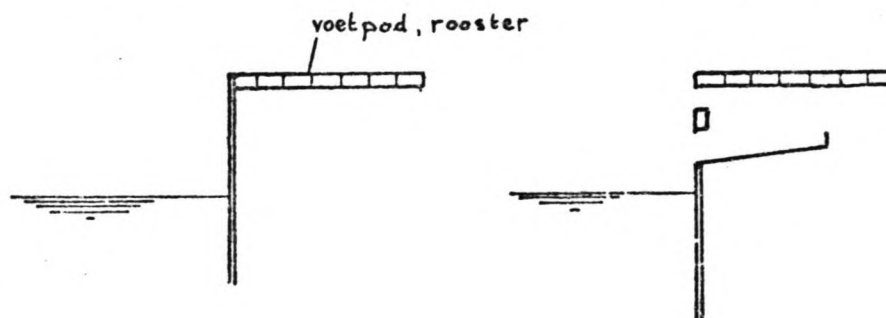
waterstandsvariatie 10 cm

translatiegolf 20 cm Voor de berekening hiervan zie bijlage 4.

enige reservehoogte, stel 10 cm.

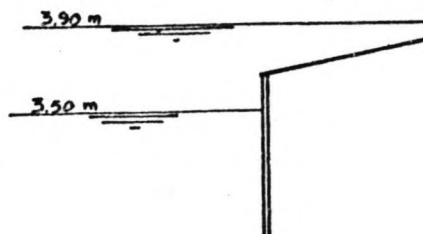
Dit geeft een totale hoogte van 3,90 m. Van de koppeling op vaste hoogte met het benedenpand wordt afgezien, dit zou een waterstandsverhoging van 80 cm met zich meebrengen. Hierop wordt later teruggekomen. Er wordt van uitgegaan dat de koppeling zodanig geschiedt dat het waterniveau in de bak er niet door beïnvloed wordt.

Bij een hoogte van de rand van 3,90 m zal slechts weinig



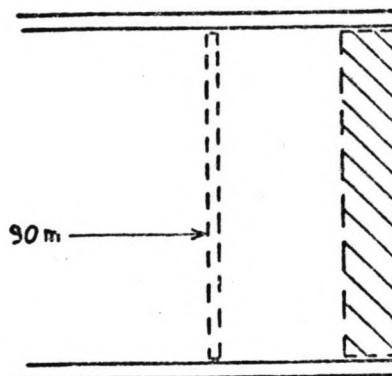
water over de rand spatten. Dit is nog verder te beperken door de vormgeving van de rand aan te passen.

Bij beide vormen zal een vergelijkbare hoeveelheid water over de rand spatten, de rechtse heeft echter een geringere kerende hoogte. Deze vormgeving zal dus aangehouden worden.



3. Lengte

Als nuttige lengte is gegeven 90 meter. De bak zal langer worden omdat ook de deuren en aanvaringsbeschermingsconstructie een plaats moeten vinden.



Van een eventuele reservelengte om ruimte voor manoeuvreren te verschaffen wordt afgezien, zodat er tussen de aanvaringsbeschermingsconstructies aan beide zijden 90 meter ruimte is.

Het meest toegepaste deurtype is de hefdeur, hoewel ook wel segmentdeuren toegepast worden (Henrichenburg, Duitsland). Voor deze bakberekening wordt uitgegaan van toepassing van hefdeuren. De dikte van de deur is in feite de constructiehoogte. Hiervoor wordt aangenomen $1/15$ van de overspanning. Bij een overspanning van 12 m geeft dit $d = 1/15 \times 12$

$$= 0,8 \text{ m.}$$

De genoemde aanvaringsbescherminingsconstructie is er om de bewegingsenergie van onbeheerst binnenvarende schepen op te nemen en zo te voorkomen dat de deur beschadigd of zelfs uitgevaren wordt. Bij deze aanvaringsbescherminingsconstructie wordt de lengtemaat gezocht van de voorkant van deze constructie tot de binnenkant van de deur. In het algemeen is deze maat afhankelijk van

- de op te nemen scheepsstoot, de grootte van het schip en zijn snelheid
- de soort constructie, een balk, een kabel of iets anders
- De geometrie van het geheel, zoals aangebrachte stijfheden, vervormingsmogelijkheden, overspanning.

Een stijve constructie zal een minder grote verplaatsing nodig hebben voor het opnemen van dezelfde energie dan een slappe constructie, de op te nemen energie is het product van kracht en weg.

In dit geval is een kleine verplaatsing gewenst omdat deze rechtstreeks van invloed is op de lengte van de bak. Dit wijst op een tamelijk stijve constructie. Zonder verdere berekeningen wordt een waarde van 1,5 m aangenomen.

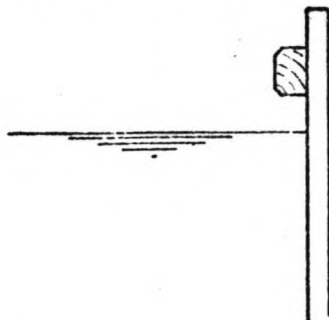
De totale lengte wordt nu $90 + 2 \times (0,8 + 1,5) = 94,6$ m, afgerond 95 m.

Bij het aanbrengen van de deurbeplating aan de buitenzijde is vrijwel deze gehele lengte gevuld met water, zodat daarmee rekening gehouden zal moeten worden.

Of de deurbeplating inderdaad aan de buitenzijde moet, zoals hier aangehouden wordt, kan nog nader onderzocht worden. bij beplating aan de binnenzijde wordt de watermassa in de bak kleiner, echter het waterverlies tussen de deuren van bak en kanaal bij de koppeling wordt aanzienlijk groter. Beplating aan beide zijden van de deur is ongewenst, tenminste als het een hefdeur betreft, door de vorming van drijfvermogen waardoor de deur dan niet gesloten kan worden.

4. Breedte

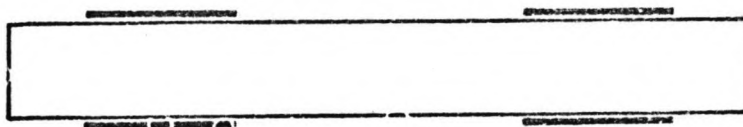
Als nuttige breedte wordt 12 m gegeven. Daarbij komt nog de ruimte die door wrijfhouten in beslag genomen wordt. Om klemraken bij enige slingerbeweging of slag-



zij van de schepen te voorkomen wordt de wand verticaal gemaakt. Bij een dikte van het wrijfhout van 20 cm wordt de bakbreedte 12,40 m.

5. Aantal steunpunten

Aangenomen is een aantal van vier steunpunten, waarvan in het gedeelte over de draagconstructie al berekend is dat ze een zekere lengte hebben.



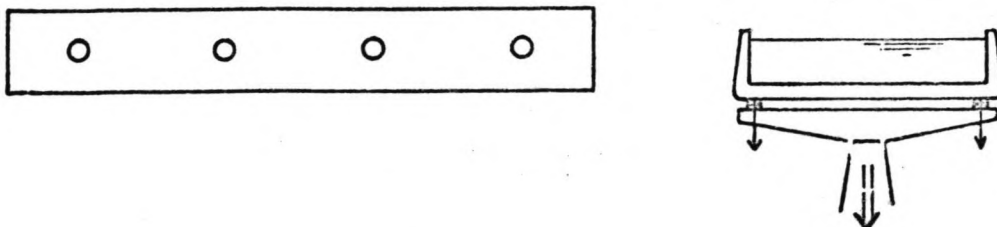
Nagegaan dient te worden of dit de optimale configuratie is. Het aantal steunpunten is van invloed op de constructie van de bak. Voor de bak is het meest gunstig een over de gehele lengte verdeelde oplegging. Deze zal echter als ondersteunig duur uitvallen door de grote uitgebreidheid.

Berekend wordt hoe het aantal steunpunten in lengterichting van de bak van invloed is op de constructie van de bak zelf. Gesproken wordt over het aantal steunpunten in lengterichting, dat zijn er in het hierboven getekende geval dus twee.

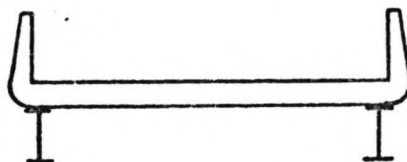
Hierbij wordt gebruik gemaakt van het feit dat al bekend is dat de draagconstructie met kabels en contragewichten werkt. Tevens wordt aangenomen dat de opbouw symmetrisch is langs de lengte as, wat betekent dat het aantal steun-

punten even is.

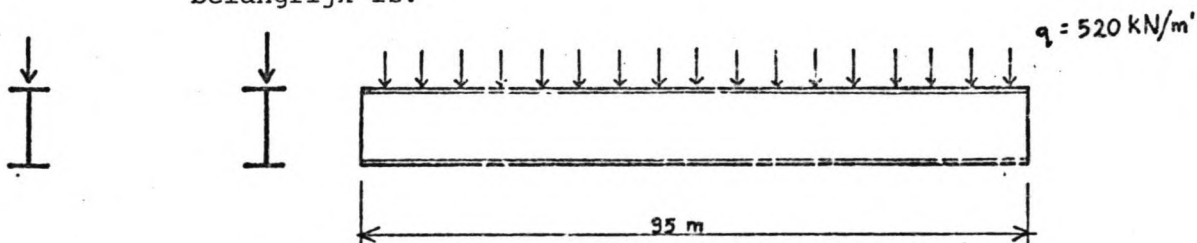
In het geval van een lift gedragen door vlotters kunnen de steunpunten optreden midden onder de bak, als de vlotters daar geplaatst worden. Als de constructie dan beschouwd wordt als zo opgezet als hieronder geschetst is de beschouwing ook dan geldig.



Nu wordt een geschematiseerde berekening uitgevoerd van de zwaarte van de hoofdliggers die de bak dragen, voor verschillende aantallen steunpunten. Hiervoor worden de watermassa in de bak en de bakconstructie zelf, behalve de hoofdliggers, opgevat als een over de gehele lengte van de bak gelijkmatig verdeelde belasting. Aangenomen worden twee liggers, aan beide zijden van de bak één.



De aangenomen belastingen zijn wel van de juiste orde-grootte, echter niet nauwkeurig berekend, wat ook niet belangrijk is.



Als lengte wordt 95 m gebruikt, als q-last 520 kN/m op beide liggers samen, welke als volgt tot stand komt:
water: uitgegaan werd van $12 \times 3,5 \text{ m}^2$

$$q = 12 \times 3,5 \times 10 \\ = 420 \text{ kN/m}$$

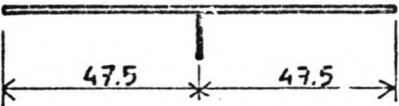
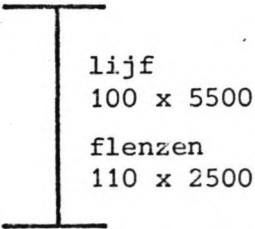
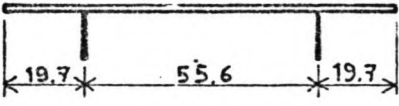
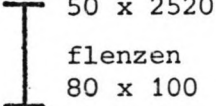

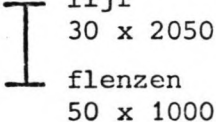
staal: totaal staalgewicht is geschat als de helft

van het watergewicht, 210 kN/m, een gedeelte te beschouwen als gewicht van de hoofdliggers en een gedeelte bij de q-belasting te rekenen. Voor het gedeelte q-belasting is een rond getal genomen: 100 kN/m

$$\begin{aligned} \text{totaal: } q &= 420 + 100 \\ &= 520 \text{ kN/m.} \end{aligned}$$

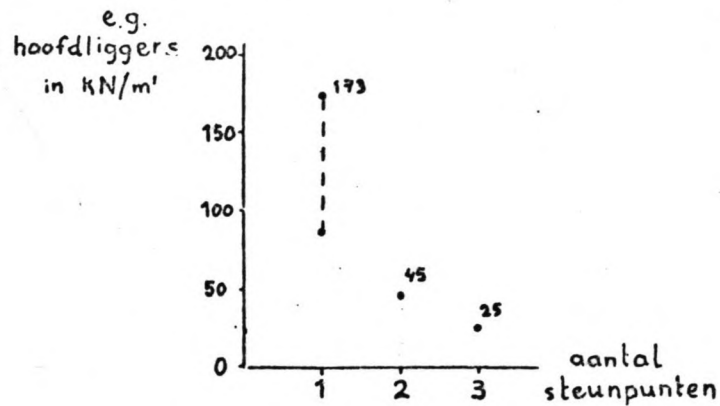
Voor de berekeningen wordt verwezen naar bijlage 5.

Een samenvatting van de resultaten:

steunpunten	hoofd- ligger	M_{\max} $\cdot 10^3 \text{ kNm}$	q totaal kN/m	q e.g. kN/m
		782	693	173
		110	565	45
		52	545	25

De gegeven getallen in de laatste kolom, het eigen gewicht van de berekende hoofdliggers, laten zien dat er een groot verschil is tussen één steunpunt en twee steunpunten. Nu is deze berekening sterk vereenvoudigd en een aanpassing aan het momentenverloop van de voor één steunpunt berekende liggers zal een grote materiaalbesparing kunnen geven. Echter met een beperking van de materiaalhoeveelheid die zeker niet groter zal kunnen zijn dan 50 % is het verschil nog aanzienlijk zoals

onderstaande figuur laat zien.



Bij een vergroting van het aantal steunpunten tot drie, of nog meer, waaraan geen berekeningen gewijd zijn, neemt de zwaarte van de hoofdliggers verder af, met kleine stappen.

Dan gaat ook het aantal te construeren steunpunten ofwel draagtorens meetellen. Het streven is naar zo min mogelijk torens omdat deze kostenverhogend werken. Het minimale aantal steunpunten in lengterichting voor een stabiele ondersteuning is twee.

Dit gegeven, met de berekende verschillen voor de te gebruiken materiaalhoeveelheden leidt tot een keuze voor twee steunpunten als optimum. Aangezien deze beschouwing is opgezet voor het aantal steunpunten in lengterichting van de bak betekent dit een totaal van vier steunpunten. De aanname uit het vooronderzoek is hiermee bevestigd.

3.3. Constructie van de bak

Met de nu bekende gegevens kan een begin gemaakt worden met het ontwerp van de bak. De gegevens worden nog even samengevat.

bouwmateriaal Fe 510

afmetingen

totale lengte 95 m

breedte binnenwerks 12,4 m

Memorandum

afstudeerverslag

van

Jimco Prost

maximale waterhoogte 3,90 m
geometrie

4 steunpunten, met een lengte in de orde van 20 m

3.3.1. Bepalende factoren

Het ontwerp van een bak voor de scheepslift wordt bepaald door een groot aantal factoren. Globaal kunnen deze factoren in drie groepen verdeeld worden, welke hierna behandeld worden:

- de optredende belastingen
- de vormgeving van de constructie (constructieschema)
- constructieve criteria.

3.3.1.

3.3.1.1. Belastingen

Bij het ontwerp van de bak moet rekening worden gehouden met een groot aantal belastingen. De grootte hiervan en de invloed op de constructie kan variëren van zeer groot (zwaartekracht) tot zeer klein (verticale versnellingskrachten). Deze belastingen kunnen in vele combinaties voorkomen met een verschillende mate van waarschijnlijkheid en voor verschillende belastingen kunnen verschillende veiligheden aangehouden worden. Het zou te ver voeren om het hier te maken bakontwerp te berekenen op het hele complex van belastingen, combinaties en veiligheden. Volstaan wordt met een opsomming van de optredende belastingen, waarbij de belangrijkste worden aangegeven.

Belastingen op de bak kunnen voortkomen uit:

- eigen gewicht van de bak
- gewicht van de watervulling
- wateroverhoogte
- gewicht van deuren en aanvaringsbeschermingsconstructies
- bolderkrachten
- gewicht van aankleding zoals looppaden, verlichting, leuning en dergelijke
- scheepsstoten tegen wanden

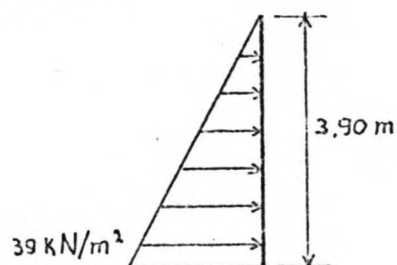
- stuwdruk bij uitvaren
- translatiegolven bij invaren
- verticale versnellingskrachten van de bak (zijn verwaarloosbaar, $0,005 \text{ m/s}^2$ tegenover $9,81 \text{ m/s}^2$ is $0,05 \%$)
- schevenophanging van de bak
- windbelasting, in bedrijf en bij stilstand. Bij zeer harde wind moet de bak stilgezet en vergrendeld worden, dan kan een hogere winddruk toegelaten worden.
- sneeuwval en ijsvorming
- golven
- zonnestraling, vooral ongelijkmatige verwarming
- geleidingen van de bak
- aandrijving
- grendelkrachten, speciaal bij calamiteiten
- bevestiging van de draágkabels
- en tenslotte uit de horizontale hydrostatische kracht op de deuren, deze treedt eenzijdig op als de andere zijde in open verbinding staat met het aansluitende kanaal:

Van deze belastingen zijn de belangrijkste:

- verticaal het gewicht van de bak met water, bij een waterdiepte van $3,5 \text{ m}$ geschat op 56.000 kN . De mogelijke overhoogte van de waterstand maakt deze kracht nog groter.
- horizontaal de eenzijdige hydrostatische kracht op een deur, deze wordt belangrijk omdat geen even grote tegengesteld gerichte kracht aanwezig is, zoals dat wel het geval is met de waterdruk tegen de twee tegenover elkaar liggende langswanden, en de winddruk.

De hydrostatische kracht tegen een deur bedraagt

$$F = 12,4 \times 3,9 \times \frac{1}{2} \times 39 \\ = 943 \text{ kN}$$



Voor windbelasting zijn gebruikelijke waarden:

installatie in bedrijf 500 N/m^2

installatie stilstaand $1250 \text{ à } 1500 \text{ N/m}^2$

Bij een waarde $F = 1250 \text{ N/m}^2$ is de maximale windbelasting als de wind loodrecht op de zijwand van de bak waait:

$$A = 95 \times 5$$

$$= 475 \text{ m}^2$$

$$F = 475 \times 1,25$$

$$= 594 \text{ kN.}$$

3.3.2.

3.3.1.2. Opzet van de constructie

Bij de genoemde belastingen wordt onderscheid gemaakt tussen belastingen die inwendig op de bak werken en die welke naar buiten treden.

Inwendige belasting is bijvoorbeeld de hydrostatische waterdruk tegen de beide langswanden. Deze geeft aanleiding tot spanningen in de constructie, naar buiten toe is er echter evenwicht.

Uit de constructie treden bijvoorbeeld de zwaartekracht en winddruk. Deze worden afgedragen op de omringende steunconstructies.

Uitgegaan wordt van de volgende aanwezige steunconstructies.

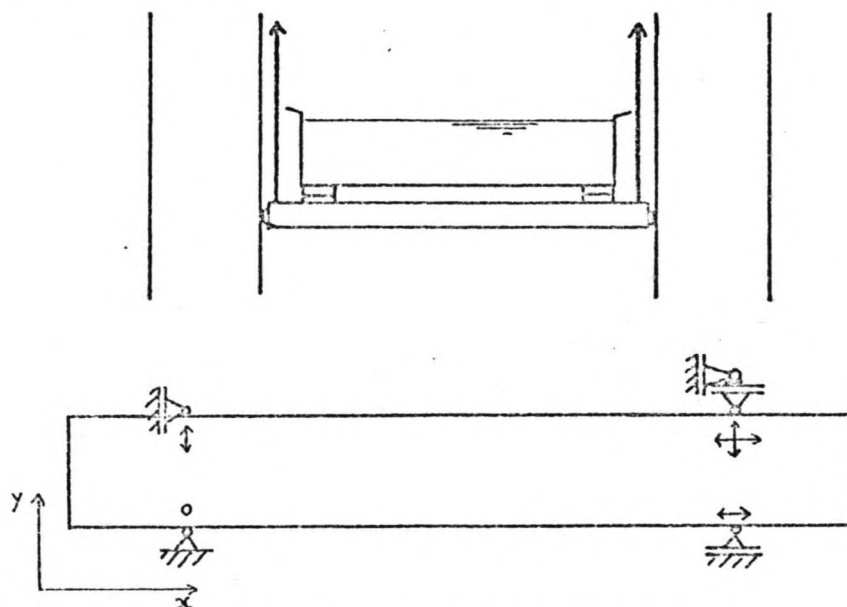
- Draagkabels met contragewichten en de bewegingsinstallatie worden geacht de uit de bak tredende verticale krachten op te nemen.
- Bij evenwichtsverstoring nemen de vaste grendels de zeer grote verticale krachten op. Ook de horizontale eenzijdige waterdruk tegen één deur kan door deze grendels opgenomen worden, deze kracht kan alleen optreden als de bak in laagste of hoogste stand staat.
- Alle overige horizontale krachten die kunnen optreden als de grendels niet in aangrijping zijn worden opgenomen door de verticale geleiding van de bak in de vier draagtorens.

Naast het afdragen van de uittredende krachten moet de bak ook de mogelijkheid hebben om te vervormen ten

gevolge van de inwendige krachten, denk aan temperatuurvariatiëes en de al genoemde waterdruk tegen de langswanden welke buiging veroorzaakt.

Bij de scheepslift van Lüneburg (1975) is voor het toelaten van horizontale vervormingen een oplossing gevonden door het gebruik van hulpdraagconstructies tussen de bak en de bevestiging en geleiding. Deze oplossing kan hier ook gebruikt worden.

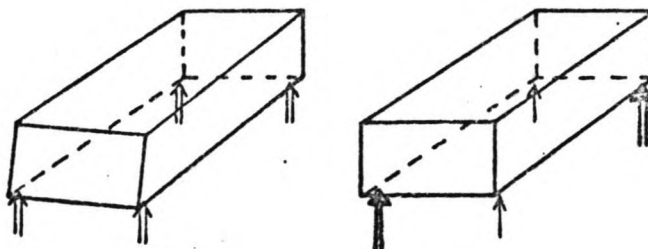
De werking is zodanig dat de verticale krachten, voornamelijk zwaartekracht, van de bak in de hulpconstructie geleid worden op vier punten, bij elke draagtoren één. Horizontaal gezien vormen lagers in deze vier punten een tweedimensionale statisch onbepaalde oplegging.



In één punt kunnen krachten worden overgebracht in x-richting zowel als in y-richting, in één punt alleen in x-richting, in één punt alleen in y-richting en het vierde punt is vrij in beide richtingen.

De constructie van de bak dient zo torsieslap te zijn dat een eventuele ongelijke verticale beweging op de vier hoekpunten geen ontoelaatbare extra krachten geeft in de bak of de opleggingen. Een stijve bak kan bij een geringe zakking van een hoekpunt sterk gaan dragen op een diagonaal.

De zakking waar rekening mee gehouden moet worden is



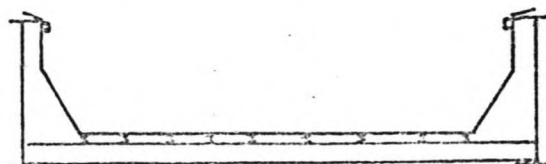
afhankelijk van de uitvoering van het bewegingswerk, maar zal maximaal in de orde van enkele centimeters liggen.

Berekeningen over de torsiestijfheid vallen onder het uitwerken van het ontwerp, nu al kan wel gezegd worden dat het vormen van grote kokers in lengterichting ongewenst is. Zo'n stijve koker zou bijvoorbeeld gevormd kunnen worden door hoge vakwerkliggers langs de bak welke boven en onder gekoppeld worden, een constructie als bij de oude Moerdijkbrug.

Voor het opzetten van de bakconstructie is nu bekend dat de verticale uittredende krachten op vier punten afgeleid kunnen worden, de horizontale krachten worden in dezelfde vier punten opgenomen.

De constructie moet verder de inwendige optredende krachten op kunnen nemen en de vervormingen moeten beperkt blijven.

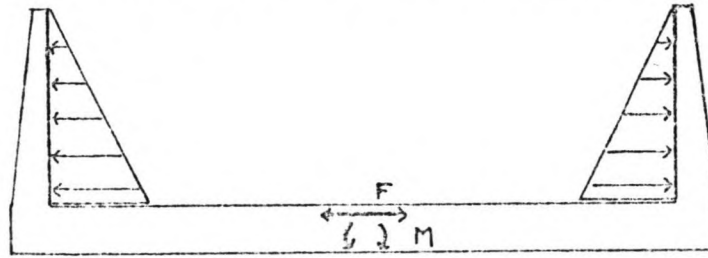
Uitgegaan wordt van een rechthoekige doorsnede van de binnenkant, met de al eerder genoemde maten. Een beperking van deze dwarsdoorsnede kan een aanzienlijke besparing op de waterinhoud van de bak betekenen, daar staat echter tegenover dat ook de manoeuvreersnelheden van de schepen sterk afnemen door het belemmeren van de retourstroming. Als de manoeuvreersnelheden teveel zouden afnemen zou ook de capaciteit van de scheepslift sterk teruglopen. Daarom wordt afgezien van een beperking van de doorsnede. Er is echter in principe geen bezwaar tegen het wijzigen van de vorm van de doorsnede als dat



constructief beter uitkomt, het totale natte dwarsoppervlak moet echter even groot blijven.

De constructie van de bak kan op vele manieren gemaakt worden, er zijn echter een paar basiselementen die altijd aanwezig moeten zijn.

1. Stijfheid in lengterichting, de grootste overspanning, vereist (hoofd)liggers welke door de grote overspanning en de grote belasting zwaar zullen uitvallen.
2. De aanwezige waterdruk in de bak moet in de draagconstructie geleid worden, dit vereist een verbinding tussen vlakke huidplaten en de draagconstructie.
3. De horizontale waterdruk op de beide langswanden vereist in dwarsrichting een sterkte om de kracht

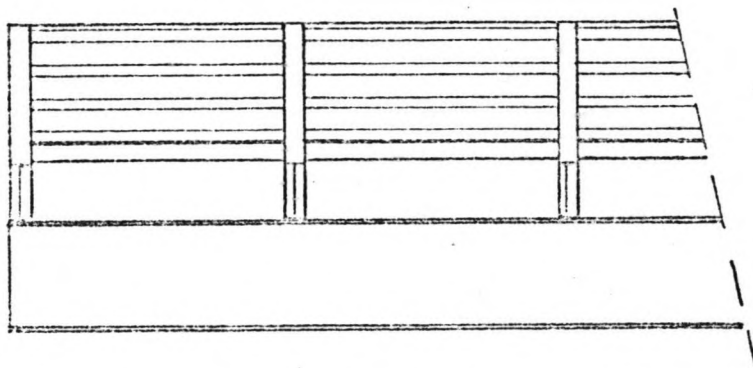
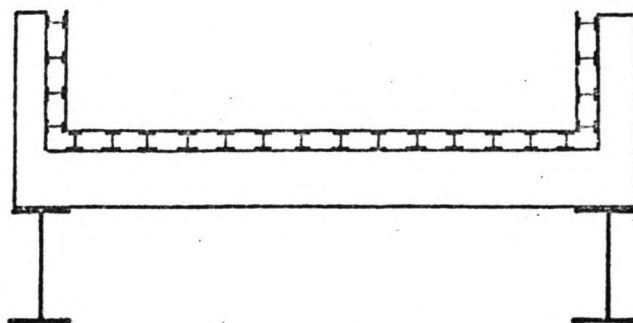


over te brengen en een stijfheid om de vervorming te beperken.

4. Voor het opnemen van bijvoorbeeld bolderkrachten is een voldoende sterke verbinding gewenst tussen de bovenzijde van de wanden en de dragende delen.
5. Bij de deuren treedt extra gewicht op en komen bijzondere constructies voor, er worden mogelijk eisen gesteld aan de vormvastheid, waarvoor extra versterkingen nodig zijn.

Elkevan de genoemde optredende belastingen vereist voorzieningen om deze op te nemen, naarmate de krachten kleiner zijn zullen ook die extra voorzieningen minder in het oog lopen. Met de belangrijkste krachten zoals aangegeven moet echter in de voornaamste constructiedelen wel rekening worden gehouden.

Met de aangegeven basiselementen kan op veel manieren een bak geconstrueerd worden. Een basisvorm is de volgende.



In deze constructie zijn de genoemde elementen terug te vinden. Huidplaten worden gedragen door langsliggers, zo wordt de waterdruk in de constructie gebracht. De langsliggers rusten op dwarsdragers, welke een U-vorm hebben. Deze dwarsdragers zorgen voor stijfheid in dwarsrichting en verbinden de beide zijwanden. Van deze dwarsdragers zijn er een groot aantal op gelijke afstanden. Het geheel rust op twee hoofdliggers welke de belasting overdragen op de oplegging en zorgen voor de vereiste langsstijfheid.

Extra constructies aan de einden van de bak zijn afhankelijk van het ontwerp van de deuren, aanslagen en dergelijke.

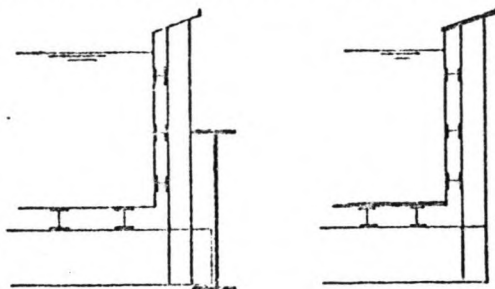
Deze basisvorm is goed toegankelijk voor berekeningen, het is echter niet waarschijnlijk dat dit ook meteen de meest ideale bak is die ontworpen kan worden.

Verbeteringen in deze basisopzet kunnen betrekking hebben op een esthetisch meer verantwoord uiterlijk of op een verlaging van de bouwkosten. Over het uiterlijk van de bak is nog niets te zeggen, wel echter over wijzigingen die een verlaging van de bouwkosten tot gevolg kunnen hebben. Deze wijzigingen zijn in twee groepen te verdelen:

- wijzigingen aan de constructie van de bak, die tot doel hebben de som van arbeidskosten en materiaal-kosten omlaag te brengen. Dit betekent dus niet het zelfde als zoveel mogelijk materiaalbesparing. Wel is het zo dat de verhouding tussen de kostprijs van een manuur en van een kilogram staal, welke ongeveer 40 is, hier niet toegepast kan worden. Een gewichtsbesparing werkt namelijk door in het contragewicht en de draagtorens, zodat gewichtsbesparing en dus materiaalbesparing naar verhouding zwaarder telt.
- verkleinen van de breedte of constructiehoogte van de bak. Deze verkleiningen hebben een kostenbesparing in de rest van de constructie tot gevolg.

Een aantal constructieve wijzigingen worden nu besproken.

* Integreeren van de hoofdliggers in de bakwand.



Voor het opnemen van een moment zijn een trek- en drukzone vereist, op enige afstand van elkaar. Hiervoor kunnen ook dienen de bakbodem en bovenkant van de zijwand. Verzwaring hiervan tot de benodigde doorsnede is eenvoudig mogelijk. Voor het opnemen van de dwarskracht in de ligger kan de zijwand van de bak dienen. Deze is als huidplaat berekend waarschijnlijk te dun om als lijf voor de ligger te fungeren, maar kan ook eenvoudig verzwafd worden. Een grotere capaciteit voor het opnemen van dwarskracht kan ook verkregen worden door het aanbrengen van schuine staven welke tussen de verticale dwarsdragere gemonteerd kunnen worden.

Dit integreren van de hoofdliggers heeft behalve materiaalbesparing ook nog de volgende voordelen:

- een kleinere breedte van de bak ten opzichte van de situatie waarbij de hoofdliggers naast de bak geplaatst

- worden. Dit gaat slechts gedeeltelijk op omdat de breedte ook bepaald wordt door het schuine deel boven aan de zijwand. Hierboven kan nog een voetpad liggen en tevens moet er ruimte zijn voor bolders en een hek.
- een grote hoogte van de ligger en daardoor een grote buigstijfheid.
 - De verzwaringen voor het opnemen van moment en dwarskracht kunnen aangebracht worden op de plaatsen waar deze nodig zijn, dat is zeker niet de gehele lengte van de ligger.

Opgemerkt moet nog worden dat de hoofdliggers nu niet meer symmetrisch van vorm zijn, waardoor een belasting in het verticale vlak horizontale vervormingen kan veroorzaken.

* Integratie van beplating en langsliggers.



Ter plaatse van de bovenflens van de langsliggers is tweemaal materiaal aanwezig. Hier kan op materiaal bespaard worden door de huidplaat als bovenflens van de



ligger te gebruiken. Dit is een gunstige constructie voor de montage, de nieuwe las is niet moeilijker te maken dan de oude verbinding en beter van kwaliteit.

In de bruggenbouw is voor vloerconstructies de orthotrope plaatvloer ingevoerd, die in principe met open en gesloten secties kan worden uitgevoerd (lit 15).



Het idee hierachter is het samenwerken van constructiedelen inplaats van elk deel zijn eigen taak te laten vervullen. Daarnaast is vooral de orthotrope plaat met

gesloten secties, zoals geschetst, eenvoudig te fabriceren. Voor zowel wanden als vloer is deze constructie mogelijk als vervanging voor de combinatie beplating-angsliggers. Of ook de dwarsdragers op deze manier te vervangen zijn moet betwijfeld worden, omdat voor het verkrijgen van voldoende buigstijfheid in dwarsrichting een grote constructiehoogte vereist is.

3.3.3. Constructieve criteria

Deze hebben betrekking op de berekeningen voor de constructie en worden vaak gesteld in normbladen. Naast een sterkteberekening en stijfheidsberekening moet ook rekening worden gehouden met

- stabiliteit
- knik
- plooi
- torsie (al genoemd)
- corrosiebestendigheid
- vermoeing.

Het toegankelijk maken van de constructie voor onderhoud en reparaties is een aspect waarmee bij de vormgeving rekening moet worden gehouden.

3.4. Bakberekening

3.4.1. Inleiding

Het bakontwerp wordt uitgewerkt voor een vereenvoudigd geval.

Uitgegaan wordt van de gegeven basisopzet omdat deze goed te berekenen is. Achtereenvolgens worden berekend de huidplaten, langsliggers, dwarsdragers en hoofdliggers.

Deze onderdelen worden achtereenvolgens geoptimaliseerd. Het optimaliseren van de delen heeft niet automatisch tot gevolg dat de bak als geheel optimaal, dat wil meestal zeggen zo goedkoop mogelijk, is.

Door middel van veel rekenwerk is het wel mogelijk het materiaalverbruik voor de bak minimaal te maken. Dit is echter geen wezenlijk betere oplossing dan de hierna volgende uitwerking, omdat in een volledige beschouwing ook de kosten van arbeid gerekend moeten worden. De som van materiaalkosten en arbeidskosten heeft voor de optimale bak dan de laagst mogelijke waarde.

Deze optimalisatie is echter niet uit te voeren daar over de arbeid niets bekend is. Om te komen tot een eerste dimensionering van de bak en het totale gewicht ervan wordt hier om de boven gegeven reden een optimalisatie van de onderdelen uitgevoerd.

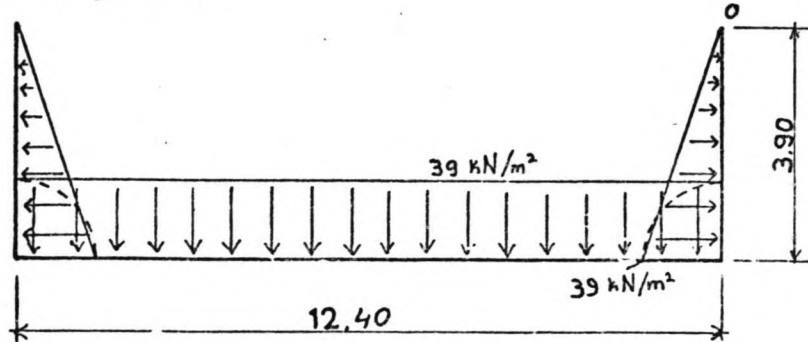
De belastingen worden ook sterk vereenvoudigd, er wordt alleen gerekend met het eigengewicht van staal en water, wat overigens veruit de grootste belasting vormt, en met de horizontale waterdruk op de zijwanden. Daarnaast wordt ook rekening gehouden met de grendelkracht bij

calamiteiten.

De beëindigingen van de bak worden in de berekening niet meegenomen, deze komen in het volgende hoofdstuk over verbindingen aan de orde. Beschouwd wordt dus in feite een open U-vormige goot.

Als waterstand in de bak wordt 3,90 m genomen, de maximale waterstand die kan optreden.

In dwarsdoorsnede ziet de door het water gevormde belasting er als volgt uit.

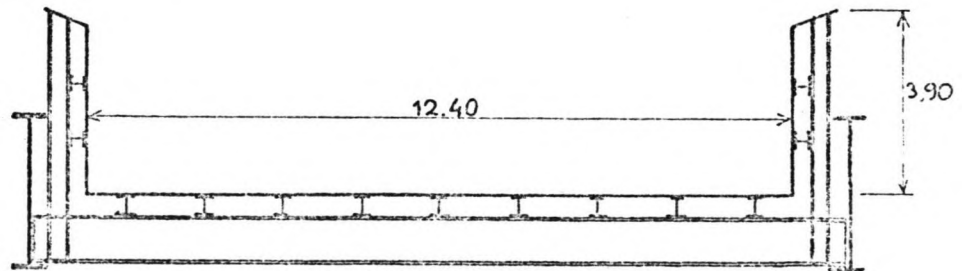


Als gewichten worden gehanteerd

water 10 kN/m^3

staal $78,5 \text{ kN/m}^3$.

Ook van de constructieve criteria worden slechts de belangrijkste beschouwd, er wordt gekeken naar sterkte en stijfheid.



In de geschetste opzet wordt de dwarsdrager gevormd door drie delen welke in de hoeken aan elkaar gelast worden. De verticale delen van de dwarsdragers lopen aan de bovenzijde door tot aan de rand van de bak en geven zo de mogelijkheid voor het opnemen van horizontale (bolder-)krachten en verticale krachten uit de wanden. De hoofdliggers worden geplaatst naast de bak in plaats van eronder. Dit geeft een grote besparing op de constructiehoogte, de toename van de breedte is gering. Tenslotte worden de verbindingen tussen de onderdelen niet beschouwd,

aangenomen wordt steeds dat de verbindingen mogelijk zijn.

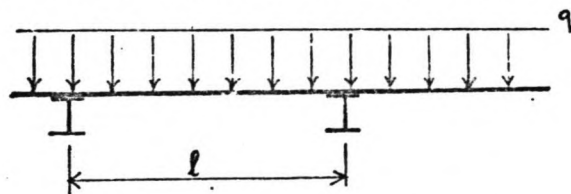
3.4.2. De beplating

Voor bodem en zijwand zal dezelfde uitvoering aangehouden worden, ondanks het verschil in belasting.

Voor de beplating is de dikte het voornaamste kenmerk en dez hangt nauw samen met de onderlinge afstand van de dragende balken. Bepalende criteria zijn de sterkte en stijfheid. Voor stijfheid zijn zo op het eerste gezicht geen eisen te stellen, daarom zal hier uitgegaan worden van een sterkteberekening. De optredende vervorming kan daarna ter controle berekend worden.

Duidelijk is dat een dikkere plaat een grotere overspanning toelaat. de vraag is nu de optimale dikte en overspanning te bepalen. Voor de beantwoording van deze vraag wordt begonnen met de berekening van de toelaatbare overspanning bij een aantal plaatdikten. Als belasting wordt ingevoerd 39 kN/m^2 plus het eigen gewicht van de plaat, $78,5 \text{ N/m}^2$ per mm dikte.

De berekening wordt uitgevoerd voor een strook van 1 m in lengterichting van de bak. De plaat wordt berekend als een tweezijdig ingeklemde ligger, wat juist is voor een over de steunpunten doorlopende plaat.



$$M_{\max} = 1/12 q l^2 \text{ steunpuntsmoment}$$

$$\text{maximale doorbuiging } y = \frac{1}{384} \cdot \frac{q l^4}{E I}$$

berekening I en W voor een plaat van 10 mm dik:

$$\begin{aligned} I &= 1/12 b h^3 & W &= 1/6 b h^2 \\ &= 1/12 \times 1000 \times 10^3 & &= 1/6 \times 1000 \times 10^2 \\ &= 83.333 \text{ mm}^4 & &= 16.666 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

overige grootheden

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ voor Fe 510}$$

$$\gamma = 1,7$$

Uit de toelaatbare spanning volgt de maximale overspanning l

$$\begin{aligned} M &= \frac{\bar{\sigma}}{\gamma} W \\ &= 1/12 q l^2 \\ l &= \sqrt{\frac{\bar{\sigma} \cdot W \cdot 12}{\gamma \cdot q}} \end{aligned}$$

Voor een plaatdikte van 10 mm:

$$\begin{aligned} q &= 39 \text{ kN/m}^2 + 10 \cdot 78,5 \text{ N/m}^2 \\ &= 39,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

bij $b = 1 \text{ m}$

$$\begin{aligned} q &= 39,8 \text{ kN/m} \\ &= 39,8 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l &= \sqrt{\frac{360 \times 16.666 \times 12}{1,7 \times 39,8}} \\ &= 1032 \text{ mm} \end{aligned}$$

en de doorbuiging

$$\begin{aligned} y &= \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \\ &= \frac{1}{384} \cdot \frac{39,8 \times 1032^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 83.333} \\ &= 6,7 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Voor een aantal andere plaatdikten kan dezelfde berekening gemaakt worden. Deze is uitgevoerd in tabelvorm.

plaatdikte mm	e.g. ² kN/m ²	q ¹ N/mm	W ³ mm ³	I ⁴ mm ⁴	l mm	y mm
10	0,785	39,8	16.667	83.333	1032	6,7
12	0,942	39,9	24.000	144.000	1236	8,0
15	1,18	40,2	37.500	281.250	1540	10,0
18	1,41	40,4	54.000	486.000	1843	11,9
20	1,57	40,6	66.667	666.667	2043	13,1
8	0,628	39,6	10.667	42.667	827	5,4

tabel 2 Rekentabel beplating

Met de nu beschikbare gegevens is het niet mogelijk een optimale plaatdikte te bepalen. Het is zeer waarschijnlijk wel mogelijk om door middel van een uitge-

breide berekening een plaatdikte te bepalen waarbij een minimum materiaalgebruik optreedt, dat is echter niet tevens het optimum. Er is dan namelijk nog niets bekend over de hoeveelheid arbeid die nodig is voor de bouw en de variaties daarin. Het is bijvoorbeeld goed mogelijk dat een grote plaatdikte ondanks veel materiaalgebruik goedkoop is doordat er minder aan liggers gelast hoeft te worden. Op deze aspecten kan niet verder worden ingegaan, er zal een keuze gemaakt moeten worden.

Van de beschouwde plaatdikten zijn er een aantal waarvan de berekende overspanningen goed overeenkomen met een verdeling van de bodem van de bak in een geheel aantal velden. Hierbij wordt de vergroting van de mogelijke overspanning door de flensbreedte van de langsliggers buiten beschouwing gelaten. Voor de breedte van de bodem wordt 12,30 m genomen.

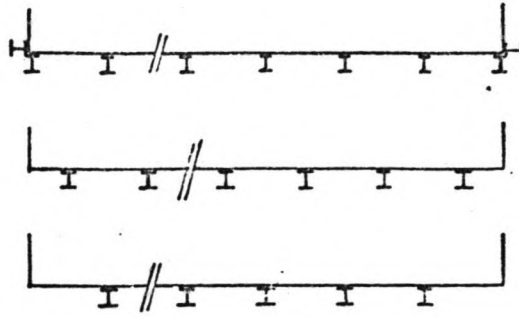
plaatdikte	l_{\max}	aantal velden	l
mm	mm		mm
8	827	15	820
10	1032	12	1025
12	1236	10	1230
15	1540	8	1538
18	1843	7	1757
20	2043	7	1757

Bij de aangehouden breedte van 12,30 m geven de dikten 8, 10, 12 en 15 mm een mooie verdeling en economisch materiaalgebruik.

Gekozen wordt voor een plaatdikte van 12 mm. De bakbodem wordt dan opgebouwd uit 10 velden van 1230 mm.

Over de plaats van de langsliggers is nog niets gezegd, gesproken is slechts over een geheel aantal velden. Er zijn enkele mogelijkheden, zie de schets op de volgende bladzijde.

In het bovenste geval heeft de las tussen wand en bodembeplating geen dragende functie, beide platen zijn



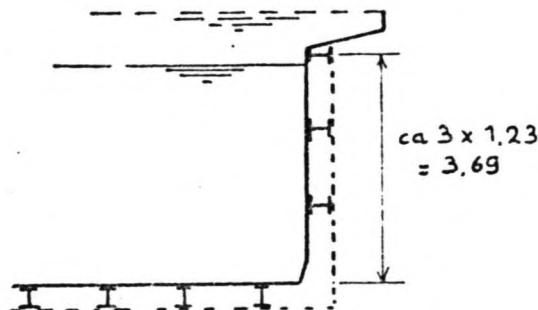
geheel door langsliggers gesteund. De langsliggers in de hoeken zijn echter overbodig, de optredende krachten kunnen ook door de lasverbinding tussen bodembeplating en zijwand overgebracht worden.

Het middelste en het onderste geval verschillen in de grootte van de krachten die op de lasverbinding werken en het aantal langsliggers, beide zijn echter mogelijk. De keuze is voor het vervolg van de berekening niet essentieel.

Gekozen wordt voor het middelste geval, omdat hier de verticale kracht op de lasverbinding kleiner is dan in het onderste geval. Dit houdt ook in dat de verticale kracht die door een dwarse belasting in de langsliggers van de zijwand, of door de verbinding met de dwarsdrager boven aan de zijwand, moet worden overgebracht geringer is.

In de zij wanden kan de eerste ligger op een hele veldbreedte van de hoek gemaakt worden, een grote overgedragen horizontale kracht is hier geen bezwaar omdat deze in de bodembeplating gecompenseerd wordt door een even grote kracht uit de andere zijwand.

De zijwand wordt verdeeld in drie velden, dat komt aardig



overeen met de hoogte van de wand en enige centimeters extra in de hogere velden kunnen geen kwaad door de geringere belasting daar.

3.4.3. De langsliggers

De bepaling van de zwaarte van de langsliggers is vergelijkbaar met de voor de beplating uitgewerkte berekeningen. Ook hier is de keuze weer een afweging tussen zwaarte van de ligger en de overspanning. Weer zal een sterkteberekening gemaakt worden, waarna de optredende vervormingen berekend worden, ter controle.

Voor de langsliggers zal gebruik worden gemaakt van walsprofielen, zoals deze in standaardafmetingen geleverd worden. Hierin zijn onder meer beschikbaar de profielen IPE, HE-A, HE-B en HE-M. Deze series zijn hier gerangschikt naar opklimmende zwaarte bij een gelijke profielhoogte.

Uitgegaan wordt van toepassing van een profiel uit de HE-A serie. Dit uitgangspunt laat ruimte voor een correctie als in een latere fase van de berekening blijkt dat een HE-A profiel niet voldoet. Als een grotere sterkte wordt verlangd bij voldoende stijfheid kan worden gekozen voor een HE-B of zelfs HE-M. Als een grotere stijfheid is gewenst bij voldoende sterkte kan worden gekozen voor een IPE profiel.

De sterkteberekening voor de liggers wordt uitgevoerd als berekening voor doorgaande liggers. Dezelfde formules als bij de plaatberekening zijn dan weer van toepassing.

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{\sigma \cdot W \cdot 12}{\gamma \cdot q}}$$
$$y = \frac{1}{384} \cdot \frac{q l^4}{E I}$$

De belasting wordt weer ingevoerd als lijnlast. Deze belasting is te vinden uit de bij de plaatberekening gebruikte belasting, inclusief het eigen gewicht van de plaat. De werkende breedte van deze belasting is gelijk aan de overspanning die bij de plaatberekening gekozen is.

Bij de gekozen plaatdikte van 12 mm geldt:

q in lengterichting van de plaat = $39,9 \text{ kN/m}^1$
beschouwd werd een strook van 1 m breed:

$$q = 39,9 \text{ kN/m}^2$$

de werkende breedte in dwarsrichting van de liggers is 1,23 m. Dit geeft

$$q = 1,23 \times 39,9$$

$$= 49,1 \text{ kN/m op de langsligger.}$$

De resultaten van de berekening voor een aantal mogelijke liggerafmetingen zijn weergegeven in onderstaande tabel.

profiel	hoogte mm	e.g. kN/m	q_{tot} kN/m	W $\cdot 10^3 \text{ mm}^3$	I $\cdot 10^4 \text{ mm}^4$	l_{max} mm	y mm
HE 120 A	114	0,199	49,3	106	606	2340	3,0
HE 140 A	133	0,247	49,3	155	1033	2830	3,8
HE 160 A	152	0,304	49,4	220	1673	3360	4,7
HE 180 A	171	0,355	49,5	294	2510	3880	5,6
HE 200 A	190	0,423	49,5	389	3692	4470	6,6
HE 220 A	210	0,505	49,6	515	5410	5140	7,9
HE 240 A	230	0,603	49,7	675	7763	5870	9,5
HE 260 A	250	0,682	49,8	836	10.455	6530	10,7
HE 280 A	270	0,764	49,9	1010	13.673	7170	12,0
HE 300 A	290	0,883	50,0	1260	18.263	8000	13,9

tabel 3 Rekentabel langsliggers

De gevonden doorbuigingen geven geen aanleiding tot wijzigingen in de profielkeuze, deze zijn van dezelfde orde-grootte als de zakkingen in de plaatvelden.

Ter illustratie van de invloed van een eventuele keuze van een profiel uit een andere serie zijn de bovenstaande berekeningen ook uitgevoerd voor de in die series beschikbare balken met een hoogte van ongeveer 220 mm.

profiel	hoogte mm	e.g. kN/m	q_{tot} kN/m	W $\cdot 10^3 \text{ mm}^3$	I $\cdot 10^4 \text{ mm}^4$	l_{max} mm	y mm
IPE 220	220	0,262	49,4	252	2770	3600	3,7
HE 220 A	210	0,505	49,6	515	5410	5140	7,9
HE 220 B	220	0,715	49,8	736	8091	6130	10,8
HE 200 M	220	1,03	50,1	967	10.642	7000	14,0

tabel 4 Verschillende profielen langsliggers

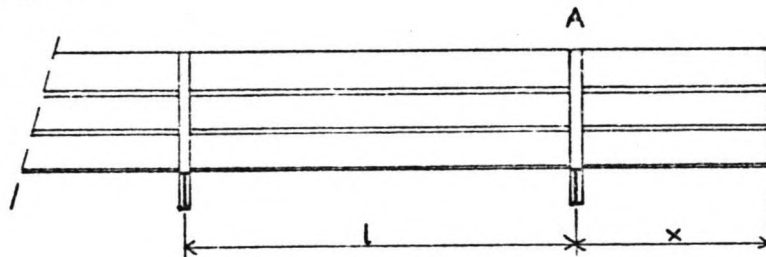
Keuze van een langsligger, eerste methode

Het is ook nu niet mogelijk om uit de alternatieven het goedkoopste te kiezen, omdat informatie over benodigde arbeid ontbreekt. Wel is het mogelijk om een minimaal materiaalverbruik te berekenen, wat veel rekenwerk is, echter minder dan bij de beplatingsberekening. Nu kan volstaan worden met het beschouwen van de combinatie langsliggers-dwarsdragers. De overspanning van de dwarsdragers is ongeveer bekend. De zwaarte van de dwarsdragers is dan alleen afhankelijk van hun onderlinge afstand, gelijk aan de overspanning van de langsliggers. Omdat deze methode geen echt optimale keuze mogelijk maakt wordt weer gekozen voor de minder werk met zich meebrengende tweede methode.

Tweede methode

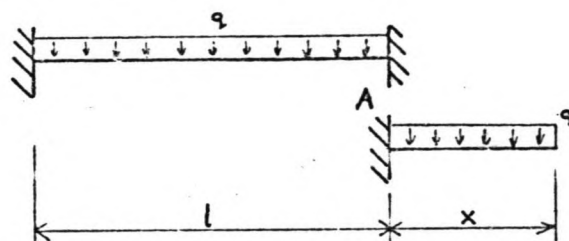
Deze methode is het zoeken naar een overspanning die zo dicht mogelijk bij één van de berekende maximale overspanningen komt.

Hiervoor moet eerst bepaald worden hoe de eindvelden eruit zien.



Hierbij worden extra voorzieningen voor de deuren niet beschouwd omdat er nog niets bekend is over wat daar nodig is. Beschouwd wordt een open goot.

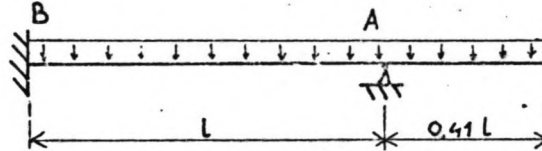
Bij een overspanning zonder randeffecten treedt het grootste moment op boven het steunpunt, $M = 1/12 q l^2$. Dit kan als benadering aangehouden worden voor het veld links van A in de figuur.



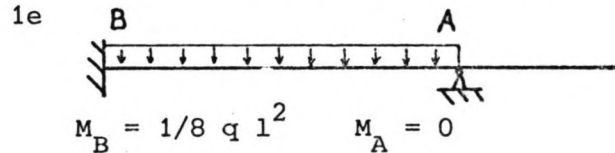
De lengte x van het eindveld rechts van A kan zo berekend worden dat bij A hetzelfde inklemmingsmoment optreedt.

$$M = 1/2 q x^2 = 1/12 q l^2$$
$$x^2 = 1/6 l^2$$
$$x = 0,41 l$$

Deze benadering kan beoordeeld worden door een iets betere tweede benadering.



Hier worden de optredende steunpuntsmomenten berekend bij een bekende lengte van de uitkraging.



$$M_A = 1/2 q \cdot (0,41 l)^2$$
$$= 0,084 q l^2$$

$$M_B = -0,042 q l^2$$

$$\text{som } M_A = 0,125 q l^2 - 0,042 q l^2$$
$$= 0,083 q l^2$$

$$M_B = 0,084 q l^2$$

De momentenverdeling is voldoende gelijkmatig.

Elke mogelijke verdeling van het aantal overspanningen komt nu uit op een geheel aantal velden plus tweemaal de berekende uitkraging. De mogelijke overspanningen volgen dan uit de volgende tabel.

Totale lengte 95 m

bij aantal velden n volgt de overspanning l uit:

$$l = \frac{95,000}{n + 0,82}$$

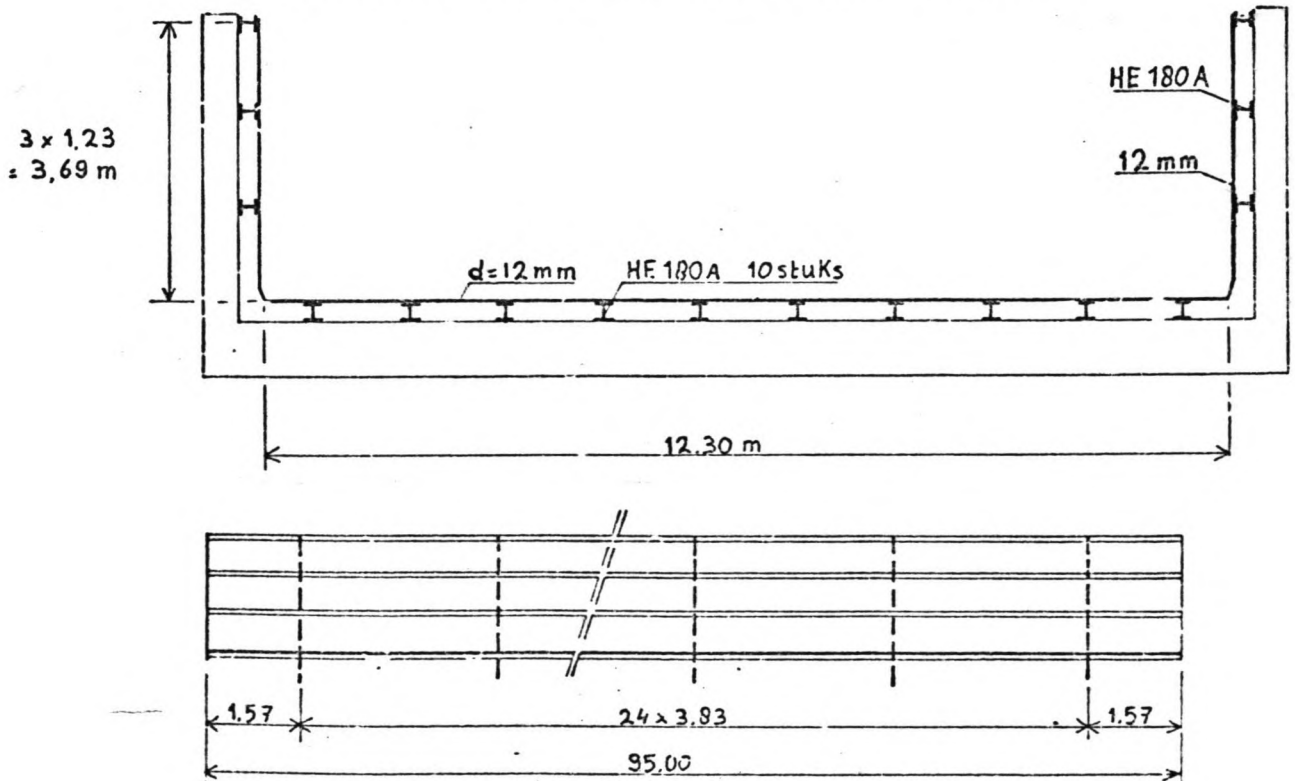
n	l(m)	n	l(m)	n	l(m)	n	l(m)
9	9,67	16	5,65	23	3,99	30	3,09
10	8,78	17	5,33	24	3,83	31	2,99
11	8,04	18	5,05	25	3,68	32	2,89
12	7,41	19	4,79	26	3,54	33	2,81
13	6,87	20	4,56	27	3,41	40	2,33
14	6,41	21	4,35	28	3,30		
15	6,01	22	4,16	29	3,19		

Nu worden de combinaties gezocht waarbij de berekende l_{\max} tussen 0 en 10 cm groter is dan een hierboven gevonden l.

profiel	l_{\max}	l	n
HE 120 A	2,34	2,33	40
HE 140 A	2,83	2,81	33
HE 160 A	3,36	3,30	28
HE 180 A	3,88	3,83	24
HE 220 A	5,14	5,05	18

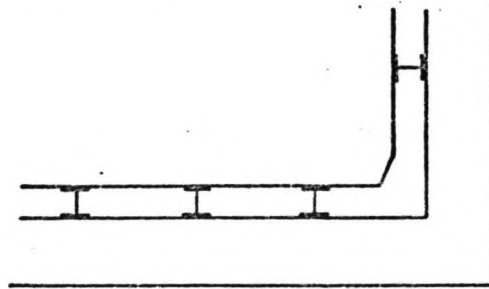
Bij de hier gevonden profielen past de door de sterkte toegelaten maximale overspanning goed in een geheel aantal velden onder de bakbodem.

Gekozen wordt voor het profiel HE 180 A, met een overspanning van 3,83 m, wat 24 hele velden betekent.

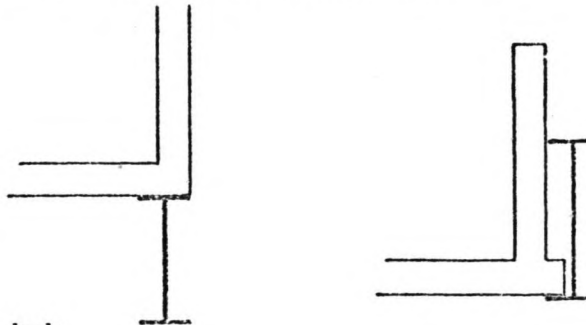


3.4.4. De dwarsdragers

De dwarsdragers kunnen nu berekend worden, door de keuze van de overspanning van de langsliggers is de belasting bekend. De overspanning van de dwarsdragers is ongeveer bekend, deze is bepaald door de afstand van de hoofdliggers. Bij de dwarsdragers is behalve de zakking ook de hoekverdraaiing aan de uiteinden van belang omdat daar zowel de hoofdliggers als de wanden van de bak bevestigd worden. Met deze hoekverdraaiing moet bij de berekening van de constructie rekening gehouden worden. De horizontale waterdruk op de zijwanden geeft eveneens een hoekverdraaiing in het knooppunt, deze is tegengesteld gericht. Het principe van de constructie is hieronder getekend.



Voor het liggende en het staande gedeelte van de dwarsdrager hoeft niet noodzakelijk hetzelfde profiel gebruikt te worden. Van belang is nu de plaatsing van de hoofdliggers, waarvoor twee mogelijkheden zijn.



1e Onder de bak

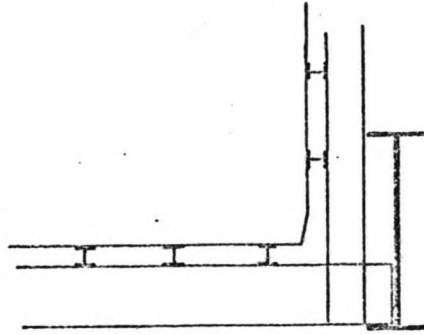
- overspanning dwarsdragers kleiner
- grote constructiehoogte bij minimale breedte van de bak

2e Naast de bak

- overspanning dwarsdragers groter
- constructiehoogte gering, bredere constructie

Gekozen wordt voor de tweede mogelijkheid, de hoofdliggers naast de bak. Dit heeft als voordelen de flinke besparing

op de constructiehoogte van de bak en de vrijheid om toch een hoge ligger te construeren als dat door stijfheidseisen nodig is. Het nadeel van grotere breedte van de constructie telt nauwelijks mee, wel van belang is de grotere overspanning van de dwarsdragers, waardoor deze ook zwaarder uitgevoerd zullen moeten worden. Deze overspanning wordt nu bepaald.



$$\begin{aligned} \text{overspanning } l &= 12,40 + 2 \times (12 \text{ mm} + 180 \text{ mm}) \\ &\quad + 2 \times \text{de geschatte hoogte van het staande} \\ &\quad \text{deel dwarsdrager} \\ &\quad + 2 \times \text{halve breedte hoofdligger} \end{aligned}$$

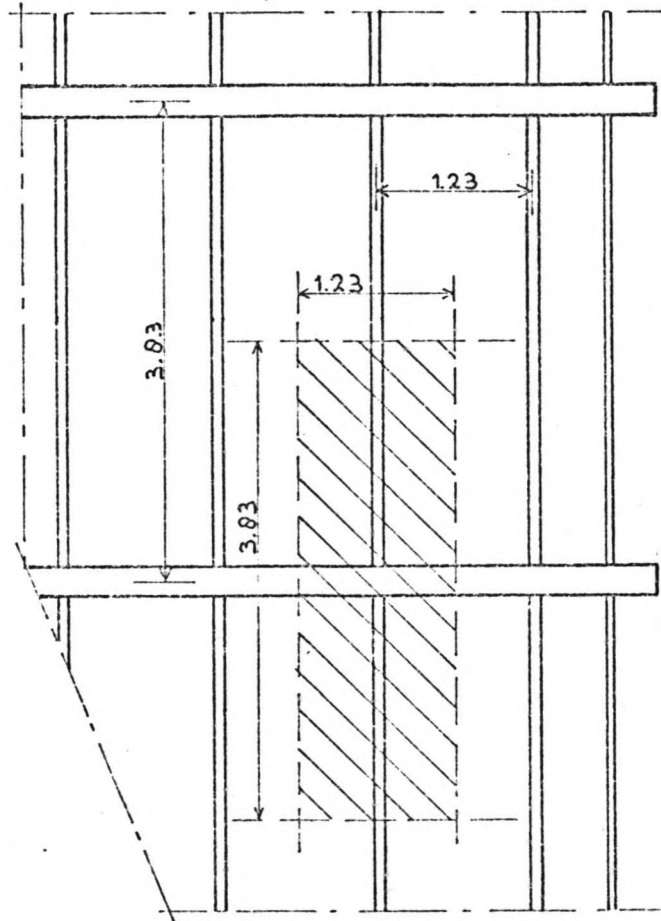
Geschat voor het verticale deel van de dwarsdrager wordt 70 cm en voor de breedte van de hoofdligger 50 cm. Dit geeft:

$$\begin{aligned} l &= 12,40 + 2 \times 0,192 + 2 \times 0,70 + 2 \times \frac{1}{2} \times 0,50 \\ &= 14,70 \text{ m.} \end{aligned}$$

De oplegging van de dwarsdragers kan niet als inklemming beschouwd worden, er is nauwelijks weerstand tegen een hoekverdraaiing aan de uiteinden. Het is dus een nagenoeg vrije oplegging en zal ook als vrije oplegging berekend worden.

De nuttige belasting op de dwarsdragers is bekend, deze bestaat uit het gewicht van water, beplating en langsliggers. Deze belasting wordt op 10 punten in de dwarsdrager ingevoerd, namelijk daar waar de langsliggers bevestigd zijn. Door het grote aantal invoerpunten is er slechts een gering verschil met een berekening als gelijkmatig verdeelde belasting. Deze laatste is echter eenvoudiger uit te voeren en zal hier gebruikt worden, de geringe fout zal verwaarloosd worden.

Berekening van de q-belasting



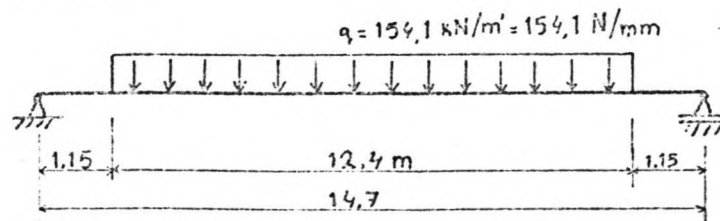
q-last op langsligger, inclusief eigen gewicht

$$q = 49,5 \text{ kN/m}^1$$

als q-last beschouwde belasting op dwarsdrager

$$q = \frac{3,83}{1,23} \times 49,5$$
$$= 154,1 \text{ kN/m}^1$$

Geschematiseerd



Het maximale moment (veldmoment) en de zakking en hoekverdraaiing zijn te vinden door combinatie van twee standaardgevallen uit de toegepaste mechanica. De afleiding van de formules voor dit geval is gegeven in bijlage 6. Deze formules worden hier zonder nader commentaar gebruikt.

Voor het eigen gewicht van de dwarsdrager wordt geschat 3 kN/m, wat de in te voeren belasting brengt op

$$q = 157,1 \text{ kN/m.}$$

$$\begin{aligned} M &= 1/2 q l a + 1/8 q l^2 \\ &= 1/2 \cdot 157,1 \cdot 12,4 \cdot 1,15 + 1/8 \times 157,1 \times 12,4^2 \\ &= 1120 + 3019 \\ &= 4140 \text{ kNm} \end{aligned}$$

benodigd weerstandsmoment

$$\begin{aligned} W &= \frac{M}{\sigma} \\ &= \frac{4140 \cdot 10^6 \cdot 1,7}{360} \\ &= 19,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Er is geen gewalst profiel beschikbaar met deze W. Er moet dus een ligger geconstrueerd worden. Een tweede mogelijkheid is het herzien van de keuze van de langsliggers. Deze kunnen lichter gemaakt worden, daarmee wordt de overspanning kleiner, de dwarsdragers komen dichterbij elkaar te liggen en de balsting per dwarsdrager neemt af. Deze procedure kan uitgevoerd worden tot het gevraagde weerstandsmoment in het bereik van de gewalste profielen komt.

Omdat het gebruiken van beschikbare profielen goedkoper is dan het zelf construeren van profielen, door arbeidsbesparing, verdient deze tweede mogelijkheid aanbeveling, ook als het aantal dwarsdragers daardoor toeneemt. Een tweede voordeel is de verminderde constructiehoogte van de lichtere dwarsdragers, die een met hetzelfde bedrag verminderde constructiehoogte van de gehele bak tot gevolg heeft.

Op blz 109 werden een aantal mogelijkheden gegeven voor de langsliggers. Daaruit werd gekozen voor HE 180 A. deze keuze wordt nu verlaten, als nieuwe keuze wordt HE 120 A genomen, met een overspanning van 2,33 m, aantal velden is 40.

De gemaakte berekeningen veranderen dan ook.

$$l \text{ blijft } 14,7 \text{ m (geschat)}$$

q op langsligger wordt 49,3 kN/m

q op dwarsdrager wordt nu

$$q = \frac{2,33}{1,23} \cdot 49,3$$

$$= 93,4 \text{ kN/m}$$

geschat eigen gewicht dwarsdrager blijft 3 kN/m

$$q_{\text{totaal}} = 96,4 \text{ kN/m}$$

$$M = 1/2 \times 96,4 \times 12,4 \times 1,15 + 1/8 \times 96,4 \times 12,4^2$$

$$= 687 + 1853$$

$$= 2540 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{gevraagd}} = \frac{2540 \times 10^6 \times 1,7}{360}$$

$$= 12,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Hieraan voldoet een profiel HE 1000 B met $W = 12,89 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$.

(Eventueel ook HE 900 M.) Het gewicht hiervan is 314 kg/m of 3,1 kN/m, terwijl geschat was 3 kN/m. Deze schatting is dus bevestigd.

Optredende vervormingen:

doorbuiging in het veldmidden

$$y_C = \frac{q}{384 EI} \cdot [5 l^4 + 40 l^3 a + 96 l a^2 (1+a)] \quad [\text{N,mm}]$$

$$= \frac{96,4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 645 \cdot 10^7} \cdot [5 \times 12400^4 + 40 \times 12400^3$$

$$\times 1150 + 96 \times 12400 \times 1150^2 (12400 + 1150)]$$

$$= 42,1 \text{ mm}$$

hoekverdraaiing aan de uiteinden

$$D = \frac{q}{24 EI} \cdot (l^3 + 6 l a (1 + a)) \quad [\text{N,mm}]$$

$$= \frac{96,4}{24 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 645 \cdot 10^7} \cdot [12400^3 + 6 \times 12400 \times 1150$$

$$\times (12400 + 1150)]$$

$$= 9,1 \cdot 10^{-3}$$

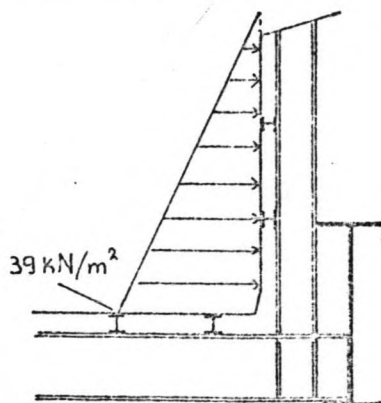
Deze hoekverdraaiing veroorzaakt boven aan de verticale wanden van 3,90 m hoog een horizontale verplaatsing naar binnen.

$$x = 3900 \cdot 9,1 \cdot 10^{-3}$$

$$= 35,5 \text{ mm.}$$

De dwarsdragers omvatten ook een verticaal gedeelte wat

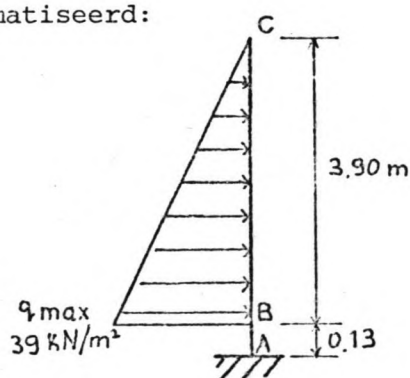
de zijwanden van de bak horizontaal steunt.



De belasting bestaat hier voornamelijk uit de horizontale waterdruk. De verticaal werkende gewichtskrachten zijn gering.

Deze verticale krachten worden niet meegenomen in de berekening, de balk wordt berekend op een gelijkmatig verdeelde horizontale waterdruk. Dit is een benadering van de werkelijkheid, de belasting wordt niet continu, maar op drie punten in de balk ingevoerd en een gedeelte van de belasting wordt naar de bodembeplating afgeleid. In feite zou een berekening met drie puntlasten eenvoudiger zijn, omdat dan direct van standaardformules gebruik gemaakt kan worden, het probleem is hier echter gelegen in de bepaling van de grootte van de afzonderlijke puntlasten, die erg moeilijk is.

Geschematiseerd:



Om de optredende q -last te vinden moet de waterdruk vermenigvuldigd worden met de veldbreedte.

$$\begin{aligned} q &= 39 \times 2,33 \\ &= 90,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Het opstellen van de formules voor krachten en verplaatsingen is weer te vinden in bijlage 6.

Het maatgevende moment treedt op bij A.

$$\begin{aligned} M_A &= q_0 \left(\frac{1}{6} l^2 + \frac{1}{2} l a \right) \quad [\text{kN,m}] \\ &= 90,9 \left(\frac{1}{6} \times 3,90^2 + \frac{1}{2} \times 3,90 \times 0,13 \right) \\ &= 253 \text{ kNm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{gevraagd}} &= \frac{M}{\sigma} \cdot \gamma \quad [\text{N,mm}] \\ &= \frac{253 \cdot 10^6}{360} \times 1,7 \\ &= 1,19 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Hieraan voldoet een ligger HE 300 A met $W_x = 260 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
en $I_x = 18.263 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$.

Bij inklemming aan de onderzijde is de horizontale verplaatsing aan de bovenzijde naar buiten:

$$\begin{aligned} x &= \frac{q_0}{EI} \cdot \left[\frac{1}{32} l^4 + \frac{1}{6} l^3 a + \frac{5}{12} l^2 a^2 + \frac{1}{6} l a^3 \right] \quad [\text{N,mm}] \\ &= \frac{90,9}{2,1 \cdot 10^5 \times 18263 \cdot 10^4} \cdot \left[\frac{1}{32} 3900^4 + \frac{1}{6} 3900^3 \times 130 \right. \\ &\quad \left. + \frac{5}{12} 3900^2 \times 130^2 + \frac{1}{6} 3900 \times 130^3 \right] \\ &= 20,4 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Deze verplaatsing is in de andere richting als de eerder gevonden verplaatsing door vervorming van het horizontale deel van de dwarsdrager. De totale verplaatsing is

$$\begin{aligned} x &= 35,5 - 20,4 \\ &= 15,1 \text{ mm naar binnen.} \end{aligned}$$

Het horizontale deel van de dwarsdrager moet nu opnieuw berekend worden omdat:

- het moment uit het verticale deel een reducerende invloed heeft op het veldmoment in het horizontale deel
- de geschatte overspanning van het horizontale deel van de dwarsdrager bij controle te groot blijkt te zijn.

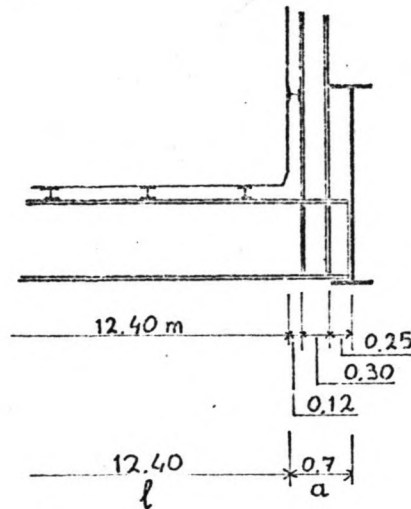
Herziene berekening van het horizontale deel van de dwarsdrager.

De geschatte overspanning was (blz 111) $l = 14,7 \text{ m}$.

Hierbij was voor de verticale dwarsdragers 70 cm hoogte

geschat. Deze blijken nu slechts 30 cm hoog te zijn. Ook was hierin voor de langsliggers 18 cm aangehouden, wat nu 12 cm is geworden. De nieuwe schatting voor de overspanning wordt

$$\begin{aligned} l &= 12,40 + 2 \times 0,132 + 2 \times 0,30 + 0,50 \\ &= 13,8 \text{ m.} \end{aligned}$$



De berekening heeft hetzelfde verloop als de vorige keren.

$$q_{\text{nuttig}} = 93,4 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{e.g.}} = 3 \text{ kN/m (geschat)}$$

$$\begin{aligned} M &= 1/2 \times 96,4 \times 12,4 \times 0,7 + 1/8 \times 96,4 \times 12,4^2 \\ &= 418 + 1853 \\ &= 2271 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dit moment wordt gereduceerd door het moment uit de verticale delen, wat als een constant moment over de gehele lengte werkt.

$$M = 2271 - 253$$

$$= 2018 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{gevraagd}} &= \frac{2018 \cdot 10^6 \times 1,7}{360} \\ &= 9529 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Nu is een profiel te zoeken wat deze Wbezit. Het profiel

HE 900 Avoldoet vrijwel, met $W = 9480 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ en

$$I = 422.075 \cdot 10^4 \text{ mm}^4.$$

Het eigen gewicht hiervan is 252 kg/m, of 2,5 kN/m.

Hierdoor worden belasting, moment en gevraagde W iets

lager. De gevraagde W komt uit op $9475 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$. Dit profiel voldoet dus.

De verplaatsing wordt

$$y_C = \frac{95,9}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 422 \cdot 10^7} \left(5 \times 12400^4 + 40 \times 12400^3 \times 700 + 96 \times 12400 \times 700^2 \times (12400 + 700) \right)$$
$$= 50,5 \text{ mm.}$$

Van deze zakking moet worden afgetrokken de opbuiging welke wordt veroorzaakt door het moment uit de verticale delen. De standaardformule voor doorbuiging onder een constant moment is afgeleid in bijlage 6, blz 3.

$$y = \frac{M l^2}{8 EI}$$

Als l in deze formule wordt de gehele lengte ingevoerd. Het moment wordt op korte afstand van het uiteinde ingeleid, door de grote stijfheid is de fout verwaarloosbaar (balkhoogte 90 cm, bij afstand 40 cm).

$$y = \frac{253 \cdot 10^6 \times 13800^2}{8 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 422 \cdot 10^7} \quad \text{N, mm}$$
$$= 6,8 \text{ mm}$$
$$y_C = 50,5 - 6,8$$
$$= 43,7 \text{ mm.}$$

Als de doorbuiging te groot wordt gevonden kan de berekening herhaald worden voor een profiel met groter traagheidsmoment. Als de berekende balk op zich wel acceptabel is maar de doorbuiging niet kan voor de doorbuiging een correctie aangebracht worden door het geven van een negatieve zeeg of het monteren van vulstukken tussen dwarsdrager en langsliggers.

Voor een schets van de bak constructie wordt verwezen naar tekening 3. (achterin)

2.4.5.

3.4.4. De hoofdliggers

De hoofdliggers zijn het laatste element van de bakconstructie. Zij dragen enerzijds het gewicht van de bak met waterinhoud, anderzijds worden zij belast door een ongeveer even grote contragewichtskracht. Het verschil is terug

te vinden in grendelkrachten en aandrijvingskrachten. Voor de belasting van de hoofdliggers en de al genoemde hulpconstructie is het gunstig om het grootste deel van de draagkabels niet aan de hulpconstructie te bevestigen maar direct aan de bak.

De contragewichtskraft wordt dan verdeeld in de hoofdliggers gebracht, waardoor het maximale moment niet zo groot wordt, daarnaast wordt ook de belasting op de verbinding tussen bak en hulpconstructie klein gehouden.

Het ideaal is om alle verticaal werkende krachten, deze komen alle voort uit draagkabels, bewegingsinstallatie en grendels, direct op de bak te brengen, de hulpconstructie dient dan alleen voor het geleiden van de bak in het horizontale vlak en het afleiden van horizontale krachten. Of dit constructief te realiseren is moet nog bezien worden, er zal hier wel van uitgegaan worden dat dit mogelijk is.

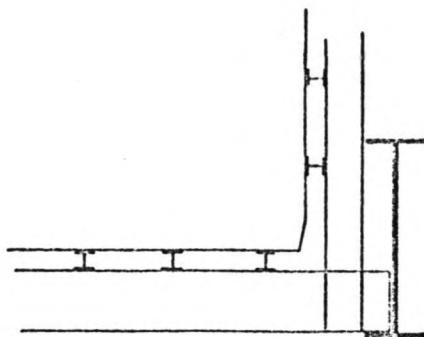
Als aangrijpingspunten voor de aandrijfkrachten, in lengterichting gezien, wordt aangehouden de zijde van de draagtorens welke het verst van het midden gelegen is.

Bepaling van de opzet van de constructie

Als constructievorm voor de hoofdliggers wordt een I-profiel aangenomen. Een profiel van de benodigde afmetingen zal niet als walsprofiel verkrijgbaar zijn en dus geconstrueerd moeten worden. Omdat deze berekening van de bak een eerste benadering is voldoet deze methode, ook omdat de berekeningen aan een dergelijk profiel tamelijk eenvoudig zijn.

Bij een verdere uitwerking van de bakconstructie komen andere vormen voor de hoofdligger in aanmerking die een beter gebruik maken van het aanwezige materiaal, zoals al eerder gezegd.

Hier wordt een I-profiel aangehouden met een over de gehele lengte constante doorsnede, geplaatst naast de bak volgens de al eerder geschetste opzet.



Optredende krachten

Alweer zal ter vereenvoudiging een continue lijnlast aangenomen worden, zowel voor de gewichtskrachten als voor de krachten uit de kabels. In beide gevallen is dit een goede benadering door het grote aantal punten (40 respectievelijk 48) waarop een gelijke last aangrijpt. De optredende krachten:

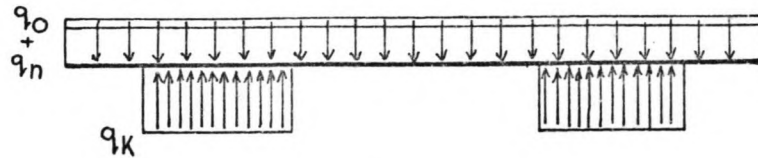
- De kracht uit de contragewichten is geschat op 56.000 kN. Deze schatting kan worden gecontroleerd als de eerste dimensionering van de hoofdliggers bekend is. De massa van de contragewichten en daarmee de geleverde kracht wordt iets kleiner dan het eigen gewicht van de bakconstructie plus het gewicht van de watermassa bij de nominale waterdiepte van 3,50 m.
- De bakconstructie wordt berekend op de maximale belasting welke optreedt bij de maximale waterdiepte van 3,90 m. Dit is een calamiteitsgeval. De hier optredende balansverstorende kracht zal worden opgenomen door een grendelconstructie. De plaats van deze vergrendeling heeft invloed op de kracht in de hoofdliggers.

De krachtverdeling in één hoofdligger voor verschillende belastinggevallen wordt nu nader bekeken, waarbij de volgende aanduidingen gebruikt worden:

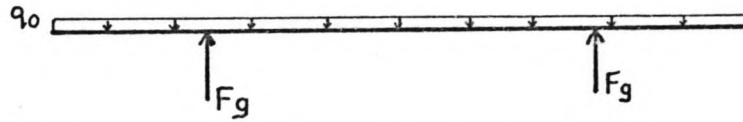
- q_n = eigen gewicht bak met normale waterhoeveelheid
- q_k = kabelkracht
- q_o = kracht uit overhoogte water
- F_g = kracht door grendels geleverd.

Belastinggeval 1.

Bak volledig gevuld met water.

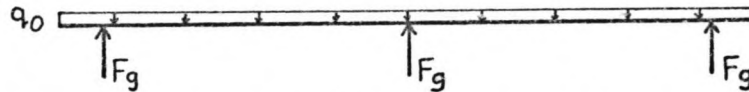


q_n en q_k maken evenwicht. De totale kracht uit q_0 moet door de grendelconstructie opgenomen worden. Voor de plaatsing van de grendels zijn de draagtorens de aangewezen plaats. De grendels worden dan gemaakt in het midden van de torens.



In dit geval heeft dit een verhoging van de belasting van de ligger tot gevolg.

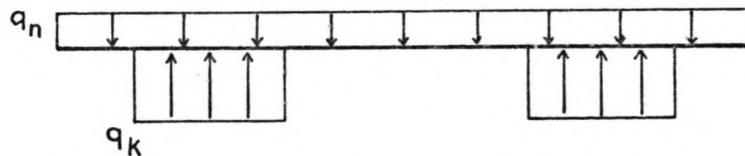
Het moment in de ligger kan afnemen door plaatsing van drie grendels. Deze plaatsing, zoals getekend, is echter



in de constructie moeilijk te maken, vooral bij de hoge stand van de bak, omdat deze plaatsen buiten de draagtorens vallen. Er wordt van uitgegaan dat deze grendelposities niet te realiseren zijn, een wat nader onderzoek hiernaar zou wenselijk zijn vanwege de reducerende invloed op het maximum moment in de ligger.

Belastinggeval 2.

Normale bedrijfstoestand, bak met water en contragewicht vrijwel even zwaar.



Dit geval geeft de normaal optredende belasting op de hoofdligger. Opgemerkt moet wel worden dat een belangrijke extra belasting in de bedrijfstoestand gevormd wordt door de mogelijke wateroverhoogte van 10 cm, een water-

diepte van 3,60mm totaal dus. Deze extra belasting wordt over de gehele lengte van de bak gelijkmatig verdeeld ingevoerd en opgenomen door de aandrijfinstallatie, op dezelfde plaats als de draagkabels. De belasting op de hoofdliggers wordt dus hoger. D

De tweede aanzienlijke kracht waarmee voor de aandrijving rekening is gehouden is de loopweerstand van de kabels. De invloed van deze kracht op de hoofdliggers blijft beperkt tot het gebied waar de kabels aangrijpen, hier is ook de aandrijving vastgemaakt. Deze kracht zal dan ook een geringe invloed hebben op het moment in de hoofdliggers.

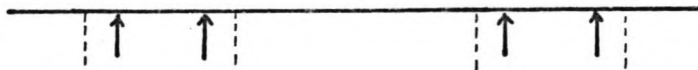
Belastinggeval 3.

De bak zonder water erin.



Dit is ook een calamiteit, ook de hieruit voortvloeiende krachten worden door een grendelconstructie opgenomen. Bij plaatsing van de grendels in de draagtorens blijft de belasting van de hoofdliggers beperkt door de tamelijk geringe arm van de krachten.

Een nog verdere reductie van het moment in de ligger wordt verkregen door per draagtoren twee grendels te maken op $\frac{1}{4}$ en $\frac{3}{4}$ van de lengte. Deze grendelconstructie is ook



voor het 1e belastinggeval gunstig doordat het toegevoegde moment kleiner blijft.

Belastinggeval 4.

Dit betreft de bouwfase. Er moet voor gezorgd worden dat tijdens de bouw van de bak en het aanbrengen van de contragewichten geen grotere krachten optreden dan in de afgebouwde constructie.

Maatgevend voor de belasting van de hoofdliggers is het

1e belastinggeval, opgebouwd uit de normale situatie, waarbij nu wordt uitgegaan van 3,60 m water in de bak, met daarbij de belasting van de bovenste 30 cm water welke door de grendels wordt opgenomen.

Gerekend wordt met één grendel per draagtoren, de grendelconstructie wordt verder niet uitgewerkt.

Berekening van de hoofdliggers

De liggers worden nu berekend voor het genoemde maatgevende geval. Berekend wordt één ligger, waarbij de belasting gevormd wordt door een in de lengte gehalveerde bakconstructie.

De totale belasting van 3,90 m water wordt als volgt verwerkt:

1. De bak met gemiddelde normale waterstand van 3,50 m maakt evenwicht met de kracht uit de contragewichten. In verband met de opzet van het bewegingswerk zal het contragewicht wat lichter worden dan de bak, daar wordt nu echter geen rekening mee gehouden.
2. 10 cm normale wateroverhoogte wordt door het bewegingswerk gedragen, de 30 cm abnormale overhoogte komt op de grendels terecht.

Aangenomen wordt voor deze berekening één grendel in het midden van de toren. Aangenomen wordt nu dat de belasting uit de gehele waterschijf van 40 cm in dit punt opgenomen wordt als puntlast, dit is een benadering.

1. de evenwichtssituatie

Beschikbare gegevens:

q_n is het gelijkmatig verdeelde gewicht van bak en water. Dit is bekend op het eigengewicht van de hoofdliggers na. Dit eigengewicht wordt in eerste instantie geschat.

q_k De door de kabels overgebrachte contragewichtskracht. Hiervoor is een schatting gemaakt van 56.000 kN. Deze schatting kan gecontroleerd worden als het totaal gewicht van bak en water bekend is, de krachten zijn gelijk.

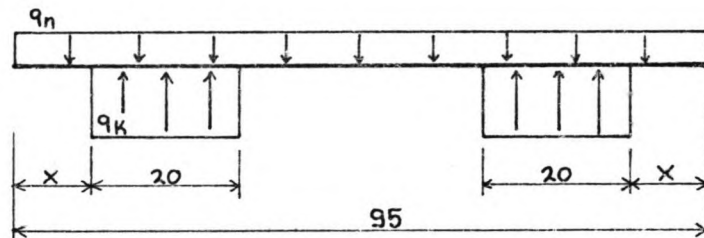
1 De totale lengte is 95 meter.

Het dwarsprofiel is in het voorgaande bepaald.

De plaats en afmeting van de kabelbevestigingen is nog niet precies bekend. Deze wordt nu berekend als optimum voor dit geval van evenwicht. Bij het opnemen van de krachten uit 40 cm overhoogte, wat later aan de orde komt, wordt dezelfde plaatsing aangehouden, waardoor dan ook het aangrijpingspunt van de puntlasten vastligt.

De afmetingen van het gebied waar de kabels bevestigd worden hangt direct af van de afmetingen van de contragewichten. Deze afmetingen zijn nog niet vastgelegd, zij kunnen naar believen onderling gewijzigd worden. In het hoofdstuk over contragewichten is als resultaat voor de lengtemaat wel een getal van rond de 20 m gevonden. Deze ronde maat van 20 m wordt hier ook gehanteerd.

De plaats van de bevestigingen in het lengteprofiel kan, door de symmetrische opzet, door één getal vastgelegd worden. Dit getal heeft een directe relatie met de vorm van de momentenlijn. Het getal, de lengtemaat x , zal



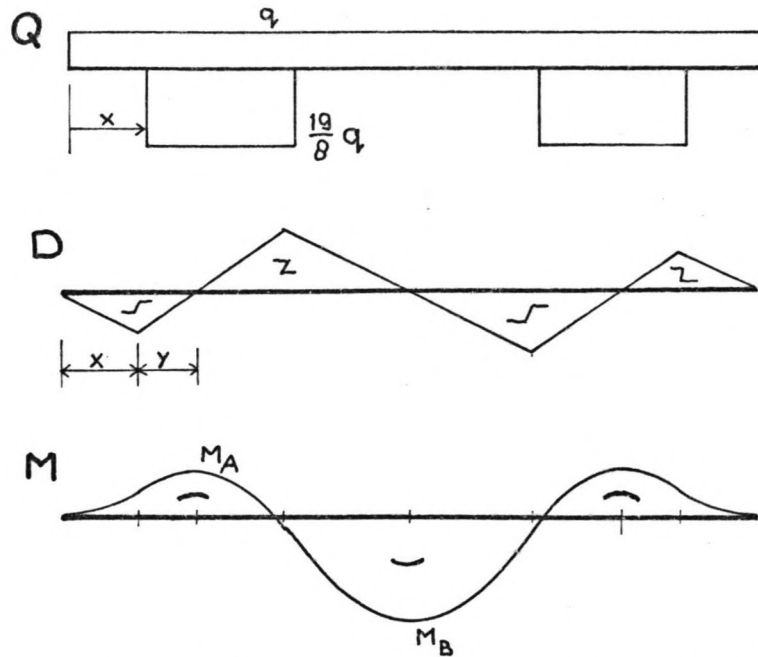
zodanig worden bepaald dat het grootste optredende moment zo klein mogelijk is. Dit komt erop neer dat het grootste positieve moment gelijk is in absolute waarde aan het grootste negatieve moment. Deze berekening volgt nu.

Berekening van de lengtemaat x

De totale kracht op de balk in beide richtingen is gelijk, dus de verhouding van de grootte van de q -belastingen in beide richtingen is af te leiden uit de totale lengten waarop beide werken.

Als de grootte aan de bovenzijde op q gesteld wordt is de grootte van de last aan de onderzijde:

$$q_k = \frac{95}{40} \cdot q_n$$



Het grootste positieve moment M_A Treedt op in het punt waar de dwarskracht nul is. De hierbij behorende afstand y volgt uit

$$q \cdot x = \left(\frac{19}{8} q - q\right) \cdot y$$

$$y = \frac{1}{\frac{11}{8}} \cdot x$$

$$= 8/11 \cdot x$$

De grootte van het moment M_A is

$$\begin{aligned} M_A &= 1/2 \cdot q \cdot (x + y)^2 - 1/2 \cdot \frac{19}{8} \cdot q \cdot y^2 \\ &= 1/2 q \left(\frac{19}{11} x\right)^2 - \frac{19}{8} \left(\frac{8}{11} x\right)^2 \\ &= 0,8636 q x^2 \end{aligned}$$

Het grootste negatieve moment treedt op in het midden van de balk. De grootte van dit moment M_B is

$$\begin{aligned} M_B &= 1/2 q \left(\frac{1}{2} \cdot 95\right)^2 - \frac{19}{8} q \cdot 20 \cdot (47,5 - x - 10) \\ &= q \frac{1}{8} \cdot 95^2 - \frac{19}{8} \cdot 20 \cdot 37,5 + \frac{19}{8} \cdot 20 \cdot x \\ &= -653,1 q + 47,5 q x \end{aligned}$$

M_A en M_B worden gelijk gesteld, waaruit x volgt.

$$M_A = M_B$$

$$0,8636 x^2 + 47,5 x - 653,1 = 0$$

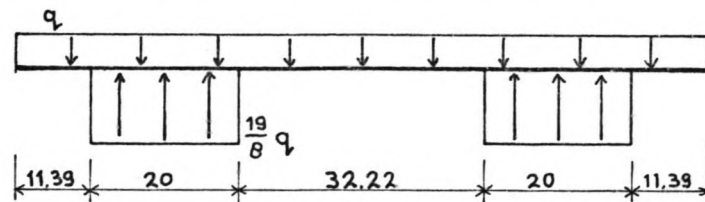
$$x_{1,2} = \frac{-47,50 \pm \sqrt{47,50^2 + 4 \cdot 0,8636 \cdot 653,1}}{2 \cdot 0,8636}$$

$$x_1 = -66,39$$

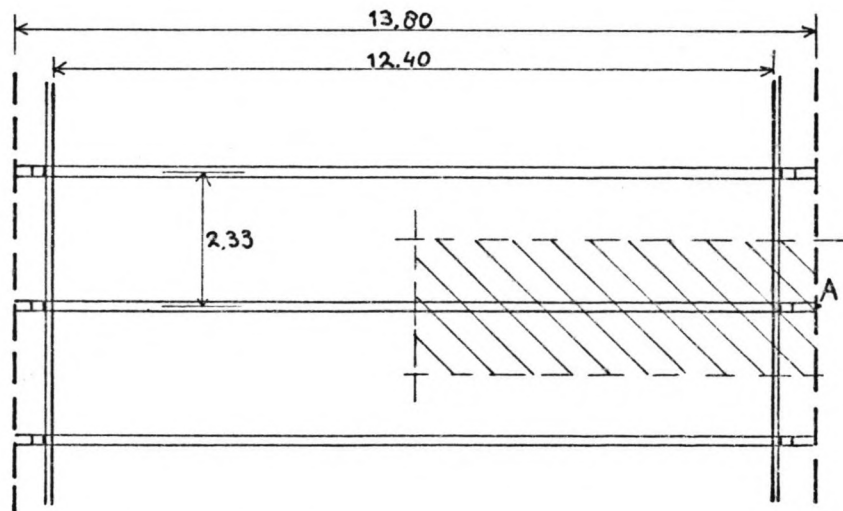
$$x_2 = 11,39 \text{ m}$$

Alleen de tweede oplossing is van toepassing. Bij invullen van deze x volgt

$$M_A = M_B = 112,0 \text{ q} \quad [\text{kN}, \text{m}]$$



Berekening van q



totale kracht in punt A:

- lijnbelasting dwarsdrager $q = 95,9 \text{ kN/m}$

Hierin is begrepen het gewicht van een waterschijf van 3,90 m. Hier wordt echter gerekend met een waterschijf van 3,50 m. De belasting is dus lager.

$$q = 95,9 - 2,33 \cdot 4$$

$$= 86,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{op A werkt } F = 86,6 \times 6,2$$

$$= 536,8 \text{ kN}$$

- gewicht rest horizontale deel dwarsdrager, lengte 0,70 m

gewicht 252 kg/m of 2,52 kN/m

$$F = 0,7 \times 2,5$$

$$= 1,7 \text{ kN}$$

- gewicht verticale wand, bestaande uit beplating, 2
langsliggers en staande deel dwarsdrager.

$$\begin{aligned} 4,50 \times 2,33 \times 0,012 \times 78,5 &= 9,9 \text{ kN} \\ 2 \times 2,33 \times 0,199 &= 0,9 \text{ kN} \\ 1 \times \text{ca. } 4,00 \times 0,88 &= \underline{3,5 \text{ kN}} \\ &14,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

totaal op punt A

$$\begin{aligned} F &= 536,8 + 1,7 + 14,3 \\ &= 552,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

als q-belasting verdeeld over 2,33 m

$$q = \frac{552,8}{2,33} = 237 \text{ kN/m}^1$$

Als schatting voor het eigen gewicht van de hoofdligger
welke tamelijk zwaar zal zijn wordt aangehouden

$$q_{\text{e.g.}} = 15 \text{ kN/m}$$

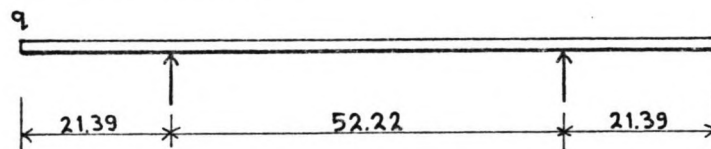
De totale gelijkmatig verdeelde belasting is dan

$$\begin{aligned} q &= 237 + 15 \\ &= 252 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

Hieruit volgt het buigend moment

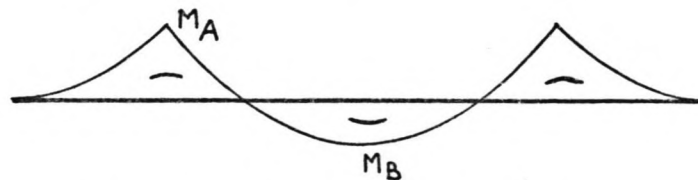
$$\begin{aligned} M &= 112 \times 252 \\ &= 28.224 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. 40 cm wateroverhoogte



De plaats van de oplegpunten voor dit geval volgt uit de
berekende plaats van de kabelbevestigingen.

De momentenlijn:



De belasting wordt gevormd door 40 cm waterhoogte over
de halve breedte van de bak.

$$q = 6,20 \times 4$$
$$= 24,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{totale kracht } F = 95 \times 24,8$$
$$= 2356 \text{ kN}$$

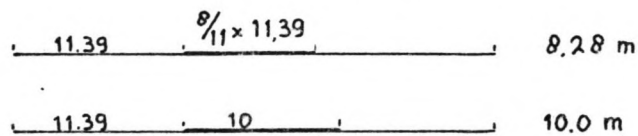
$$\text{oplegreacties } V_A \text{ en } V_B = 1178 \text{ kN}$$

maximale momenten

$$M_A = \frac{1}{2} \cdot 24,8 \cdot 21,39^2$$
$$= 5673 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{1}{2} \cdot 24,8 \cdot 47,50^2 - 1178 \cdot \frac{52,22}{2}$$
$$= 27.978 - 30.758$$
$$= - 2780 \text{ kNm}$$

Het grootste van deze twee is het positieve moment M_A . Dit is hier dus maatgevend. De plaats van optreden is niet dezelfde als van het maximale moment in het eerste geval. Het verschil is 1,72 m.



Door het optellen van de maximale momenten wordt een kleine fout gemaakt. Deze wordt verwaarloosd.

Het totale moment wordt

$$M = 28.224 + 5673$$
$$= 33.897 \text{ kNm.}$$

Nu is de balkdoorsnede te bepalen.

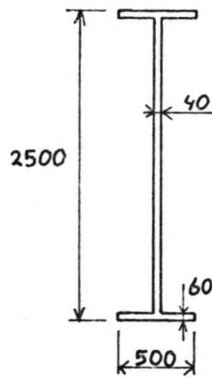
$$W_{\text{gevraagd}} = \frac{33.897 \cdot 10^6 \cdot 1,7}{360}$$
$$= 160,1 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Aangenomen wordt een I-profiel. Voor de breedte van de ligger wordt 50 cm aangehouden, in overeenstemming met de gemaakte schatting voor de overspanning van de dwarsdrager.

Eerste schatting

lijf 40 x 2380

flenzen 50 x 500



$$\begin{aligned}
 W &= 1/6 \cdot 40 \cdot 2380^2 && 37,8 \cdot 10^6 \\
 &+ 2/6 \cdot 500 \cdot 60^2 && 0,6 \cdot 10^6 \\
 &+ 2440 \cdot 500 \cdot 60 && \underline{73,2 \cdot 10^6} \\
 &= 111,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

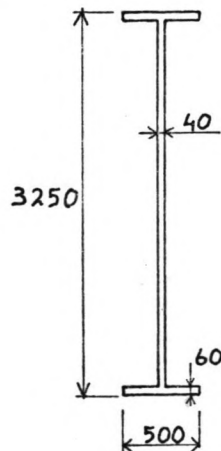
Deze balk is te licht. Verzwaring wordt gezocht in vergroting van de hoogte. Er is voldoende hoogte beschikbaar en de stijfheid neemt eveneens toe.

Tweede poging lijf 40 x 3180
 flenzen 60 x 500
 hoogte = 3300 mm

$$\begin{aligned}
 W &= 1/6 \cdot 40 \cdot 3180^2 && 67,4 \cdot 10^6 \\
 &+ 2/6 \cdot 500 \cdot 60^2 && 0,6 \cdot 10^6 \\
 &+ 3240 \cdot 60 \cdot 500 && \underline{97,2 \cdot 10^6} \\
 &= 165,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Deze balk is zwaar genoeg, een iets lichtere balk voldoet ook.

De lijfhoogte wordt met 50 mm verkleind.



$$\begin{aligned}
 W &= 1/6 \cdot 40 \cdot 3130^2 && 65,3 \cdot 10^6 \\
 &+ 2/6 \cdot 500 \cdot 60^2 && 0,6 \cdot 10^6 \\
 &+ 3190 \cdot 60 \cdot 500 && \underline{95,7 \cdot 10^6} \\
 &= 161,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Deze ligger voldoet voor het gevraagde weerstandsmoment.

Controle van het eigen gewicht

$$\begin{aligned}
 \text{staaldoorsnede } A &= 0,04 \cdot 3,13 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,06 \\
 &= 0,185 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{gewicht staal } 78,5 \text{ kN/m}^3$$

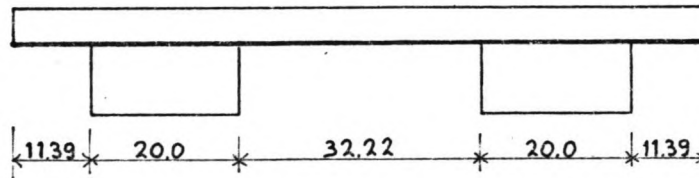
$$q_{\text{e.g.}} = 0,185 \cdot 78,5 = 14,5 \text{ kN/m}^1$$

Aangenomen voor eigen gewicht werd 15 kN/m, wat dus een goede schatting was. De gevonden ligger voldoet dus aan de sterkte-eisen.

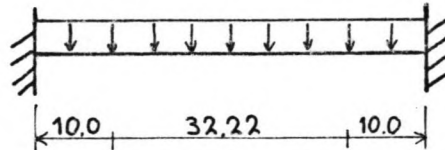
Doorbuiging

Berekening van het verloop van de elastische lijn is tamelijk bewerkelijk, daarom wordt een eenvoudige benadering gebruikt, die een indruk geeft van de doorbuiging in het midden en aan de uiteinden van de ligger.

Deze benadering houdt in dat het te beschouwen deel van de balk ingeklemd wordt gedacht ter plaatse van de aangrijpingspunten van de grendels, in het midden van de draagtorens.



Doorbuiging van het middenveld



Hierbij wordt alleen de naar beneden gericht belasting meegenomen.

De formule voor de zakking in het midden van de balk luidt

$$y = \frac{1}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI}$$

Het traagheidsmoment van de ligger wordt berekend

$$\begin{aligned} I &= 1/12 \times 40 \times 3130^3 && 1022 \cdot 10^8 \\ &+ 2/12 \times 500 \times 60^3 && 0,2 \cdot 10^8 \\ &+ 3190^2 \times 60 \times 500 && \frac{3053 \cdot 10^8}{=} \\ &= 4075 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

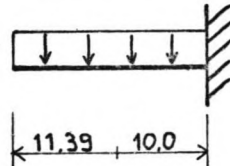
Als belasting wordt het gewicht van de bak en 3,90 m water ingevoerd, dus inclusief de in totaal 40 cm overhoogte.

$$\begin{aligned} q &= 237 + 14,5 + 24,8 \\ &= 276,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$y = \frac{1}{384} \cdot \frac{276,3 \cdot 52220^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 4075 \cdot 10^8} \quad \text{N, mm}$$
$$= 63 \text{ mm.}$$

In verhouding tot de lengte van 52,22 m is deze doorbuiging acceptabel, $y = \frac{1}{835} l$.

De doorbuiging van de uiteinden kan op dezelfde wijze berekend worden.



Deze zakking wordt gegeven door

$$y = \frac{q l^4}{8 EI}$$
$$y = \frac{276,3 \times 21390^4}{8 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 4075 \cdot 10^8}$$
$$= 84 \text{ mm.}$$

Deze doorbuiging is vrij groot, ten opzichte van de lengte van 21,39 m geldt $y = \frac{1}{255} l$.

Het is niet wenselijk dat bij een gerealiseerde constructie het golvend verloop van de hoofdligger zichtbaar wordt. Maatregelen om dit te voorkomen zijn:

- correctie van de te verwachten doorbuiging door het geven van een negatieve zeeg. Dit is bij deze variërende buigingsvorm en grote afmetingen moeilijk.
- Verhogen van de stijfheid van de ligger. De mogelijkheid van integratie van de ligger met de zijwand van de bak is al genoemd.

Over het wenselijk zijn van maatregelen kan hier geen oordeel worden gegeven.

De constructie van de bak is hiermee doorgerekend, een afbeelding van het resultaat geeft tekening 3.

3.5 Gewicht van de bak

Het gewicht van de bak is nu eenvoudig te berekenen, vanuit de belasting op een hoofdligger, inclusief het eigen gewicht.

Bij 3,50 m waterdiepte

$$\begin{aligned}q &= 237 + 14,5 \\ &= 251,5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Totale lengte waarover dit berekend moet worden is de lengte van beide hoofdliggers samen

$$\begin{aligned}l &= 2 \times 95 \\ &= 190 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Dit geeft } F &= 190 \times 251,5 \\ &= 47.785 \text{ kN}\end{aligned}$$

Het aandeel van het watergewicht hierin is

$$\begin{aligned}F_w &= 95 \times 12,4 \times 3,50 \times 10 \\ &= 41.230 \text{ kN}\end{aligned}$$

Het gewicht van de bak is dan

$$\begin{aligned}G &= 47.785 - 41.230 \\ &= 6555 \text{ kN.}\end{aligned}$$

Dit is het gewicht van de kale bak zoals deze in het voorgaande berekend is, zonder deuren, bevestigingsconstructies voor kabels en alle overige delen. Het totaalgewicht van de complete bak zal dus hoger zijn.

In een uiteindelijke bakconstructie moet ook rekening worden gehouden met verbindingen tussen de delen en verstijvingen tegen knik en plooi, dit geeft een constructietoeslag, welke nu nog niet te geven is, maar ook het bakgewicht vergroot.

De oorspronkelijke schatting voor het totaalgewicht van de bak bedraagt 1800 ton of 18.000 kN. Het verschil tussen deze schatting en het gevonden gewicht is zo groot dat niet verwacht wordt dat het geschatte gewicht gehaald wordt, de schatting is te hoog.

De oorzaak van de hoge schatting is waarschijnlijk dat de gerealiseerde projecten die als basis voor de schatting hebben gediend al jaren geleden gebouwd zijn en door

oudere materialen, technieken en berekeningsmethoden zwaarder zijn uitgevallen. Dat met de huidige middelen lichter kan worden gebouwd dan vroeger kan worden geïllustreerd met enkele vergelijkbare gegevens van de lift bij Lüneburg (West-Duitsland) welke in 1975 in gebruik genomen is.

Deze lift is iets groter dan de lift voor Panheel, de nuttige baklengte is 100 m, en de totale lengte 108 m. Totaal gewicht water + bak is 5800 ton.

De nuttige waterinhoud weegt $100 \times 12 \times 3,5 = 4200$ ton dan blijft over 1600 ton.

Als de volledige lengte in rekening wordt gebracht weegt het water

$$108 \times 12 \times 3,5 = 4540 \text{ ton of } 45.400 \text{ kN.}$$

Dan blijft over voor de bak

$$58.000 - 45.400 = 12.600 \text{ kN.}$$

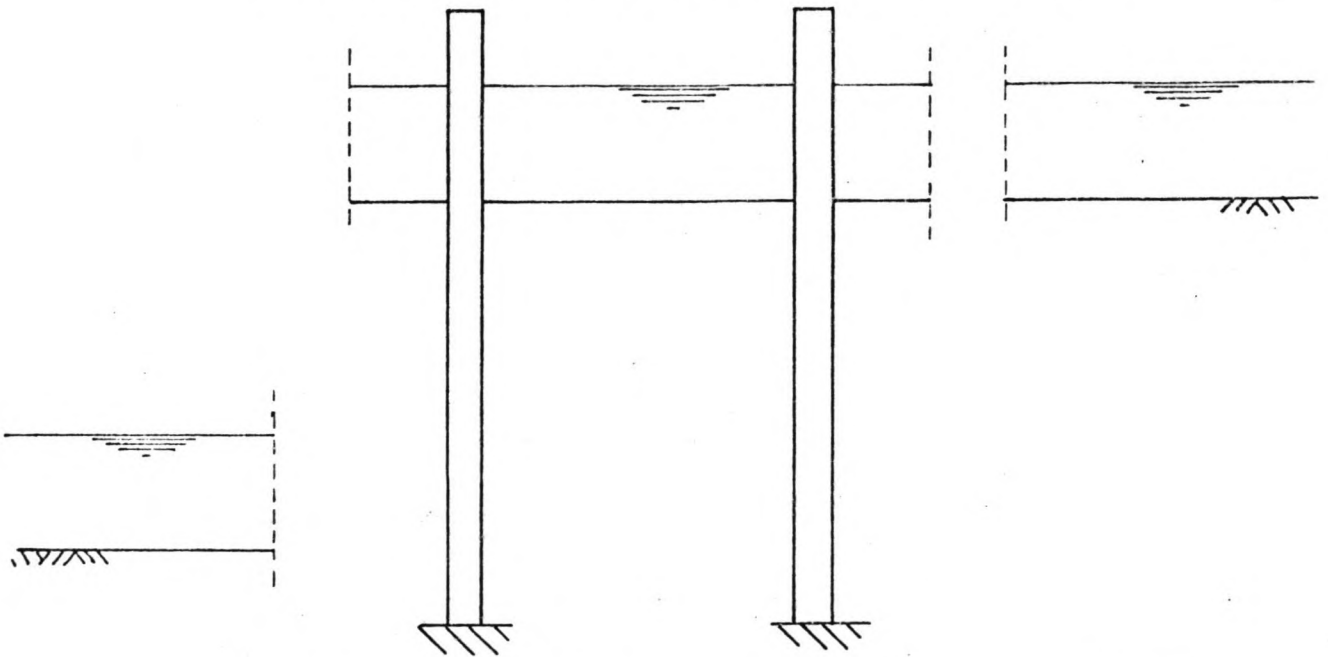
Doordat de bak lichter uitvalt dan de oorspronkelijke schatting kan ook het contragewicht lichter gemaakt worden. Het lichter worden van het contragewicht heeft invloed op:

- de afmetingen ervan, deze zullen aangepast moeten worden, wat echter geen grote wijzigingen met zich brengt,
- de dimensionering van de draagkabels, het verminderde totaal gewicht betekent een evenredige afname van de totaal benodigde spankracht,
- de loopweerstand van de kabels, deze is evenredig met de totale spankracht.

De totale belasting op de draagtoeren neemt ook af, zowel de gewichtsverlaging van de bak als die van het contragewicht heeft hier effect.

4. VERBINDINGEN TUSSEN DE DELEN VAN DE VAARWEG

In de voorgaande hoofdstukken is de opzet van de scheeps-
lift tamelijk uitgebreid behandeld voor wat betreft de
beweegbare bak met zijn draagconstructie en bewegings-
inrichting. Deze constructie werd zelfstandig beschouwd,
wat geen volledig beeld geeft. Een scheepslift kan, net
als elk ander kunstwerk voor verkeersafwikkeling, slechts
functioneren in verbinding met andere delen van de verkeers-
weg. In dit geval komt dat neer op een verbinding met
twee kanaalpanden, het bovenpand en het benedenpand.
Aan deze verbindingen worden een aantal eisen gesteld
voor het goed functioneren van het kunstwerk.
Opgemerkt wordt dat ook de deuren van de bak hier beschouwd
worden, in het voorgaande is een bak behandeld die bestaat
uit een U-vormige goot, zonder afsluitingen.
De stand van zaken kan als volgt geschetst worden.



De uit te werken verbindingen moeten aan een aantal eisen
voldoen, waarvan nu een opsomming volgt.

- hoogwaterkering voor het benedenpand
- niveau in bak en pand voor verbinding moet precies gelijk
zijn
- aanpassend aan variërend waterpeil op de kanaalpanden
- voldoende speling tussen de bak en de hoofden om de

- verticale beweging van de bak mogelijk te maken
- overbrengen van benodigde en/of afleiden van optredende krachten
- minimaal waterverlies tussen dubbele deuren
- lekvrije verbinding tussen bak en kanaal
- lekvrije afsluitingen van bak en kanaal
- zo min mogelijk hinder voor de scheepvaart
- waterdichte aansluiting op het waterdicht beklede bovenpand
- handhaven van de bestaande weg, deze zal de constructie kruisen nabij een van de hoofden.

Bij deze verbindingen wordt ook begrepen de vormgeving van de beëindigingen van de kanaalpanden, dat wil zeggen de gehele constructie vanaf de in de grond gegraven kanaalpanden tot aan de deur.

In dit geheel van verbindingen kan een tweedeling worden gemaakt tussen

1. de verbinding tussen bak en kanaal in de onmiddellijke nabijheid van de overgang tussen beide, bestaande uit deuren en afdichtingen. Hierin wordt ook begrepen een tweede deur in het bovenpand als noodkering.
2. de beëindigingen van de kanaalpanden, vanaf het in de grond gegraven kanaal tot aan de afsluitende deuren.

Deze gedeelten zullen na elkaar behandeld worden. In het eerste deel is de aandacht gericht op afsluitingen, afdichtingen, deuren en dergelijke, in het tweede deel komen de door de situatie ter plaatse opgelegde eisen aan de orde, zoals variërende waterstanden en terreinligging. Daar wordt ook gekeken naar de vergrendeling van de bak op de gewenste hoogten.

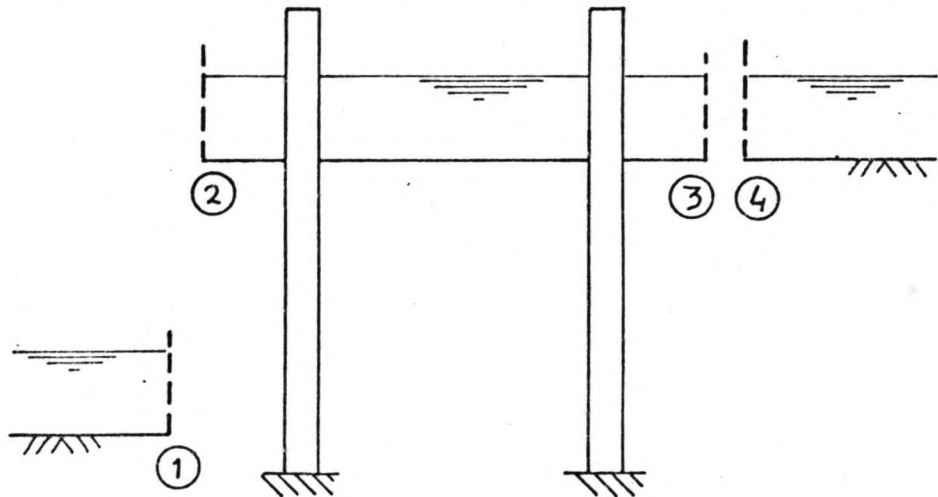
4.1. De verbindingen

Voor de uitwerking van het eerste deel, de verbindingen, wordt ervan uitgegaan dat het waterniveau in bak en kanaal-pand ongeveer gelijk is, de afwijkingen blijven beperkt tot een orde van 10 cm. Het aanpassen aan grotere verschillen

komt in het tweede deel aan de orde. Dit eerste deel beschouwt dan de verbindingen en afsluitingen tussen bak en kanaalpand, zoals deze tijdens het normale bedrijf gewenst zijn. Om hier een overzicht van te krijgen wordt een bedrijfscyclus van de bak geanalyseerd.

Als beginsituatie wordt genomen de bak in bovenste stand, gereed voor de reis naar beneden.

In deze situatie geldt dat op alle vier de genummerde plaatsen het afsluitmiddel de stand 'dicht' heeft en er



geen verbindingen zijn tussen de bak en een kanaalpand.

- Bak reist naar beneden en stopt op de juiste hoogte. Hier zijn bewegingsinstallatie, geleiding en grendels in het geding, in de verbindingen is nog niets veranderd.
- De verbindingen met het benedenpand worden gemaakt. Daarvoor moet eerst een waterdichte verbinding (1) - (2) gemaakt worden. Daarna kunnen de deuren (1) en (2) in de stand 'open' gezet worden.
- Tijdens het bestaan van de verbinding vindt scheepvaart plaats, er varen schepen uit en in de bak. Er verandert niets in de verbindingen. Deze fase is afgelopen als het laatste schip op zijn plaats in de bak ligt.
- De verbinding bak-pand wordt weer verbroken. Allereerst worden de deuren (1) en (2) weer 'dicht' gezet. Pas daarna kan de waterdicht verbinding (1) - (2) verbroken worden. Op dit moment zal de hoeveelheid water tussen de deuren (1) en (2) vrij komen en neervallen. Dit is

verlieswater.

- De bak is klaar voor de reis naar boven.

Vanaf hier wordt het bovenstaande proces herhaald zij het met de deuren (3) en (4). Daarna is de cyclus gesloten.

Er zijn in essentie slechts twee activiteiten te onderscheiden, welke beide noodzakelijk zijn en niet tegelijkertijd mogen voorkomen.

1. het aanleggen of verbreken van een waterdichte verbinding tussen bak en kanaalwand,
2. het veranderen van de stand van de afsluitmiddelen van 'open' naar 'dicht' en omgekeerd.

Daarbij moet rekening worden gehouden met geringe stromingen van water.

Voor de uitwerking van deze aansluitingen kan gebruik worden gemaakt van de oplossingen zoals die in het verleden zijn aangewend bij al gerealiseerde constructies, welke ook in de literatuur terug te vinden zijn.

De oplossingen welke gebruikt zijn bij de lift te Henrichenburg (1962, lit 2), het hellend vlak te Ronnières (1965, lit 10) en de lift te Lüneburg (1975, lit 4 en 8) vertonen veel overeenkomsten. Uit het feit dat in alle gevallen de zelfde oplossing gekozen is mag worden geconcludeerd dat deze oplossing voldoet. Het is dan ook aan te bevelen om, eventueel na inwinnen van nadere informatie over de bedrijfservaringen, een zelfde oplossing te kiezen in dit geval.

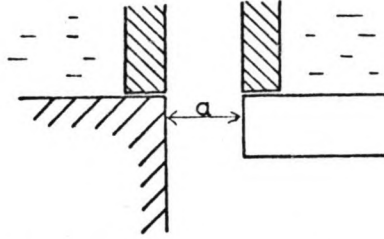
In de volgende uitwerking wordt in volgorde van voorkomen aan de diverse aspecten aandacht geschonken.

Begonnen wordt met het maken van een waterdichte verbinding tussen de bak en het wand, waarbij ervan wordt uitgegaan dat op de bak werkende krachten niet via deze verbinding afgedragen behoeven te worden. Na de verbinding moet de tussenruimte gevuld worden met water, waarbij wijzigingen optreden in het verloop van horizontale hydrostatische krachten. In deze fase wordt ook het

niveau in bak en pand precies gelijk gemaakt. Daarop worden de deuren geopend, waarvoor een hefinstallatie nodig is en nog wat attributen.

4.1.1. Waterdicht verbinden

De uitgangssituatie is:



De afstand a tussen de bak en het kanaalpand is noodzakelijk om een vrije beweging van de bak mogelijk te maken. Deze afstand is afhankelijk van:

- de toleranties in de verticale geleiding van de bak
- oneffenheden in de tegen elkaar aan te sluiten oppervlakken
- lengteveranderingen van de bak
- verplaatsingen van de landhoofden, ook op lange termijn.

Voor lengteverandering van de bak moet allereerst gedacht worden aan temperatuurvariaties. De variatie van baktemperatuur wordt gedempt door de aanwezigheid van de watermassa. De delen van de bak welke in direct contact staan met de watermassa zullen dezelfde temperatuur hebben als het water, terwijl verder verwijderde delen een meer extreme temperatuur kunnen aannemen.

Het effect van de aanwezigheid van het water is dat snelle (dagelijkse) temperatuurvariaties niet gevolgd worden, de langzamere seizoenesvariatie echter wel.

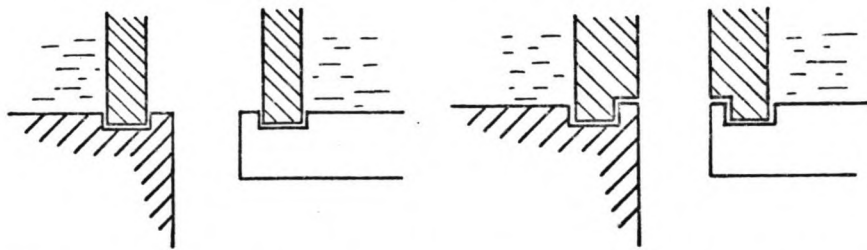
De lengteverandering wordt nu berekend bij een gelijkmatige temperatuurvariatie van 20°C . De uitzettingscoëfficiënt van staal is $= 12 \cdot 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$

$$\begin{aligned}\Delta l &= l \cdot \Delta T \cdot \alpha \\ &= 95.000 \times 20 \times 12 \cdot 10^{-6} \\ &= 22,8 \text{ mm.}\end{aligned}$$

Het effect van aan- of afwezigheid van grote horizontale krachten in de bak is gering, een berekening voor de hydrostatische waterdruk op de deuren komt uit op 1,4 mm. Over de tolerantie in de verticale geleidingen is nog niets bekend, omdat over het ontwerp van deze geleiding nog niets bekend is. Aangenomen werd wel dat via deze geleiding, ter plaatse van de draagtorens alle optredende horizontale krachten afgeleid worden. Dit gaat noodzakelijk gepaard met vervormingen en dus verplaatsing van de bak. Verder moet terdege rekening worden gehouden met zettingen van constructiedelen, met name de draagtorens en de hoofden, de invloeden hiervan kunnen makkelijk centimeters bedragen.

Voor de afstand a is dus nog geen getal te geven. Wel is de ordegrrootte af te leiden uit de andere twee liften welke welke als voorbeeld dienen. De waarden van a zijn daar 10 en 30 cm.

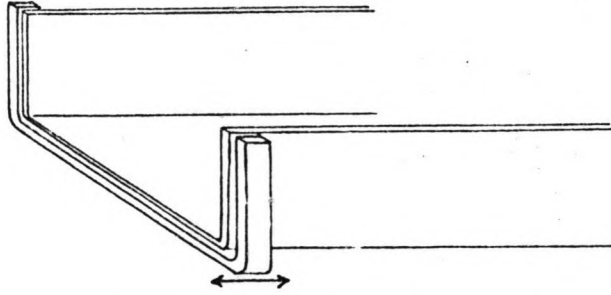
Hierbij moet opgemerkt worden dat de afstand a in de schets getekend is als gelijk voor de deur zelf en voor de randen van de verbinding. Er moet echter rekening worden gehouden met een aanslagconstructie voor de deur welke een kleinere afstand a kent dan de deur zelf. Dit is



weer te ondervangen door de vorm van de buitenkant van de deur aan te passen.

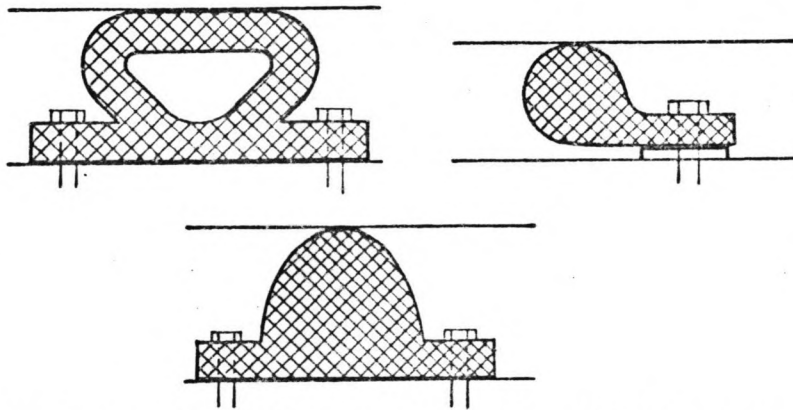
Gevraagd wordt dus om een waterdichte verbinding te vormen tussen bak en hoofd waarbij de gegeven afstand moet worden overbrugd.

Om hieraan te voldoen wordt gebruik gemaakt van een U-vormig frame wat horizontaal beweegbaar aan het eind van de bak is bevestigd. Op dit frame is, eveneens U-vormig, een rubberprofiel bevestigd wat tegen een aanslag

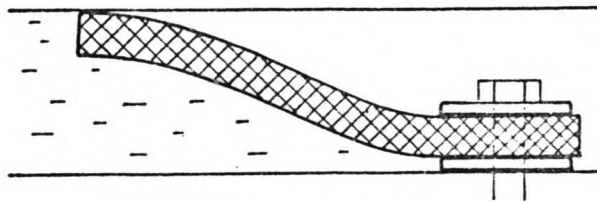


wordt gedrukt welke zich aan het kanaalpand bevindt. Als alternatieven hiervoor kan ook gedacht worden aan het bevestigen van het bewegende frame aan het landhoofd, of aan het horizontaal bewegen van de gehele bak. Dit laatste zal veel moeilijkheden geven.

Voor het rubberprofiel zijn twee typen in gebruik.

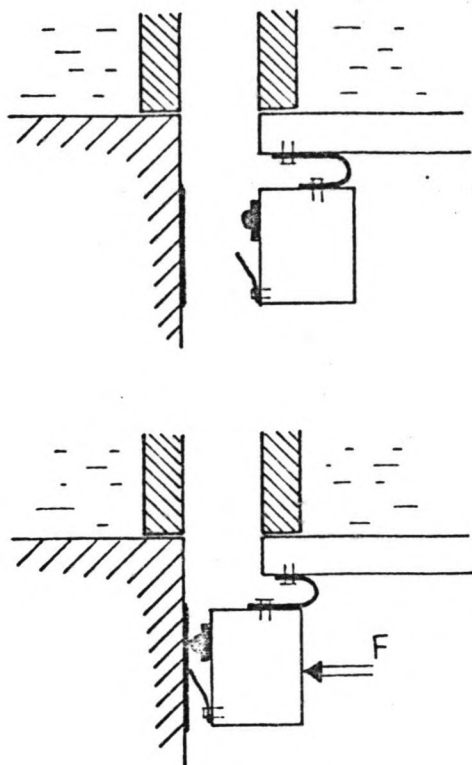


1. Profielen die afdichten door het aanbrengen van een mechanische drukkracht.



2. Profielen die afdichten door de eenzijdig aanwezige waterdruk.

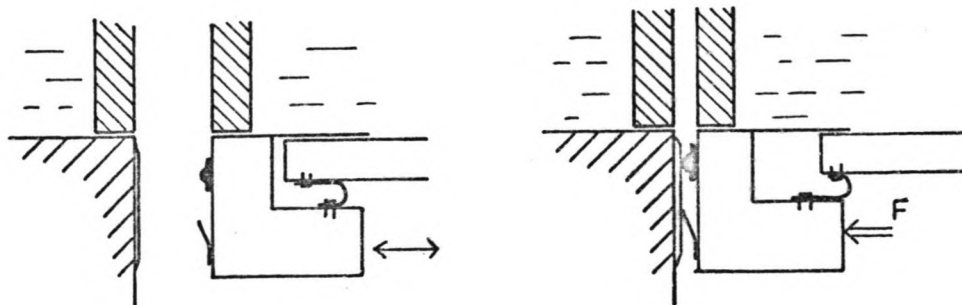
In de bekende gevallen worden telkens beide typen naast elkaar gebruikt, waarvan er dan één als reservekering bedoeld is. Deze opzet wordt ook hier aangehouden. Het is zonder bezwaar mogelijk om de plaats van rubberstrippen en aanslag om te wisselen, als dat voor de bereikbaarheid bij montage en onderhoud gunstiger is.



De verbinding tussen het frame en de bak wordt gevormd door een U-vormig rubberprofiel wat de beweging toelaat en bestand is tegen de optredende hydrostatische druk. Mogelijk is ook hier een reserve vereist, deze afsluiting wordt vaak heen en weer bewogen en kan kwetsbaar zijn.

Met het aandrukken van dit frame is de gewenste waterdichte verbinding tussen bak en kanaal gevormd. Er zijn echter twee alternatieve mogelijkheden.

1. Zoals hier getekend, de aanwezige opening wordt afgesloten terwijl er verder niets verandert. Dit is een vrij eenvoudige constructie en de rubberafdichtingen worden slechts door de waterdruk belast als de verbinding bak-kanaal aanwezig is.
2. De deur van de bak en de afdichting bewegen gezamenlijk.



Dit is een meer ingewikkelde constructie, terwijl ook de afdichting tussen frame en bak nu voortdurend door de waterdruk belast wordt. Het voordeel van deze constructie is echter dat het volume tussen de deuren van bak en pand klein gemaakt kan worden zodat minder water verloren gaat. Het voordeel kan ook anders gezien worden, de al eerder genoemde afstand a kan groter gehouden worden, wat meer constructieve vrijheid geeft bij de verticale geleiding. Deze constructie is toegepast bij de lift te Lüneburg, welke een verval van 38 m overbrugt. De afstand tussen de daar gebruikte hefdeuren wordt zo verkleind van 30 tot 5 cm.

Een nadeel is dat de kracht om het frame naar de bak terug te bewegen groot is, de waterdruk werkt tegen. Hier wordt gekozen voor de eerste mogelijkheid, welke veel eenvoudiger en dus goedkoper is. Het wordt mogelijk geacht om een afstand a tussen bak en pand aan te houden van 10 cm of kleiner, waarbij dan deze ruimte voor het overgrote deel beschikbaar is als speelruimte voor de verticale geleiding.

Als er van uit mag worden gegaan dat de afwijking van een zuiver verticale beweging door scheefstand evenredig is met de hoogte van de verticale beweging spreekt de verhouding van de hefhoogten te Lüneburg en te Panheel, 38 : 8, een duidelijke taal.

De constructie wordt zo uitgewerkt dat het U-vormige frame door middel van klauwen tegen het hoofd getrokken wordt. Het vervormbare rubberprofiel tussen bak en frame krijgt zodanige vervormingsmogelijkheden dat geen krachten tussen bak en hoofd overgedragen worden. Het einde van de bak zweeft dan min of meer vrij en het horizontaal of verticaal bewegen van de bak heeft geen invloed op de waterdichtheid van de verbinding.

4.1.2 Vullen van de ruimte tussen de deuren

Na het vormen van de waterdichte verbinding kan de doorvaartopening tussen bak en kanaal vrijgemaakt worden. Daarvoor wordt eerst water toegelaten in de ruimte tussen de twee deuren, of zoals ze eerder genoemd werden afsluitmiddelen.

In het begin van dit hoofdstuk is gezegd dat hier wordt uitgegaan van gelijke waterniveau's in bak en pand.

In de praktijk kan dat betekenen dat er een gering niveauverschil aanwezig is. Dit kan ook in deze fase van de schutcyclus verdwijnen. Hiervoor zijn verschillende mogelijkheden:

- het een klein beetje openen van één of twee deuren
Dit vereist deuren die geopend kunnen worden bij eenzijdige waterdruk. Hierop wordt bij de deurconstructie teruggekomen.
- via aparte stroomkanalen om de deuren heen
- via schuiven in de deuren.

De methode met riolen buiten de deuren om heeft als nadeel dat meer ruimte vereist is binnen het afdichtingsprofiel, daarentegen is de inbouw van schuiven en bedieningsmechanismen in dergelijke riolen eenvoudig. Schuiven in de deuren vergen minder ruimte, de schuiven zelf en hun bedieningsinstallatie moeten echter wel met de deur mee kunnen bewegen.

Bij beide oplossingen met schuiven kan de afmeting van de doorstroomopening gering blijven ten opzichte van de afmetingen van de deuren, omdat het debiet gering is. De grootte van het debiet is afhankelijk van de nadere uitwerking van het scheepsliftontwerp, het is echter goed mogelijk om de te verwachten ordegrootte aan de geven van de kenmerkende getallen.

Bij vullen van de ruimte tussen de deuren:

Te vullen volume:

oppervlak binnen afdichting x afstand deuren

oppervlak: neem aan de zijkanten 40 cm buiten de

doorvaartopeningen, in verband met de ruimte voor stroomopeningen, en aan de onderzijde 20 cm.

$$(12,40 + 2 \times 0,40) \times (3,50 + 0,20)$$

$$= 13,2 \times 3,7$$

$$= 48,8 \text{ m}^2$$

afstand tussen de deuren: geschat op 10 cm

$$\text{te vullen volume } V = 48,8 \times 0,1$$

$$= 4,9 \text{ m}^3$$

Voor vullen beschikbare tijd:

deze is een onderdeel van de schutcyclus en heeft dus rechtstreeks invloed op de cyclusduur. Een korte tijd is dus gewenst, waarbij de te maken kosten een grens stellen.

Het bepalen van de, in relatie tot de kosten, optimale tijd is een apart probleem. Geschat wordt hier 30 sec. Deze tijd heeft een geringe invloed op de totale cyclusduur welke in het vooronderzoek is bepaald op 24 min.

Gemiddeld debiet:

$$q = \frac{4,9}{30} = 0,16 \text{ m}^3/\text{s}$$

Het volproces bestaat uit twee fasen:

- zolang de vulopening nog boven water is blijft het debiet constant, dit debiet wordt bepaald door het verval en dus door de hoogte van de schuif.
- als de vulopening onder water verdwijnt neemt de stroomsnelheid af van v_{\max} tot nul.

De bepaling van het verloop van het debiet is met behulp van de vloeistofmechanica eenvoudig uit te voeren als de volgende gegevens bekend zijn

- hoogte van de vulopening
- oppervlak doorstroomopening.

Daarnaast is ook de tijd voor heffen van de afsluitende schuif van belang.

De hoogte van de vulopening bepaalt de maximale stroomsnelheid v_{\max} welke op kan treden.

De grootst mogelijke waarde voor v_{\max} wordt bereikt bij een verval van 3,5 m.

$$\frac{v_{\max}^2}{2g} = 3,5$$

$$v_{\max} = \sqrt{3,5 \times 2 \times 10} = 8,4 \text{ m/s.}$$

Dit is een zeer hoge stroomsnelheid, het maximale verval kan beperkt worden. Bij een verval van 1,5 m geldt

$$v_{\max} = \sqrt{1,5 \times 2 \times 10} = 5,4 \text{ m/s.}$$

Het oppervlak van de doorstroomopening bepaalt samen met de stroomsnelheid het debiet.

Als voor het vullen het gedeelte onder de schuif van een index 1 wordt voorzien en het resterende deel van een 2, wordt de totale vultijd gegeven door

$$t = \frac{1}{2} \text{ schuifopeningstijd} + \frac{v_1}{q_{\max}} + \frac{2 v_2}{q_{\max}}$$

waarbij v_1 en v_2 samen het totale volume van $4,9 \text{ m}^3$ opleveren.

De diverse parameters kunnen nu zo berekend worden dat de gevraagde vultijd gehaald wordt, of zo goed mogelijk wordt benaderd.

Voor het gelijk maken van het waterniveau in bak en pand ligt de zaak ongunstiger doordat

- a. het benodigde totale debiet groter is en
- b. de maximale stroomsnelheid gering is.

- a. Bij een maximale ongelijkheid van 10 cm is het totale volume dat nodig is:

$$\begin{aligned} V &= 95 \times 12,4 \times 0,1 \\ &= 118 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- b. $v_{\max} = \sqrt{0,1 \times 2 \times 10} = 1,4 \text{ m/s.}$

Om de totale hier benodigde tijd hier beperkt te houden zal een groot oppervlak van de stroomopeningen nodig zijn.

De vultijd wordt hier gegeven door

$$t = \frac{1}{2} \text{ schuifheftijd} + \frac{2 V}{q_{\max}} .$$

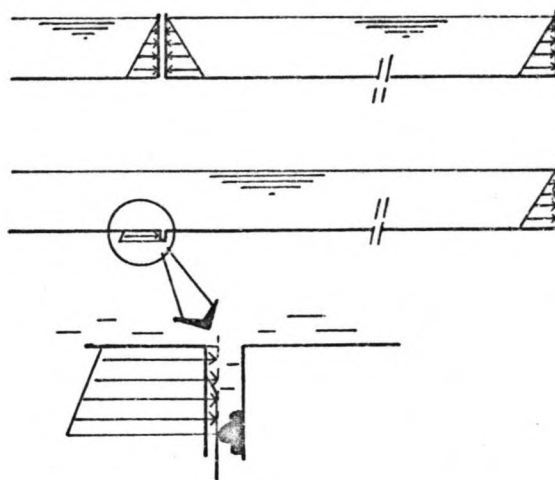
Door de geringe stroomsnelheid en het geringe verval kan overwogen worden het gelijkmaken van het niveau te doen geschieden door het heffen van de deuren onder verval. Dit is mogelijk bij deze waarde van het verval. Aandacht moet wel besteed worden aan het geleiden van de vulstroom in de bak zodanig dat de afgemeerde schepen er geringe hinder van ondervinden. Dit probleem treedt op zowel bij toepassing van (grote) schuiven als bij het heffen van de deuren. De beste oplossing volgt bij laaggeplaatste schuiven of heffen van de deuren, de vulstroom loopt dan onder de aanwezige schepen door. Hooggeplaatste schuiven zijn om deze reden ongewenst.

Op de bepaling van stroomsnelheden en openingen wordt verder niet ingegaan.

De keuze tussen de drie gegeven alternatieven voor de waterstroom kan hier niet gemaakt worden. Voor het maken van deze keuze dienen de oplossingen verder uitgewerkt te worden, waarna de kosten bepaald en vergeleken kunnen worden. Tenzij belangrijke verschillen in veiligheid of bedrijfszekerheid optreden zal het kostenaspect de doorslag geven.

Bij de te maken tekeningen zal worden uitgegaan van het gebruik van schuiven in de deuren, deze oplossing heeft het minste gevolgen voor de uitvoering van de rest van de constructie.

Tijdens het vullen van de ruimte tussen de deuren met water treedt er een wijziging op in het verloop van de horizontale krachten welke veroorzaakt worden door de hydrostatische waterdruk.

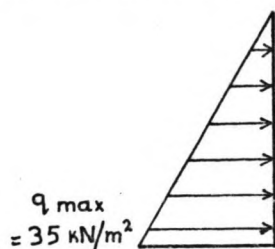


Bij gesloten deuren heffen de resultanten van de hydrostatische druk op de beide deuren van de bak elkaar op, terwijl op de gesloten deur van het kanaalpand deze hydrostatische druk eenzijdig werkt.

Door het vullen van de tussenruimte treedt aan beide zijden van de betreffende deuren dezelfde druk op, wat voor wat de bak betreft hetzelfde effect heeft als een toegevoegde kracht welke één kant op werkt. Deze kracht werkt op het hele oppervlak van de verbinding binnen de afdichting. Het openen van de deuren verandert niets meer aan deze krachtwerking omdat de krachten tegen de beide zijden van een deur gelijk van grootte en tegen-

gesteld gericht zijn.

De grootte van de kracht is aanzienlijk, tegen een deur van 12 x 3,5 m is dit bijvoorbeeld al

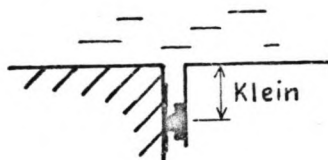


$$F = 12 \times 3,5 \times \frac{1}{2} \times 3,5 \\ = 735 \text{ kN}$$

De werkelijk optredende kracht is groter, het oppervlak is groter door de bijdrage van het natte deel van de voegconstructie.

De kracht moet worden opgenomen door de verticale geleiding van de bak, of door de al eerder genoemde grendelconstructie. De afdichting moet zodanig uitgewerkt worden, voorzien van borgen bijvoorbeeld, dat deze door de optredende kracht niet ontlast wordt, waardoor de waterdichtheid verloren zou kunnen gaan.

Ter beperking van de totale kracht is het gewenst de rubber afdichting dicht bij de vrije opening te monteren.



4.1.3 Afsluitmiddelen

Als afsluitmiddelen worden hefdeuren gebruikt, met de vlakke beplating aan de buitenzijde om het waterverlies te beperken. Dit is een algemene regel bij lift- en hellingconstructies zoals deze scheepslift. Een uitzondering hierop wordt gevormd door de scheepslift te Henrichenburg, waar segmentdeuren zijn gebruikt die in de "open" stand in de bodem van de bak draaien. Deze constructie werd gekozen omdat de bij hefdeuren onvermijdelijke heftorens ongewenst waren.

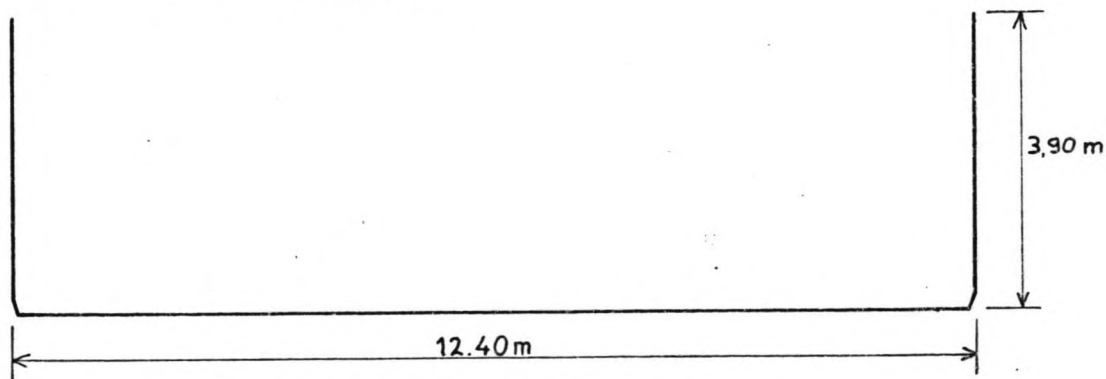
Het gebruikelijk systeem voor het heffen van de deuren is een hefinstallatie op de deur van het kanaalband, die ook de deur van de bak heft, dit geheel weer uit-

gebalanceerd. Voor het uitbalanceren van een hefdeur geldt dat het contragewicht lichter moet zijn dan de deur, dit om het sluiten van de deur mogelijk te maken, ook als er onverwachte extra weerstanden optreden in de geleidingen. Verder mogen in een dergelijke deur geen luchtkasten ingebouwd worden, omdat deze door hun opdrijvend vermogen de voor sluiten beschikbare kracht verkleinen.

Constructie van de deur

De constructie van de deuren kan afgeleid worden uit de taak: het afsluiten van een U-vormige opening. Er zijn vier gelijkvormige openingen af te sluiten, één in het benedenhoofd, beide einden van de bak en het bovenhoofd. Hiervoor kunnen vier dezelfde deuren gebruikt worden, wat voordelig is in ontwerp en constructie. Tevens is één reservedeur voldoende. Er wordt nog een vijfde deur toegepast in het bovenhoofd als noodkering, hierop wordt later teruggekomen.

De af te sluiten opening is



Van deze opening liggen breedte en hoogte vast, de vormgeving op de hoekpunten kan enigszins gewijzigd worden als dat gunstiger is voor de vorm van de afdichting. De belasting op de deuren wordt gevormd door het eigen gewicht, verticaal gericht, en door de horizontale waterdruk van ongeveer 750 kN. Deze krachten moeten door de randen van de deur afgeleid worden op de bakconstructie.

Voor de grootte van het eigengewicht wordt een eerste schatting gemaakt, afgeleid uit het gewicht per m^2 van de bak zoals deze in het voorgaande is berekend.

Totaal oppervlak van de bakhuid is ongeveer

$$\begin{aligned} A &= (12,4 + 2 \times 3,9) \times 95 \\ &= 1919 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Het totale gewicht daarbij behorend is 6555 kN.

$$\text{Dit betekent } \frac{6555}{1919} = 3,4 \text{ kN/m}^2.$$

Voor een deur van $12,4 \times 3,9$ m is dan het gewicht

$$\begin{aligned} G &= 12,4 \times 3,9 \times 3,4 \\ &= 164 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Omdat ervan wordt uitgegaan dat in de deur schuiven zijn opgenomen wordt dit gewicht naar boven afgerond op 200 kN.

Uit deze schatting van het eigen gewicht van de deur blijkt dat de horizontale hydrostatische belasting de belangrijkste belasting is. Deze zal dan ook voornamelijk beschouwd worden. De afleiding van deze belasting uit de deur naar de bak kan op twee manieren gebeuren:

1. naar de twee zijwanden. Dit geeft een eenvoudige constructie van de deur als tweezijdig opgelegde plaat. Een probleem wordt hier echter gevormd door de waterdichte afdichting aan de onderkant van de deur. Deze moet in staat zijn een horizontale verplaatsing mee te maken, waterdicht blijven en ook niet teveel slijten. Voor de horizontale verplaatsing kan gedacht worden aan een getal in de orde van $1/500$ van de overspanning. Dit komt neer op $1/500 \times 12400 = 25$ mm. Dit wijst op een ingewikkelde afdichtingsconstructie, temeer daar ook het eigengewicht ergens opgenomen moet worden.

De constructie van een dergelijke deur is ook onnodig zwaar.

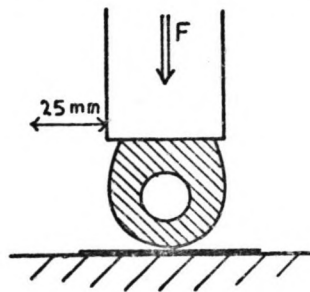
2. afleiding naar de wanden en de bodem, driezijdige oplegging. De constructieberekeningen voor zo'n deur zijn ingewikkelder, er moet rekening worden

opmerking

In tegenstelling tot de hier gemaakte keuze is het in de praktijk gebruikelijk om een hefdeur van deze afmetingen aan twee zijden op te leggen.

Het bezwaar van de grote verplaatsing van de onderrand en de daaruit voortkomende beschadiging van het afdichtingsprofiel is van geen invloed omdat er afdichtingsprofielen zijn ontwikkeld welke de gegeven verplaatsing van 25 mm en nog meer kunnen ondergaan.

Een dergelijk profiel is hieronder getekend.



In het rubber kan een staalprofiel ingevulcaniseerd of een canvas-inlage aangebracht worden waardoor het profiel goed bestand is tegen horizontale verplaatsingen. In verticale zin wordt dit profiel aangedrukt door een verschil in gewicht van de hefdeur en het contragewicht. De aanslag wordt wel van roestvrij staal gemaakt wat door het gladde oppervlak een horizontale verplaatsing van het profiel makkelijk maakt.

gehouden met het gevaar van opbuigen in de benedenhoeken waardoor lekkage kan optreden.

De constructie kan echter lichter uitgevoerd worden dan in het eerste geval.

De afdichting kan nu aan alle zijden worden verzorgd door een op druk belast rubberprofiel.

De keuze tussen een constructie als tweezijdig opgelegde of als driezijdig opgelegde plaat hangt uiteindelijk weer af van de totale kosten, er zijn echter wel argumenten voor en tegen beide te geven.

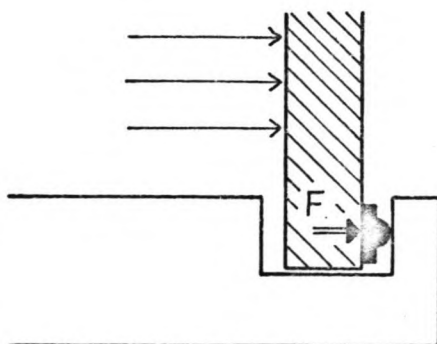
- Een tweezijdig opgelegde deur is eenvoudig te berekenen en te construeren, echter ook zwaarder door een ongunstiger afdracht van belastingen. Een probleem is gelegen in de afdichting van de onderkant, deze moet een grote vervormingscapaciteit hebben.
- Een driezijdig opgelegde deur is moeilijker te berekenen en te construeren, kan echter lichter uitgevoerd worden door een economischer belastingoverbrenging. De afdichting van de onderregel kan eenvoudig tot stand komen, er moet echter gewaakt worden voor opbuiging in de hoeken waardoor lekkage kan optreden. Ook moet erop gelet worden dat bij gebruik van een afdrakinrichting bij eenzijdige waterdruk het midden van de onderkant van de deur vrijkomt van de aanslag.

Gekozen wordt voor driezijdige oplegging, de afdichting is dan eenvoudig en de deur licht van gewicht.

Bij gebruik van schuiven in de deuren is ook het bezwaar van niet losdrukken van de onderrand niet aanwezig.

Afdichting

De waterdichte afsluiting kan weer worden verkregen door middel van rubber profielen, welke door de gelijkgerichte krachten over alle drie zijden kunnen doorlopen. In verband met het overbrengen van de horizontale krachten wordt hier gekozen voor een profieltype wat afsluit door mechanische drukkracht.



de rubberstrip wordt op de deur gemonteerd, zodat deze boven water bereikbaar is voor controle en werkzaamheden.

Krachtoverdracht

Nagegaan dient nu te worden of alle optredende krachten via deze afdichtingsprofielen van de deur op de bak overgebracht kunnen worden.

Na het bepalen van de uitvoering van de krachtoverdracht wordt de deurconstructie behandeld.

Voor de optredende horizontale kracht is de vraag of het afdichtingsprofiel geschikt is om de gehele optredende kracht van ongeveer 750 kN over te dragen. Enige informatie over draagvermogen van rubber wordt gevonden in lit 17, over rubberopleggingen voor betonnen liggers. Daar worden waarden gevonden voor $\bar{\sigma}_v$ van 40 tot 150 kgf/cm². Het betreft hier echter rubber opgesloten tussen staalplaten op de vervorming te beperken en zo het draagvermogen te vergroten. Hier moet dus gerekend worden met lagere waarden dan 40 kgf/cm² ofwel 4 N/mm². Hoeveel lager is echter niet bekend.

Een berekening wordt nu gemaakt voor een waarde $\bar{\sigma} = 1 \text{ N/mm}^2$. Als zwaarste belasting wordt aangenomen een zodanige belasting op de onderrand dat niets afgeleid wordt naar de zijkanten.

Met deze aanname wordt getracht de situatie te benaderen op de zwaarst belaste plaats van de onderrand, in het midden. De belasting op het afsluitprofiel is namelijk niet gelijk over het hele profiel. In de hoeken is de kracht geringer, de kracht in het midden is groter dan het gemiddelde.

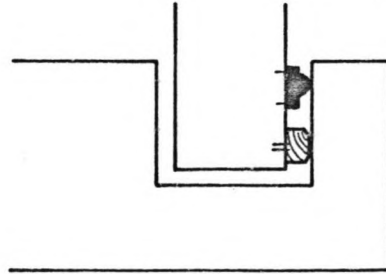
De belasting is dan $q = \frac{750}{12,4} = 60,5 \text{ kN/m'}$.

De voor het opnemen van deze kracht benodigde breedte van het rubberprofiel is dan

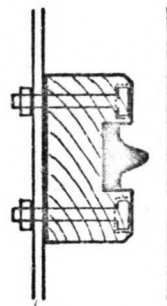
$$\begin{aligned} q &= \bar{\sigma} \cdot b \\ b &= \frac{q}{\bar{\sigma}} \quad \text{N/mm} \\ &= \frac{60,5}{1} = 60,5 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Een profiel met deze afmetingen behoort wel tot de mogelijkheden, de grondslagen van de berekening zijn echter te zwak om conclusies te kunnen trekken omtrent het wel of niet geschikt zijn van het rubberprofiel om de volledige belasting op te nemen.

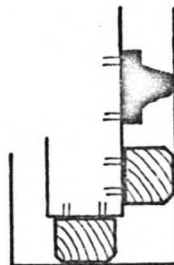
Het alternatief is een combinatie van een afdichtingsprofiel en een aanslag van harder materiaal, hout of staal.



Voor de deuren van de langshelling te Ronquières is de onderstaande constructie gebruikt, die in feite op hetzelfde principe stoelt.



De verticale gewichtskracht moet worden opgenomen door aanslagen waarop de deur rust. Deze aanslagen bepalen dan ook meteen de hoogte van de deur in "dicht"positie.



Bij het gebruik van aanslagen kan nog gekozen worden tussen doorlopende aanslagen met gelijkmatig verdeelde belastingen op puntopleggingen, waarbij de belastingen dus geconcentreerd worden.

Een gelijkmatige verdeling is gunstig voor het zwaarst

belaste punt, bij gebruik van oplegpunten en geconcentreerde belastingoverdracht is de constructie van de opleggingen veel eenvoudiger door de kleine afmetingen. Ook is de positie van de deur beter controleerbaar. Daar komt nog bij dat ook bij een gelijkmatig verdeelde oplegging piekspanningen kunnen optreden, door een steentje tussen de aanslagen bijvoorbeeld. De plaats van die spanningspieken is echter niet van tevoren te voorspellen.

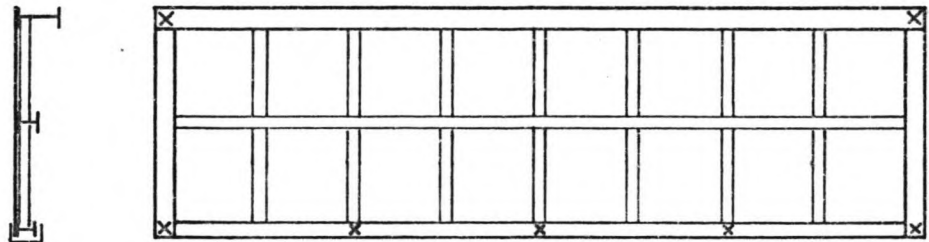
Al met al voldoende argumenten om te kiezen voor puntopleggingen verdeeld langs de omtrek.

Overzicht deurconstructie

Er is een wisselwerking tussen de deurconstructie en de krachtoverdracht naar de opleggingen.

In het voorgaande is gekozen voor krachtoverdracht via puntopleggingen.

De deurconstructie kan hieraan aangepast worden.



De bovenste horizontale ligger wordt vrij zwaar, de hierin geleide krachten worden afgeleid op de zijkanten, dit wijst op oplegpunten op deze plaats.

De onderregel kan licht uitgevoerd worden, verspreid over de lengte kunnen hier oplegpunten gemaakt worden.

De verticale liggers welke de plaatvelden steunen zijn opgelegd op beide horizontale liggers. Door de uitbuiing van de bovenste horizontale ligger zullen deze verticale liggers een geringe kantelende beweging maken.

Het aantal verticale en eventueel ook extra horizontale liggers volgt uit een constructieberekening.

Om opbuigen van de benedenhoeken te voorkomen mogen geen oplegpunten gemaakt worden op geringe afstand van deze hoekpunten.

Geleiding

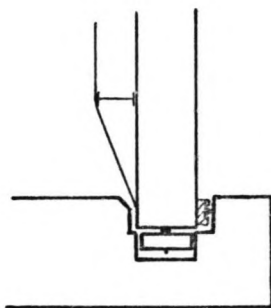
Bekend is nu hoe een deur aangekleed moet worden om in "dicht"stand zijn taak te vervullen. De deur moet echter ook bewegen.

Het grootste deel van het bewegingstraject van de deur is verticaal, hangend en vrij van de aanslagen om slijtage of beschadiging daaraan te voorkomen. Echter in de benedenstand moet de deur een geringe horizontale verplaatsing ondergaan om de waterdichte afsluiting mogelijk te maken. Omgekeerd moet bij het openen de deur een stukje horizontaal verplaatsen om vrij te kunnen bewegen.

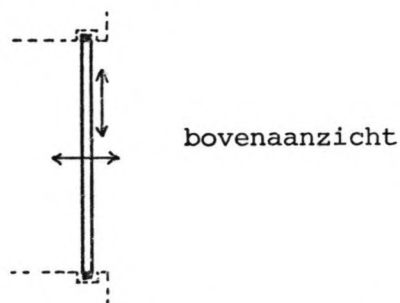
Deze bewegingsvorm wordt gerealiseerd door een geleidingsconstructie.

De geleidingsconstructie wordt opgebouwd uit een leibaan en loopwielen. De loopwielen worden als lichtste deel van de constructie aan de deur bevestigd terwijl de geleidebaan vast wordt opgesteld, waarbij het doorvaartprofiel niet mag worden verkleind.

Het aantal en de grootte van de loopwielen is een werktuigbouwkundig probleem, wat buiten het kader van deze studie valt. Als referentie wordt de praktijkoplossing van Ronquières gebruikt, die bestaat uit een loopwiel naast de deur. De geleidebaan kan in de hefconstructie



naar boven doorlopen, zodat ook boven water de deur geleid wordt. Deze geleiding is nodig om windbelastingen op te nemen en slingeringen tegen te gaan. De beweging moet daarbij gecontroleerd worden zowel loodrecht op als in het vlak van de deur.



Voor de windbelasting loodrecht op de deur kan een waarde worden gevonden uitgaande van een maximale windbelasting in bedrijf van $0,5 \text{ kN/m}^2$.

Voor het oppervlak van de deur moet bij de maat van de doorvaartopening een toeslag worden opgeteld die afhankelijk is van de vormgeving van de afdichting en wordt geschat op 20 cm.

$$\begin{aligned} \text{opp} &= (3,9 + 0,2) \times (12,4 + 2 \times 0,2) \\ &= 52,5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{windbelasting } F &= f \cdot a \\ &= 0,5 \cdot 10^3 \times 52,5 \\ &= 26 \text{ kN} \end{aligned}$$

Deze belasting kan worden beschouwd als gelijk verdeeld over de geleidingen aan beide zijden van de deur.

Voor het verkrijgen van de gewenste horizontale beweging kan de geleiding op de juiste hoogte een bocht krijgen, waarbij aangenomen wordt dat het op deze wijze mogelijk is om de deur met voldoende nauwkeurigheid op de juiste plaats te krijgen en ook weer te heffen. Ook kan een



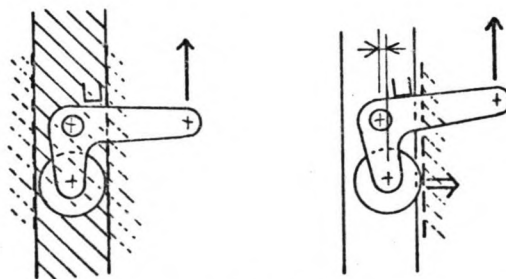
afdrukconstructie worden toegepast, zie hierna.

Heffen tegen waterdruk in

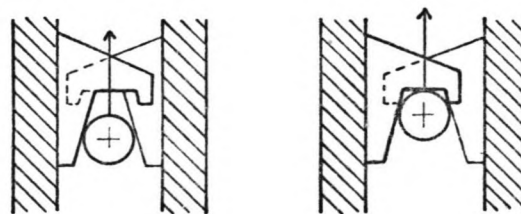
Al eerder is gezegd dat een mogelijkheid om de ruimte tussen de deuren te vullen en om het niveau aan beide zijden precies gelijk te maken bestaat in het een klein stukje heffen van één of beide deuren.

Dit heffen moet dan geschieden tegen de aanwezige waterdruk in, waarbij het geval van vullen van de ruimte tussen de deuren de grootste krachten geeft en dus maatgevend is.

Hier is een afdrukconstructie noodzakelijk, die eerst de deur losdrukt van de afdichting, in horizontale richting, alvorens met de verticale beweging te beginnen. Een dergelijke afdrukinrichting kan als hefboomconstructie of als wig uitgevoerd worden, waarbij de benodigde krachten geleverd worden door het hefwerk.



afdrukken door middel van kantelende hefboom



afdrukken door middel van wiggen

4.1.4 Heffen van de deuren

Vermeld is al dat de hefinstallatie voor de deuren op het kanaalpand gemonteerd wordt en beide deuren gezamenlijk heft, gedeeltelijk uitgebalanceerd.

Dit gedeeltelijk uitbalanceren beoogt twee doelen:

1. energiebesparing
2. het drijfwerk behoeft slechts in één richting kracht te leveren.

Ter illustratie van de energiebesparing de volgende globale cijfers.

Heffen van twee deuren gezamenlijk, zonder contragewicht: het gewicht van een deur was geschat op 200 kN.

twee deuren samen dus 400 kN.

De hefsnelheid volgt uit de hefhoogte en de beschikbare tijd voor heffen.

$$\begin{aligned} \text{hefhoogte} &= \text{waterdiepte} + \text{doorvaarthoogte} + \text{reserve} \\ &= \text{geschat } 3,50 + 5,25 + 0,25 \\ &= 9 \text{ m} \end{aligned}$$

heftijd in de orde van 1 minuut

$$\text{hefsnelheid dan } \frac{9}{60} = 0,15 \text{ m/s}$$

Van de overige mee te heffen onderdelen zoals aanvaringsbeschermingsconstructies en kabels en schijven is geen gewicht bekend zodat het te berekenen vermogen wordt gebaseerd op alleen het gewicht van de deuren.

$$\begin{aligned} W &= F \cdot v \\ &= 400 \cdot 10^3 \times 0,15 \\ &= 60 \text{ kW.} \end{aligned}$$

Ter vergelijking, in het gedeelte over beweging van de bak is een maximale kracht per hoekpunt van de bak gevonden van 575 kN. Bij een bewegingssnelheid van 0,1 m/s resulteert dit in een vermogen van

$$\begin{aligned} W &= 575 \cdot 10^3 \times 0,1 \\ &= 57,5 \text{ kW.} \end{aligned}$$

Dat wil zeggen van vergelijkbare grootte. In dit geval zal het energieverbruik van de deuren een aanzienlijk

gedeelte van het totaal bedragen.

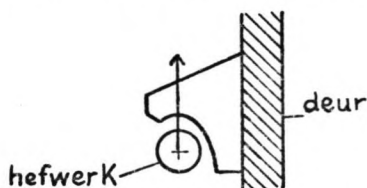
Bij bijvoorbeeld een contragewicht van 90 % van het totaal te heffen gewicht reduceert het te leveren vermogen tot 10 %, ofwel zo'n 6 kW, wat een meer acceptabele waarde is.

Oppikconstructie

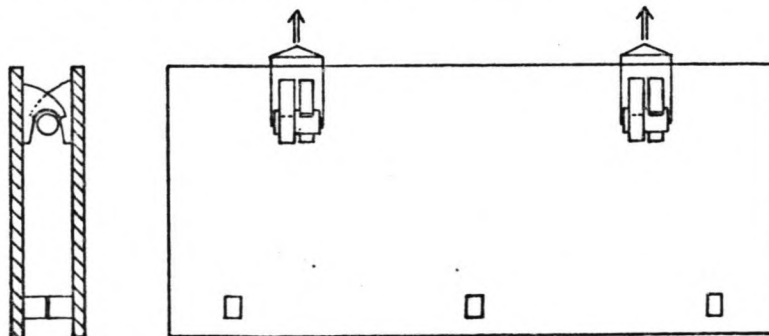
Aangezien de deur van de bak bewogen wordt door een hefwerk wat op het kanaalband gemonteerd is moet voor het heffen contact gemaakt worden tussen de deur en het hefwerk. De constructie die hiervoor zorgt wordt oppikconstructie genoemd. Deze constructie moet aan drie eisen voldoen:

1. geen belemmering van de verticale beweging van de bak met de deur in gesloten stand.
2. eenvoudige, snelle en betrouwbare koppeling bij heffen
3. aangrijping midden tussen beide te heffen deuren om een centrische belasting te verkrijgen.

Een bestaande constructie hiervoor bestaat uit een as en een haak welke daaromheen past.

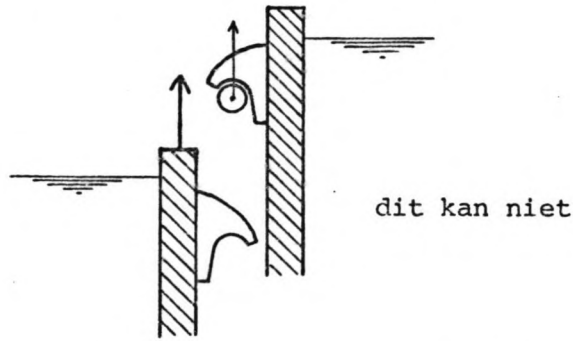


Bij symmetrische opbouw kan deze constructie ook beide deuren gelijk heffen, waarbij de kracht centrisch aangrijpt.

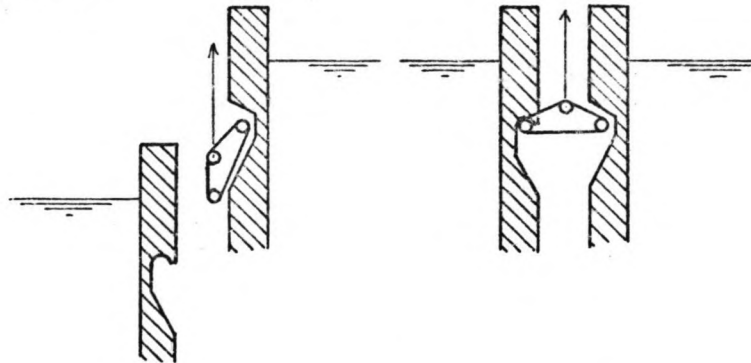


Echter, in de bekende gevallen waar deze constructie gebruikt wordt (Ronquières en Lüneburg) nadert de deur van de bak in horizontale richting de hefconstructie,

zodat van een belemmerde verticale beweging geen sprake is. Er is ook geen belemmering van de beweging als de bakdeur van bovenaf de hefconstructie nadert. Dat betekent dat deze constructie te gebruiken is bij de aansluiting aan het benedenpand. Bij de aansluiting aan het bovenpand echter nadert de deur de aansluiting van beneden.



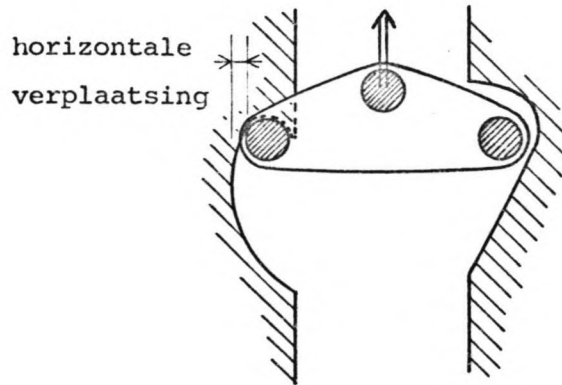
Hier moet een anderssoortige constructie gebruikt worden. Een mogelijkheid daarvoor biedt de onderstaande constructie.



Deze constructie is vrij eenvoudig, het kwetstbaarst zijn de lagers op de drie draaipunten, welke waterbestendig moeten zijn. Deze lagers zijn echter eenvoudig toegankelijk voor inspectie.

In het deel over geleiding is gezegd dat de deuren een horizontale verplaatsing nodig hebben om vrij van hun aanslagen te kunnen worden geheven. Afhankelijk van het wel of niet tweezijdig aanwezig zijn van de waterdruk vereist dit een geringe of een grote horizontale kracht. Ook de laatste aangegeven constructie kan zodanig gedimensioneerd worden dat deze horizontale verplaatsing verkregen wordt, ook bij grote benodigde

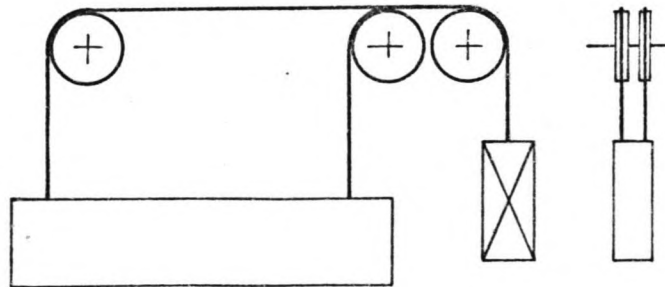
kracht. De uitwerking is vergelijkbaar met de op blz 155 gegeven wigconstructie.

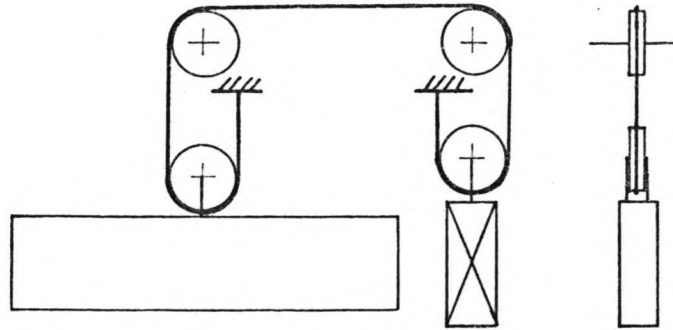


Het hefwerk zelf

Laatste onderdeel van het geheel wat openen en sluiten van de deuren mogelijk maakt is het hefwerk. Daaronder wordt hier verstaan de verbinding tussen de deuren en het contragewicht en de bewegingsinrichting voor dit geheel.

Voor de verbinding met het contragewicht kan een kabelverbinding gebruikt worden. Het aantal kabels kan beperkt blijven, ter vergelijking kunnen de draagkabels van de bak dienen, welke voor een werkbelasting van 292 kN gedimensioneerd zijn. De totale belasting in dit geval bestaat uit 400 kN plus toevoegingen, wat aangeeft dat twee kabels voldoende moet zijn. In plaats van twee kabels kan ook één kabel gebruikt worden die over schijven geleid wordt. Het gebruik van twee kabels is aan te bevelen, de deur kan dan eenvoudig op twee punten vastgemaakt worden, waardoor scheefhengen wordt voorkomen. Bij bevestigen op één punt zoals in de tweede schets kan de deur klemraken in de geleidingen.





Het dimensioneren van de kabels en schijven is eenvoudig met de ervaring verkregen bij de dimensionering van de draagkabels van de bak.

Het contragewicht wordt lichter genomen dan het totaalgewicht van de deuren, zoals al eerder uiteengezet.

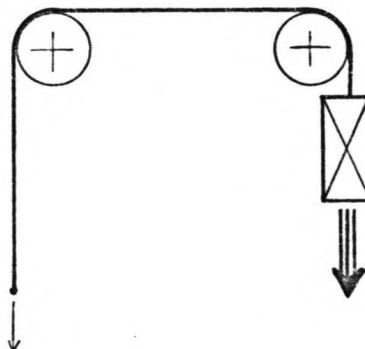
De aandrijving van de hier geschetste constructie zal ook geen problemen geven. De meest voor de hand liggende oplossingen zijn:

- via wrijving aandrijven van de verbindingkabel(s),
- als dit niet lukt een aparte aandrijfkabel welke dan aan de deur bevestigd wordt.

Tot zover geeft de hefinstallatie geen problemen. Er is echter met deze oplossing niet voldaan aan de in het voorgaande stilzwijgend aangenomen mogelijkheid tot ontkoppeling van hefinstallatie en deuren.

In de "gesloten"stand van de deuren is er in elk geval geen contact tussen de hefinstallatie en de deur in de bak, daarnaast is ook aangenomen dat de deur in het kanaalpand geen krachten ondervindt van de hefinstallatie.

Schematisch is er dan de volgende situatie:



Voor het goed sluiten van de deuren is in deze situatie nog een beweging over korte afstand nodig tegen de nu heersende krachtwerking in.

Door de korte afstand kan hetzelfde aandrijvingsmechanisme gebruikt worden, wat, doordat het voor het heffen van het contragewicht nu een veel grotere kracht moet leveren, een andere overbrengingsverhouding vraagt. Er is ook een ander aangrijpingspunt voor de krachtwerking nodig, door het ontbreken van spankracht kan nu geen kracht via wrijving in de kabel gebracht worden en een hijskabel aan het nu onbelaste eind heeft ook geen nut.

Het meest logisch is om de kracht als een hefbeweging op het contragewicht aan te brengen. Als dit contragewicht geheven wordt zal door het eigen gewicht van kabel en bevestigingen de verlangde beweging plaatsvinden. Het probleem is nu gereduceerd tot een verbinding tussen contragewicht en hefinstallatie die de volgende cyclus mogelijk moet maken.

1. Het grootste deel van de beweging van de deur vindt ongehinderd plaats.
2. Als de sluitende deur vrijwel gesloten is wordt de verbinding gemaakt tussen hefwerk en contragewicht.
3. Het hefwerk gaan van "grote versnelling" naar "kleine versnelling" en de geleverde grote kracht wordt op het contragewicht uitgeoefend.
4. Zo wordt de sluitbeweging voltooid.

Het openen van de deuren geschiedt in omgekeerde volgorde.

Op het uitwerken van de bedoelde verbinding wordt niet verder ingegaan.

4.1.5.

Overige aspecten

Hiermee is de beschrijving van de afsluitmiddelen voltooid en tevens de beschrijving van het geheel van de verbindingen tussen bak en kanaal. Een aantal aspecten zijn wel genoemd maar nog niet behandeld, dat gebeurt nu.

Verwarming

Om het functioneren van deze constructie mogelijk te maken, ook bij temperaturen onder nul is het noodzakelijk voorzieningen te treffen tegen bevriezing. Voor de rubberstrippen en andere kwetsbare delen is verwarming nodig. Dit kan eenvoudig elektrisch gebeuren door middel van weerstandskabels. Ook het gebruik van branders is mogelijk als een grote warmteopbrengst wordt gevraagd.

Verwar

Verwarming is nodig op de plaatsen waar ijsvorming het functioneren van de constructie kan belemmeren. Dit zijn

- De afdichtingen door rubberprofielen op aanslagen. IJs op de aanslag kan een waterdichte verbinding onmogelijk maken, ijsvorming op de aanwezige verbinding kan beschadiging tot gevolg hebben bij het verbreken van de verbinding.
- Alle plaatsen waar delen ten opzichte van elkaar bewegen. Vooral schuivende bewegingen worden snel gehinderd, bij draaiende bewegingen wordt de ijs- of sneeuwlaag makkelijk gebroken.
- De geleidingen en grendels, welke aan de draagtoeren gemonteerd zijn.

Verwarming kan ook nodig zijn bij lagers, niet door ijsvorming maar om te grote afkoeling van smeermiddelen en onderdelen te voorkomen. De noodzaak hiervan wordt volledig bepaald door de uitvoering en zal mogelijk geheel afwezig zijn.

Afvoer verlieswater

Bij het verbreken van de verbinding tussen de bak en een kanaalpand komt de waterhoeveelheid tussen de deuren vrij. In principe is het best mogelijk om dit water vrij te laten vallen, het is echter netter om dit water geruisloos af te voeren via een opvanggoot en een waterkelder van waaruit het met een pompje verwijderd kan worden.

Nooddeur

Omdat bij lekragen van de deur in het bovenpand het kanaal zou leeglopen, met aanzienlijke schade, wordt in het bovenhoofd een tweede deur aangebracht als noodkering.

Deze deur kan dezelfde afmetingen hebben als de overige vier. Het bewegingswerk ervan wordt niet voorzien van een uitbalancering. Deze zou de constructie duurder maken en er treedt geen besparing op van energie doordat de deur zelden of nooit beweegt.

Het bewegingswerk moet toelaten dat de deur ook bij uitvallen van de stroom gesloten kan worden, de deur zelf en zijn geleidingen moeten geschikt zijn voor een sluiting in stromend water.

Aanvaringsbeschermingsconstructie

Om de deuren te vrijwaren van de gevolgen van een aanvaring, en met name om uitvaren te voorkomen, worden algemeen beschermingsconstructies toegepast die het arbeidsvermogen van een schip dat met enige snelheid nadert kunnen opnemen.

Er zijn twee mogelijke constructies:

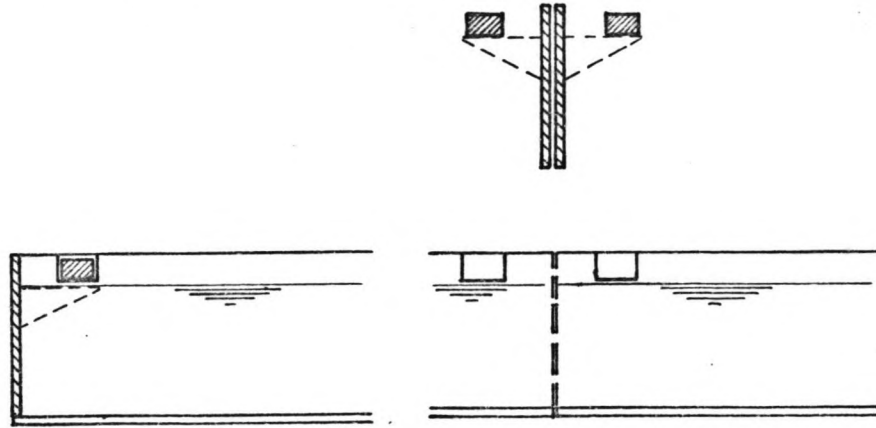
- Een gespannen kabel welke bevestigd is aan schokdempers. Deze laatste vernietigen de bewegingsenergie, de kabel brengt slechts de kracht over.
- Een balk met zekere stijfheid. De energie wordt opgenomen door elastische en plastische vervorming van de balk.

Beide vormen worden toegepast en het is zonder nadere uitwerking onmogelijk om de beste te kiezen. Deze uitwerking wordt niet gemaakt, wel zijn enkele algemene kenmerken te geven, waarna een voorbeeld volgt.

1. Plaatsing

De constructie wordt zodanig geplaatst dat de bij werking optredende horizontale kracht niet naar de deur wordt afgeleid maar naar de wanden van de bak. De constructie

moet dus in feite bevestigd worden aan de wanden, maar alleen voor het opnemen van horizontale kracht. Voor het vrijmaken van de doorvaartopening kan de constructie verticaal geheven worden, samen met de bijbehorende deur, door middel van steunen aan de deur.



2. Opneembare energie

De door de constructie opneembare energie heeft een relatie met de beschikbare afstand tot de deur. Omdat deze afstand in de bak kostbaarder is dan in het kanaal-pand kan een verschillende beschikbare afstand gekozen worden.

De opneembare energie kan beschreven worden als de maximaal toelaatbare snelheid van het grootste voorkomende schip.

Het grootste voorkomende schip is hier het Europaschip met een laadvermogen van 1350 ton. Hier moet echter gerekend worden met de totale bewegende massa. Deze wordt nu geschat.

lengte = 80 m
breedte = 9,5 m
diepgang = 2,5 m

De waterverplaatsing van de omschreven rechthoek is
 $80 \times 9,5 \times 2,5 = 1900 \text{ m}^3$.

Het schip vult niet deze gehele rechthoek, voor de blokcoëfficiënt wordt 0,85 gesteld. De totale massa wordt dan

$m = 0,85 \times 1900$
 $= 1615 \text{ ton, afgerond is dit } 1600 \text{ ton.}$

Richtwaarden voor de maximale naderingssnelheid zijn 1 m/s voor de kanaalpanden en 0,5 m/s voor de bak.

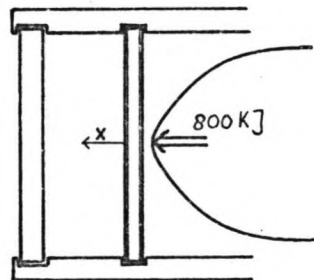
De respectievelijke energieën zijn:

$$\begin{aligned} E &= \frac{1}{2} m v^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1600 \cdot 10^3 \times 1^2 \\ &= 800 \text{ kJ} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E &= \frac{1}{2} \times 1600 \cdot 10^3 \times 0,5^2 \\ &= 200 \text{ kJ} \end{aligned}$$

De genoemde energie van 800 kJ kan bijvoorbeeld opgenomen worden door een I-profielbalk, stel 30 cm hoog. Een berekening wordt nu uitgevoerd voor een balk HE 300 A.

Berekend wordt welke verplaatsing optreedt bij deze balk bij het opnemen van een botsingsenergie van 800 kJ. De balk wordt geplaatst met het lijf horizontaal. Voor het afvoeren van water zullen daarin gaten moeten worden gemaakt, daar wordt nu geen rekening mee gehouden.



Als het varende schip (1 m/s) contact maakt met de balk zal er eerst elastische vervorming optreden in de balk. Met de vervorming van het schip wordt geen rekening gehouden.

Als de vloeigrens van het staal bereikt is wordt een plastisch scharnier gevormd en de balk vervormt verder tot de energie opgenomen is. De constructie voldoet als geen breuk optreedt voordat alle energie opgenomen is, de verplaatsing x is daarbij te berekenen en criterium voor de beoordeling van de dimensionering.

In de berekening moeten andere spanningen gebruikt worden dan in normale gevallen waarbij vloeï ongewenst is. (lit 14) Hier moet gerekend worden met de spanning waarbij het vrijwel zeker is dat wël vloeï optreedt. Bij staalkwaliteit FE 360 treedt met een waarschijnlijkheid van 97,7 % wël vloeï op bij $\sigma = 325 \text{ N/mm}^2$. De optredende rek bij vloeï is in de berekening niet nodig, wel van belang is dan de rek bij breuk makkelijk 10 % kan halen. Omdat de constructie bedoeld is om te vloeïen wordt geen veiligheidscoëfficiënt toegepast.

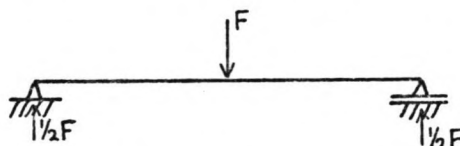
Voor de ligger HE 300 A geldt

$$W_x = 1260 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$
$$I_x = 18263 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Als overspanning wordt genomen $l = 12,5 \text{ m}$

1. Elastische vervorming

Deze wordt geacht plaats te vinden tot aan de vloeïgrens. De berekening wordt uitgevoerd voor een vrij opgelegde ligger met puntlast in het midden.



Het optredende moment bij het bereiken van de vloeïgrens is te vinden.

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad M = W \cdot \sigma$$
$$= 325 \times 1260 \cdot 10^3$$
$$= 409,5 \text{ kNm}$$

optredende kracht F

$$M = \frac{1}{4} F l \quad F = \frac{4 M}{l}$$
$$= \frac{4 \times 409,5 \cdot 10^6}{12,5 \cdot 10^3}$$
$$= 131 \text{ kN}$$

verplaatsing

$$\begin{aligned}x &= \frac{F \cdot l^3}{48 EI} \quad [N, mm] \\ &= \frac{131 \cdot 10^3 \times 12,5^3 \times 10^9}{48 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 18263 \cdot 10^4} \\ &= 139 \text{ mm.}\end{aligned}$$

Door elastische vervorming opgenomen energie [kN,m]

$$\begin{aligned}E &= \frac{1}{2} \times F \\ &= \frac{1}{2} \times 0,139 \times 131 \\ &= 9,10 \text{ kJ.}\end{aligned}$$

2. Plastische vervorming

Bij het bereiken van de vloeigrens wordt een plastisch scharnier gevormd. Het vloeimoment treedt hierin op, de opgenomen energie is gelijk aan kracht maal weg, de kracht blijft constant.

$$F = 131 \text{ kN}$$

op te nemen

$$E = 800 - 9,1 = 790,9 \text{ kJ}$$

dit geeft

$$\begin{aligned}x &= \frac{790,9}{131} \\ &= 6,04 \text{ m.}\end{aligned}$$

Bij gebruik van de aangegeven HE 300 A ligger kan de energie van 800 kJ opgenomen worden bij een verplaatsing van 6,2 m. De optredende reactie in de wand van de bak bedraagt 2 x 66 kN.

Dit geval is natuurlijk niet reëel. De vervormingen worden dusdanig groot dat de balk zal losraken van zijn opleggingen. Voor het opnemen van 800 kJ moet een zwaardere balk gebruikt worden.

De gevonden ligger kan de bewegingsenergie van 200 kJ, waar in de bak mee gerekend wordt, opnemen bij een verplaatsing van 1,7 m. Hier is deze ligger acceptabel, voor de beveiliging van de kanaaldeuren is de verplaatsing veel te groot.

Bij het verder uitwerken van de aanvaringsbescherming zijn er veel vrijheden, elke verandering in de eisen of constructiewijze heeft gevolgen voor de dimensionering.

4.2 Aansluitende kanaalpanden tot de deuren

Een aantal van de op blz 134 genoemde punten zijn nu behandeld. De resterende punt hebben betrekking op de vormgeving van de beëindigingen van de kanaalpanden en de sluishoofden. Het betreft:

- a. hoogwaterkering voor het benedenpand
- b. aanpassing aan variëren waterpeil op kanaalpand
- c. overbrengen van benodigde en/of afleiden van optredende krachten
- d. zo min mogelijk hinder voor de scheepvaart.
- e. Daar komt nog bij de vormgeving van de overgangen tussen de hoofden en het in de grond gegraven kanaal, toepassing van een aquaduct of keermuur in het bovenhoofd.
- f. Er is ook een overgang tussen de hoofden en de liftconstructie rondom de bak, daarom is de vormgeving van het betonwerk van de lift van belang.

4.2.1 Algemene uitwerking

Eerst worden deze punten nader uitgewerkt, daarna worden de kanaalpanden en hoofden vorm gegeven naar aanleiding van de opgestelde eisen.

Eerst volgt nu de algemene behandeling van alle genoemde punten, daarna komt elk van de hoofden met het aansluitende kanaal apart aan de orde.

a. Hoogwaterkering voor het benedenpand.

Het benedenpand van het kanaal Wessem-Nederweert staat in open verbinding met de Maas en volgt dan ook de peilveranderingen op de Maas. De uitmonding van het kanaal ligt op korte afstan boven de stuw te Linne. Daarom wordt ervan uitgegaan dat het waterpeil te Linne ook bij de sluis aanwezig is.

Gegevens over de waterhoogte te Linne (lit 6) zijn

vermeld in onderstaande tabel.

tabel 5 Waterhoogten Linne (boven de stuw)

	afvoer te Borgharen in m ³ /sec	gemiddeld per jaar overschrijdings- kans	aantal dagen hoger	peil t.o.v. NAP in m
	3500	0,001		23,25
	2700	0,01		22,80
	2000	0,1		22,20
grenspeilafvoer	1500	0,5		21,60
NHA	1200		4	21,25
	940		10	21,00
	360		80	20,60
NA	250		120	20,55
MA	100		255	20,50

stuwpeil te Linne 20,50

hoogste stand in periode 1930/1960 22,29⁺ NAP

MA = middelbare afvoer = gemiddelde zomerafvoer 100 m³/s

NA = normale afvoer = jaargemiddelde 250 m³/s

NHA = normale hoge afvoer = gemiddelde der jaarmaxima
1200 m³/s

grenspeilafvoer = afvoer die gemiddeld 5 maal per
10 jaar wordt overschreden

Een vastgesteld ontwerppeil is voor dit gebied niet bekend, dit zal in de toekomst vastgesteld worden. Vooruitlopend hierop wordt van 23,25⁺ uitgegaan. Bij het vaststellen van de te keren waterhoogte dienen de kosten voor de kering vergeleken te worden met de schadeverwachting. De optredende schade bij de scheepslift zal bestaan uit het vollopen van de kuil waarin de bak beweegt. Als deze kuil zodanig kan worden gemaakt dat vollopen geen ernstige beschadigingen meebrengt is de schade minimaal. Met een volgelopen kuil is het bedrijf van de scheepslift onmogelijk, dit is echter geen probleem daar de scheepvaart stremt bij een peil van 21,25 ã 21,30⁺ nap door te grote stroomsnelheden op de Maas. Dit komt ongeveer 4 dagen per jaar voor. Als nu het waterpeil waarbij de liftkuil volloopt hoger gekozen wordt dan deze waarde

is het buiten bedrijf zijn van de lift geen bezwaar. Het enige wat dan van belang is is voldoende pompcapaciteit om de liftkuil binnen redelijke tijd weer droog te krijgen.

Een punt wat bij het eventueel maken van een dergelijke keuze ook meespeelt is het stijgen van de grondwaterstand met de waterspiegel mee, door de lange duur van het hoogwater en de grote doorlatendheid van de diepere grondlagen, die uit grof zand en grind bestaan. Het effect hiervan is mogelijk een vollopen door kwel of een grotere opdrijvende kracht op een waterdichte constructie. Voor het bepalen van de te keren hoogte zijn twee mogelijkheden.

1. Bij een constructie die bestand is tegen vollopen kan de overstromingskans groot gekozen worden, bijvoorbeeld eens per jaar. De kosten voor de kering zijn dan laag.
2. Als de constructie niet goed bestand is tegen vollopen moet op de bekende manier de optimale kerende hoogte bepaald worden uit het evenwicht tussen de overschrijdingsfrequentie en de gekapitaliseerde schadeverwachting. Deze optimale kerende hoogte hoeft niet noodzakelijk gelijk te zijn aan het op de vorige pagina gekozen ontwerppeil.

De eerste oplossing biedt zeker perspectieven, het valt echter buiten het kader van dit verhaal om verder op de keuze in te gaan. De tweede, bekende, oplossing wordt nu aangehouden en als ontwerppeil wordt het peil aangehouden wat hoort bij een overschrijdingsfrequentie van 0,01 per jaar, 22,80⁺ nap.

b. Aanpassing aan variërend waterpeil op kanaalpand

Dit is een probleem dat optreedt bij het benedenpand. Zoals te zien is in de tabel met waterhoogten op blz 169 is het normale peil, 20,50⁺, slechts een gedeelte van de tijd aanwezig. Volgens informatie van directie Limburg van Rijkswaterstaat treedt stremming op van het scheepvaartverkeer bij een peilverhoging van 80 cm,

de Maas wordt dan onbevaarbaar. Dit is 3 à 4 dagen per jaar het geval.

De lift moet dus kunnen functioneren bij een peil in het benedenpand wat kan variëren tussen $20,50^+$ en $21,30^+$. De variatie van het waterpeil op het bovenpand is gering, deze blijft binnen de ± 10 cm welke voor de bak is aangehouden, zodat hiervoor geen maatregelen nodig zijn. De bak kan voor verbinding met het bovenpand altijd op dezelfde hoogte gefixeerd worden.

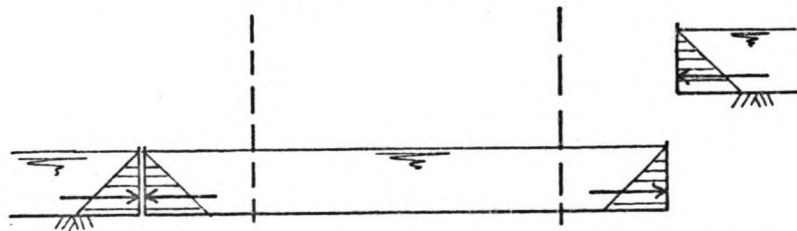
c. Krachtenloop

De belangrijkste optredende krachten zijn in verticale richting de gewichtskrachten en in horizontale richting waterdruk.

De verticale krachten kunnen eenvoudig in de draagkrachtige ondergrond (bijlage 2) worden geleid, de horizontale krachten beïnvloeden de stabiliteit.

Horizontale krachten worden ook overgebracht door de koppeling tussen bak en kanaal, waarbij in het bijzonder te denken is aan de klemkracht die nodig is voor waterdichte afsluiting. Aangenomen werd al dat deze kracht niet doorwerkt op de rest van de bak en tevens dat de op de bak werkende horizontale krachten via de geleiding en grendels in de draagtoeren afgeleid worden.

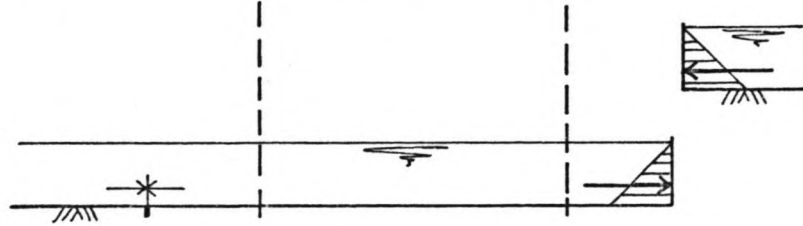
Over deze afleiding van krachten kan gezegd worden dat het in principe logische is om de hydrostatische kracht op de deuren door de landhoofden op te laten nemen, ook als het een eenzijdige kracht op de bak betreft.



In deze situatie, de bak is niet verbonden, werkt op beide landhoofden een gelijke en tegengesteld gerichte horizontale kracht. De krachten op de deuren van de

bak houden elkaar in evenwicht, er is geen horizontale kracht op de geleiding.

Ook de som van alle horizontale krachten samen is nul, het systeem als geheel is in horizontaal evenwicht.



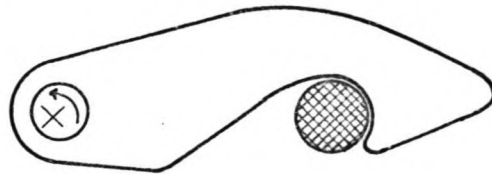
Als de bak verbonden is met het landhoofd moet de overblijvende eenzijdige kracht opgenomen worden om verplaatsing van de bak tegen te gaan. Wordt nu deze kracht opgenomen door het landhoofd, dan betekent dit dat de kracht op het landhoofd constant blijft, wat gunstiger is dan een periodiek toe- en afnemende kracht.

Ook de kracht in de bak blijft dan ongewijzigd, over de gehele lengte van de bak treedt trek op en er is geen horizontale kracht op de geleiding.

Bij de aangenomen methode van krachtafleiding, via de geleidingen, wijzigt de krachtwerking aanzienlijk.

Krachtafleiding via de landhoofden brengt echter het probleem met zich mee dat er een constructie gemaakt moet worden die deze kracht kan overbrengen, waarbij de bak slechts zover mag verplaatsen als door de geleiding toegelaten wordt. Tevens is de normale horizontale afstand tussen bak en pand enigszins variabel (blz 138).

Een eenvoudige constructie, zoals te Ronquières werd toegepast, een haak bewogen door een excentrische as



is hier niet toepasbaar, omdat deze een horizontale verplaatsing vereist.

Een ander punt is dat de verticale geleidingsconstructie in de draagtorens toch gemaakt moet worden en sterk genoeg moet zijn om de bak juist te geleiden. De te

maken grendelconstructie, welke uiteindelijk de hydrostatische kracht moet gaan opnemen, is hier eenvoudig aan toe te voegen.

De optredende krachten zijn overigens gering ten opzichte van de verticale zwaartekrachten, sterkteproblemen zullen niet ontstaan, slechts met optredende momenten in de fundering moet rekening gehouden worden.

Resumerend is afleiding via de draagtorens weinig bezwaarlijk, hoewel principieel niet geheel juist. Deze aanname wordt dan ook aangehouden.

Op de landhoofden werkt dan slechts vanuit de bak de klemkracht welke nodig is om het U-vormige frame waterdicht tegen het hoofd te klemmen. Deze kracht kan opgewekt worden met een installatie op de bak, die dan het frame tegen het landhoofd drukt. In dit geval ondervindt het landhoofd een horizontale kracht, de reactiekracht in de bak wordt opgenomen in de geleiding en grendels en verhoogt hier de belasting.

Ook mogelijk is om in het landhoofd een klemconstructie te maken die het frame tegen het landhoofd trekt. Een dergelijke constructie induceert geen krachten in de rest van de liftconstructie.

d. Zo weinig mogelijk hinder voor de scheepvaart

Hinder voor de scheepvaart bestaat, naast bedieningstijd en wachttijd, zaken die hier niet aan de orde zijn en trouwens ook niet te voorkomen zijn, uit een belemmering van het doorvaartprofiel, waardoor de vaarsnelheid en de manoeuvreerbaarheid beperkt wordt. Gewenst is dus om het doorvaartprofiel zo min mogelijk te beperken.

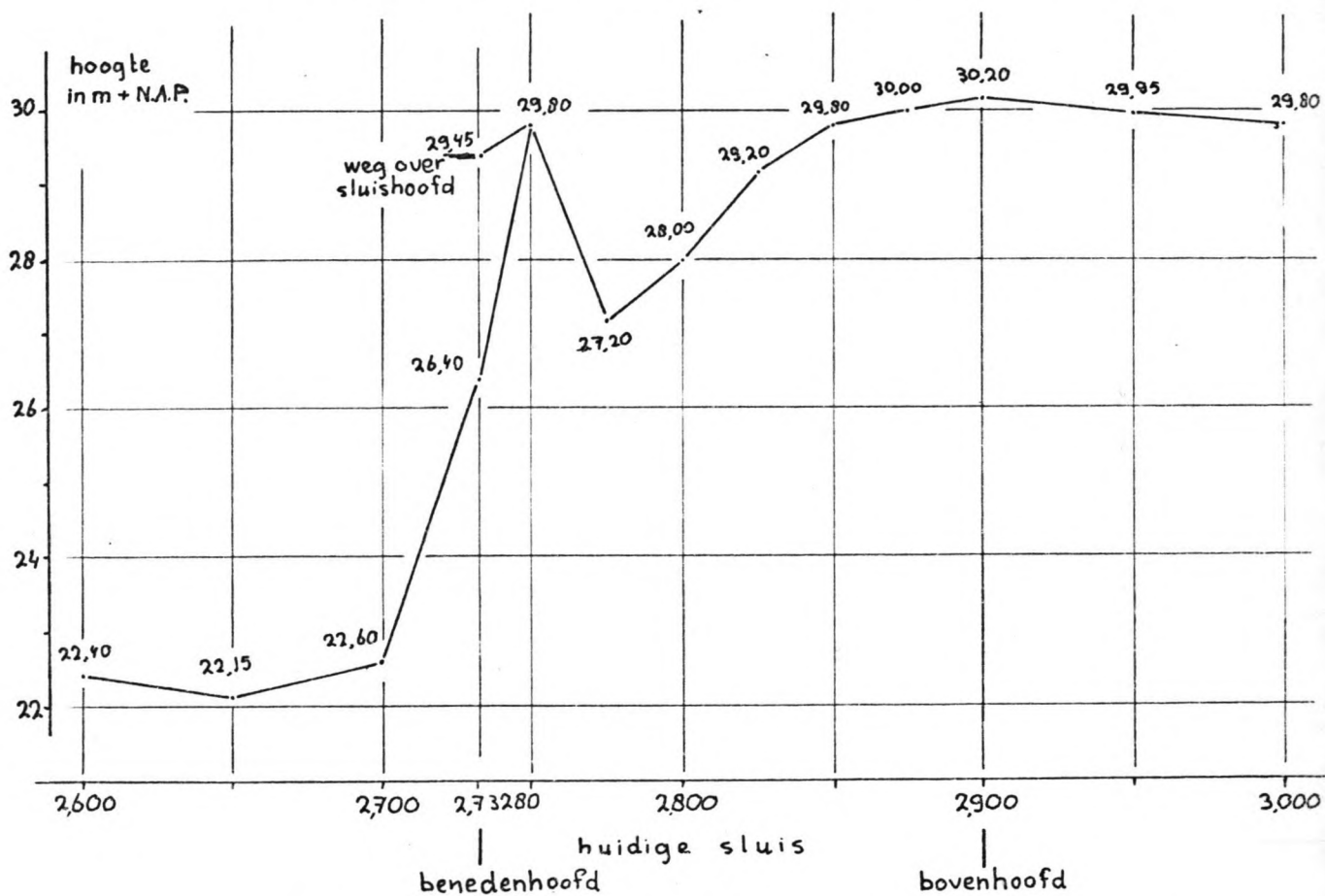
Het minimale profiel is dat van de bak en deuren, $12 \times 3,5 \text{ m}^2$, wat als gegeven beschouwd kan worden. Gewenst is dus een kort contrueren van de hoofden.

e. Overgang tussen gegraven kanaal en kunstwerk, uitvoering van het bovenhoofd met aquaduct of keermuur

Voor het uitwerken van deze overgangen moet bekend zijn wat de bodemligging is ter plaatse van de hoofden, wat betekent dat de plaats van de lift in het terrein bepaald moet worden.

Uit het vooronderzoek is al bekend dat elke uitbreiding zuidelijk van de huidige sluis dient te geschieden.

De bodemligging van de beschikbare bouwplaats is gegeven in onderstaande figuur.



figuur 4 Bodemprofiel over een as op 80 m afstand van de as van de huidige sluis

De piek in de figuur is de weg die over het benedenhoofd van de huidige sluis loopt. Deze weg is een belangrijke factor, hij moet namelijk gehandhaafd blijven. Andere factoren die van belang zijn voor de plaatskeuze zijn:

- grondverzet, in verband met de kosten
- nabijheid van de huidige sluis in verband met de mogelijkheid van centrale bediening van beide.

Plaatskeuze

De plaatskeuze komt neer op het schuiven over de lengteas tot de gunstigste positie is bepaald. Uitgangspunt is de in het vooronderzoek bepaalde ligging: km 2,750 - 2,850. Voor de beoordeling van de positie in de tekening moeten lengte en breedte van de constructie ongeveer bekend zijn. De lengte is de som van de baklengte (95 m) en de beide hoofden, waarvoor 10 m wordt geschat, totaal dan 115 m. De breedte wordt bepaald door de ingraving in de grond en dus door de bodemhoogte, deze is in de aangenomen ligging gemiddeld 28 m^+ NAP. Zie tekening 3. Daar is een mogelijke vorm van de dwarsdoorsnede getekend. Er wordt gebruik gemaakt van een waterdichte betonnen bak tot boven de grondwaterstand, welke ligt op $21,13^+$ NAP, met gering variaties (zie bijlage 2). Hierboven een ingraving onder talud 1:2. De breedte zoals geschetst wordt dan 58 m.

Door een rechthoek met deze lengte en breedte in de plattegrond te tekenen kan globaal de ligging beoordeeld worden wat betreft het verloop van de weg en de verbinding met de huidige sluis.

De weg

Voor de kruising tussen de weg en de nieuw te bouwen lift met zijn toeleidingskanalen zijn twee principeoplossingen:

1. kruisen aan de lage kant
2. kruisen aan de hoge kant.

Van de derde principeoplossing, kruising ter plaatse van de bak, wordt afgezien.

Voor de kruising tussen weg en waterverkeer zijn ook twee mogelijkheden

- a. weg over water heen
- b. weg onder water door,

weer met voorbijzien van de derde oplossing, kruising op gelijke hoogte.

Door combinatie ontstaat vier mogelijkheden, deze kunnen

beoordeeld worden met behulp van bekende hoogten en peilen.

Bekend zijn of aangenomen worden (hoogten in m t.o.v. NAP)

peil bovenpand 28,50

hoogste peil benedenpand waarbij scheepvaart mogelijk is 21,30

normaal peil benedenpand 20,50

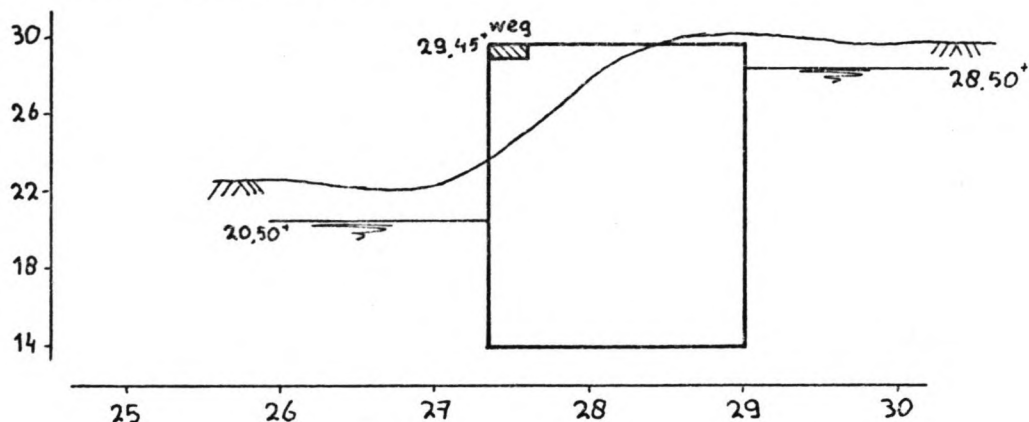
peil weg over huidige sluishoofd 29,45

vaardiepte 3,50 m (aanneame)

doorvaarthoogte 5,50 m inclusief reserve

hoogte wegverkeer 4,00 m (lit 18)

situatie huidige sluis

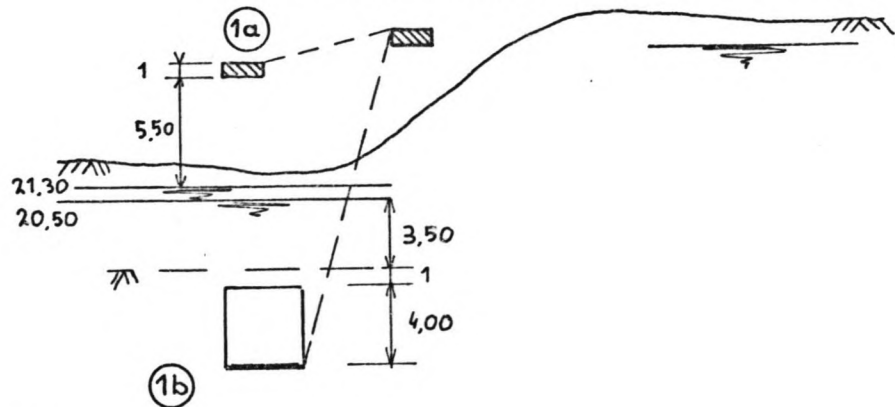


Bij groot niveauverschil tussen de kruisingen met de huidige sluis en de nieuwe lift zijn voor de weg op- en afritten nodig. Deze vergen ruimte, kosten geld en veroorzaken bochten in de weg, bij het maken van lange opritten in rechte lijn zou de afstand tussen sluis en lift te groot worden. Voor de lengte van hellingen moet gerekend worden met een in Nederland normale helling van 2% of 1:50 (lit 18). Uit deze helling volgen dermate grote afmetingen dat de conclusie moet zijn dat het niveau van de nieuwe wegkruising zoveel mogelijk gelijk moet zijn aan het niveau van de bestaande kruising.

Alle vier de mogelijke oplossingen worden getekend, uit de bekende hoogten en peilen volgen dan de respectievelijke hoogteliggingen die beoordeeld kunnen worden.

oplossing 1a niveau van de weg 27,80

Dit is een goede oplossing

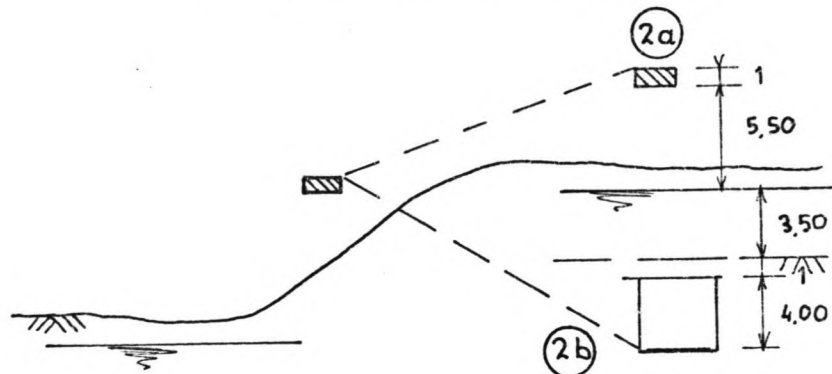


oplossing 1b niveau van de weg 12,00

deze oplossing komt niet in aanmerking

oplossing 2a niveau van de weg 35,00

Niveaueverschil 5,55 m. Dit is wel mogelijk, echter niet aantrekkelijk.



oplossing 2b niveau 20,00

Niveaueverschil 9,45 m. Deze oplossing komt ook niet in aanmerking.

De conclusie is dat de weg met een brug over het benedenpand geleid dient te worden, bij eventuele zwaarwegende bezwaren hiertegen kan een brug over het bovenpand overwogen worden.

Deze invloed van de wegverbinding geeft aan dat de overwogen plaats van de lift geschikt is. Bij een andere plaatsing dient de weg omgelegd te worden. De tot rechthoek geschematiseerde lift, met de as op 80 m uit de als van de huidige sluis, kan in het terrein

ingepast worden zonder de aanwezige weg te raken vanaf km 2,790. Het bovenhoofd ligt dan op km 2,905.

Zie tekening 4.

Een betere inpassing ontstaat als de in het begin aangenomen ligging wordt gehandhaafd, nu van km 2,750 tot 2,865. De huidige weg moet dan wel omgelegd worden, daartegenover staat dan het verloop van de weg over de benedenhoofden van de huidige sluis en de nieuw te bouwen lift mooier is.

Beoordeling overige keuzeaspecten

Wat betreft de nabijheid van de huidige sluis, voor centrale bediening, is de gekozen plaats zeer geschikt. Voor de plaats van een bedieningshuis kan het benedenhoofd aangehouden worden, als het bedieningshuis hier als een extra verdieping op gebouwd wordt is het overzicht over de gehele constructie goed, terwijl door de hoogte, de vloer kan op ongeveer 34⁺ liggen, ook het gezicht op de huidige sluis goed is.

Wat betreft het grondverzet is nog geen oordeel te geven, dit is sterk afhankelijk van de uiteindelijke vormgeving. Voor wat betreft de ontgravingen in een bouwput is een ligging in zo laag mogelijk terrein gunstig, echter met het nadeel dat dan voor de aansluiting van het hoge pand extra maatregelen nodig zijn. Bij de nu gekozen ligging kan deze aansluiting eenvoudig als in de grond gegraven kanaal uitgevoerd worden.

Nu de plaats van de lift bekend is kan de bodemhoogte ter plaatse van de hoofden uit figuur 4 afgelezen worden. Bij het bovenhoofd circa 30,00⁺ NAP. Bij het benedenhoofd circa 28,00⁺ NAP, waarbij ook rekening moet worden gehouden met het grondlichaam van de huidige weg.

f. Betonwerk van de lift

Hiermee wordt bedoeld de draagtorens met hun fundering

en een bescherming van de ruimte die de bak voor zijn beweging nodig heeft, met de aansluiting van deze constructie aan de hoofden.

Een uitgebreidere behandeling en dimensionering hiervan volgt in het volgende hoofdstuk.

De vormgeving van de draagtorens is hier niet van belang, in schetsen zal een maat gebaseerd op de berekende contragewichten (blz 29) getekend worden van 26 x 6 m, bij een hoogte van 4 m boven het hoogste waterniveau. De lift kan echter slechts functioneren als de bewegingsruimte voor de bak droog gehouden kan worden. Deze ruimte ligt gedeeltelijk onder de grondwaterstand en kan bezwaarlijk met pompen permanent drooggehouden worden (lit 16). Daarom is het gewenst een waterdichte bak te construeren, zonder nader onderzoek wordt er van uitgegaan dat deze in beton uitgevoerd wordt. Tekening 3 geeft hiervan een schets.

Voor de bodemhoogte in de bak wordt 15m⁺ nap aangehouden, voor de breedte ongeveer 16 m.

Deze keuze heeft enkele belangrijke consequenties.

1. Bij aanwezigheid van een betonnen bak is er weinig bezwaar tegen vollopen bij zeer hoge waterstanden zoals onder a. beschreven. Dit heeft als gevolg dat de kerende hoogte van het benedenhoofd gereduceerd kan worden, als daarbij voldoende pompcapaciteit wordt geïnstalleerd om de kuil weer leeg te pompen binnen afzienbare tijd.

De ordegrrootte van de benodigde pompcapaciteit volgt uit het volgende voorbeeld.

Voorbeeld: vollopen van de liftkuil bij een waterstand met een frequentie van 1/10 jaar. Voor het leegpompen is 2 dagen beschikbaar.

te verpompen volume:

16 x 95 m oppervlak

hoogte van 15,00 tot 22,20 is 7,20 m

$V = 16 \times 95 \times 7,2$

$= 10.950 \text{ m}^3$.

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{t} \\ &= \frac{10950}{2 \times 24 \times 3600} \\ &= 0,063 \text{ m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

Dit is met pompen eenvoudig op te brengen.

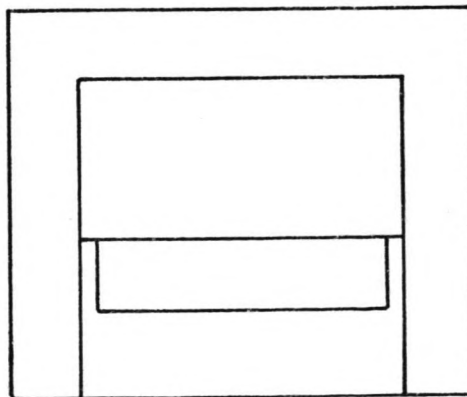
Waarschijnlijk echter zullen de gezamenlijke kosten voor installatie van de vereiste pompen, het energieverbruik en constructieve voorzieningen hoger uitvallen dan de kosten voor een wat hogere kering. Deze laatste zal dus toch de voorkeur verdienen.

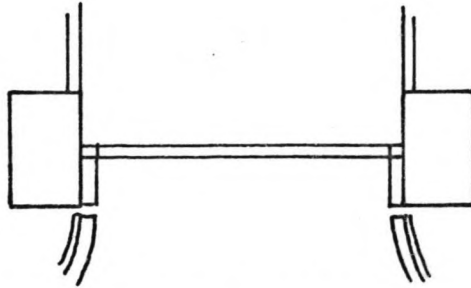
2. De door de hoofden op te nemen horizontale waterdruk kan afgeleid worden naar de wanden van de bak. De horizontale verplaatsing van de hoofden kan hierdoor beperkt blijven, wat gunstig is voor de bedrijfszekerheid van de lift.

4.2.2 Benedenhoofd

Basisvorm

Aan de hand van de uitgewerkte eisen kan het hoofd nu vormgegeven worden. De basisvorm van het hoofd is een verticale muur, loodrecht op de kanaalas welke het benedenpand scheidt van de droge liftkuil. De constructie is waterdicht, om onder- en achterloopsheid te voorkomen kunnen damwandschermen toegepast worden.





In deze muur is een door een hefdeur afgesloten opening van $12,4 \times 3,5 \text{ m}^2$. De schepen worden naar de opening geleid door een geleidewerk, voor het heffen van de deur is een hefportaal aangebracht.

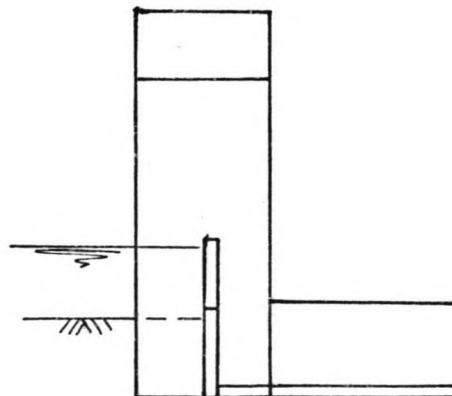
De hefhoogte van de onderkant van de deur is minimaal:

$$\begin{aligned} & \text{hoogste waterstand} + \text{doorvaarthoogte} + \text{reserve} \\ & 21,30^+ + 5,25 + 0,25 \\ & = 26,80^+ \text{ NAP.} \end{aligned}$$

De belastingen op een hoofd zijn: eigen gewicht, inclusief de deur en zijn contragewicht en grond- en waterdruk.

Daarnaast zijn er ook nog minder belangrijke belastingen zoals winddruk.

De gewichtsbelasting wordt afgevoerd naar de fundering op staal, de stabiliteit in dwarsrichting baart geen zorgen, de stabiliteit in langsrichting wordt geleverd door de langgerekte vorm van de heftorens welke het portaal ondersteunen. Afhankelijk van de dimensies kan ook steun worden ontleend aan de langswanden van de waterdichte bak.



Aandacht vraagt de keermuur tussen de torens. Deze wordt éézijdig belast door grond- en waterdruk over de volle breedte van de liftkuil, 16 m. Deze belasting moet worden

overgebracht naar de heftorens en vandaar naar de ondergrond. De keermuur moet dus gedimensioneerd worden op deze grote kracht.

Deze basisvorm is erg eenvoudig voorgesteld, in de praktijk zullen hierin vele verbeteringen aangebracht worden, die echter de essentie niet wijzigen.

Hoogwaterkering

Hiervoor zijn nu wat te keren waterstand betreft beide alternatieven mogelijk. De keuze is nog niet gemaakt. Welke ook deze keuze zal zijn, er moet een hoge waterstand gekeerd worden, er is slechts verschil in de te keren hoogte. Dit verschil tussen de alternatieven bedraagt een getal in de orde van 1 meter, waardoor het principe niet wezenlijk verandert.

De te keren waterstand leidt tot een hoogte van de kering, waarbij een zekere overhoogte wordt aangehouden. In deze overhoogte is begrepen:

- golfhoogte
- eventueel optredende periodieke waterstandsfluctuaties door golfbeweging in het circa 2 km lange kanaalpand, vergelijkbaar met seiches in havens.

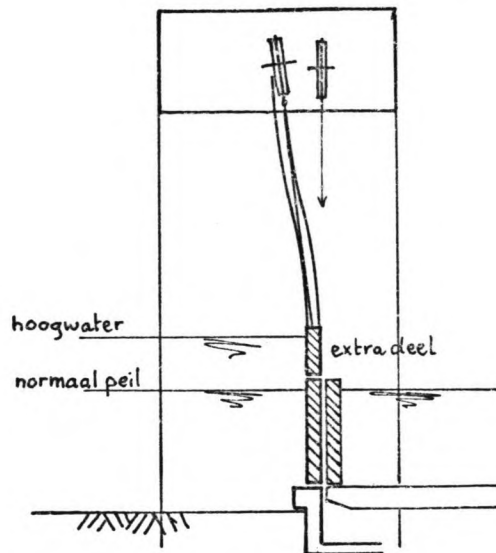
De hoogwaterkering kan tot stand gebracht worden door een aparte constructie, een keersluis, waarvan de doorvaartopening dan wel zodanig moet zijn dat de scheepvaart weinig gehinderd wordt. Deze oplossing is echter omslachtig, veel eenvoudiger is een combinatie met het benedenhoofd. De kering in het benedenhoofd is, behalve in de doorvaartopening, te realiseren door de "muur" te verhogen tot de gewenste hoogte. Voor de stabiliteit van het hoofd moet dan ook gerekend worden met de grootst mogelijke waterdruk.

Om de kerende hoogte in de doorvaartopening te bereiken kan de deur verhoogd worden tot de gewenste hoogte.

Dit heeft wel consequenties voor de hoogte van het hef-

portaal en voor het drijfwerk, de deur wordt immers ook zwaarder.

Ook het voordeel van gelijke deuren gaat zo verloren. Daarom wordt gezocht naar een andere oplossing, in de vorm van schotbalken of een los bovendeel wat op een normale deur bevestigd kan worden. Voor deze werkzaamheden is voldoende tijd beschikbaar, omdat hoogwater op een rivier ruim van tevoren voorspeld kan worden. Een mogelijkheid is om een 'deuraanvulstuk' uit te voeren als hefdeur, waarbij bijvoorbeeld een scheve geleiding voor de juiste plaatsing zorgdraagt. Balancerings is niet nodig door de lage gebruiksfrequentie, de aandrijving kan dus eenvoudig blijven. De afleiding van de optredende horizontale waterdruk kan naar de zijkanten gebeuren door een koppeling met de daar aanwezige heftorens.



In het navolgende wordt op andere gronden gekozen voor een verhoogde deur in het benedenpand. Het voordeel van gelijke deuren vervalt dan, wat een argument was voor een los deel op de bestaande deur.

Als de deur van het benedenpand toch al verhoogd wordt is er weinig bezwaar om deze nog wat verder te verhogen als hoogwaterkering. Er kan dus van worden uitgegaan dat de oplossing met een verhoogde deur wordt gekozen. Bij een ontwerppeil van $22,80^+$ NAP zou de kerende hoogte van de deur bijvoorbeeld $23,30^+$ NAP kunnen zijn. Door de verhoogde deur wordt ook de hoogte van het hefportaal groter.

Aanpassing aan variërend waterpeil

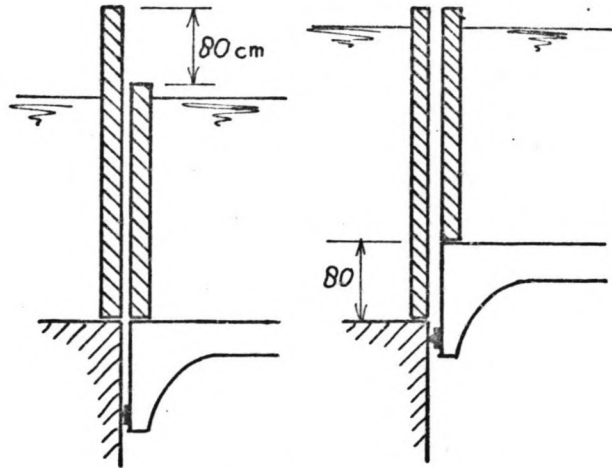
Het functioneren moet mogelijk zijn bij waterstanden variërend van 20,50 tot 21,30⁺. Het gaat dan om de koppeling tussen de bak en het benedenpand.

Er zijn twee principemogelijkheden.

1. De bak stopt altijd op dezelfde hoogte. Dan is de waterstand in de bak variabel, de bak moet op een 80 cm hogere waterstand gedimensioneerd worden en is dus zwaarder. Met deze maximaal 80 cm water moet dan, na het sluiten van de deuren, iets gebeuren. Meenemen naar boven vraagt een zwaardere aandrijving dan de berekende en bovendien wordt het probleem dan slechts verplaatst naar het bovenhoofd. Het andere alternatief is het aflaten van het teveel aan water. Het terugpompen hiervan kan vanuit de kuil naar het lage pand, dit is wel te doen, de gehele duur van een schutcyclus is ervoor beschikbaar. Een bezwaar is echter de tijd die nodig is voor het aflaten. Deze verhoogde de duur van een schutcyclus zodat de capaciteit van de lift omlaag gaat. Uit de gegevens op blz 169 is af te leiden dat dit gemiddeld 80 dagen per jaar het geval is.
2. De bak stopt op een zodanige hoogte dat het waterniveau in bak en pand gelijk is. Er is dan geen tijdverlies door stromend water. De koppelconstructie moet de verbinding tussen bak en pand mogelijk maken. Een dergelijke koppelconstructie wordt nu beschouwd.

Een eenvoudige oplossing wordt gevonden door de maat van de deur in het pand aan te passen. De verbindingsvoeg tussen bak en pand wordt dan mede aangepast.

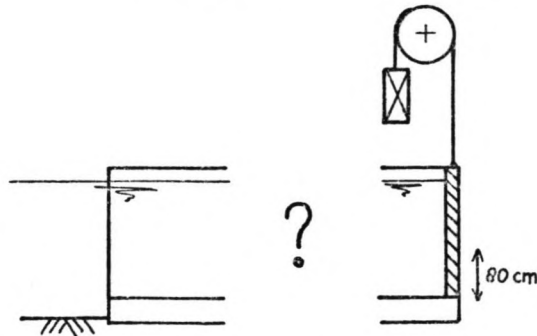
In deze constructie, getekend op de volgende bladzijde, is weer een anderssoortige deur ingevoerd zodat het voordeel van één reservedeur voor alle openingen verloren gaat, daarnaast is de hydrostatische druk op de bak door de diepere voeg flink toegenomen. Deze nadelen



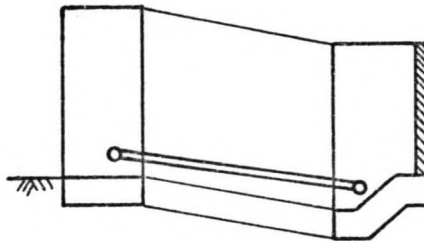
wegen echter niet zwaar in vergelijking met andere oplossingen welke hierna volgen.

Een meer ingewikkelde oplossing wordt gezocht door het met de waterstand meebewegen van de deur van het pand met zijn bijbehorende sponning. Eventueel moet dan ook de hefinstallatie meebewegen.

Het probleem is als volgt weer te geven.



Een mogelijke oplossing is het gebruik van ophangarmen.



Bij deze oplossing is de deur niet horizontaal plaatsvast door de cirkelbeweging van de arm. Om een geringe horizontale verplaatsing te bereiken kan een lange arm gebruikt worden. Bij een aangegeven verplaatsing is de armlengte te berekenen.

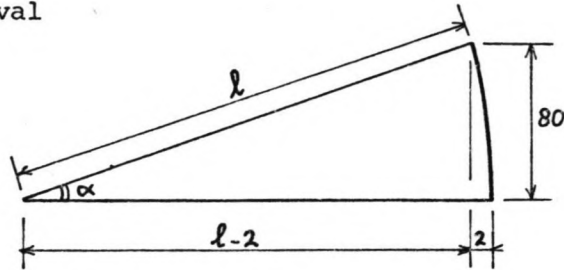
Stel de maximale horizontale verplaatsing is 2 cm, bij

een verticale beweging van 80 cm.



Over het algemeen wordt de laagste stand gebruikt, de hogere standen komen minder vaak voor. Kies daarom de laagste stand horizontaal.

1e geval

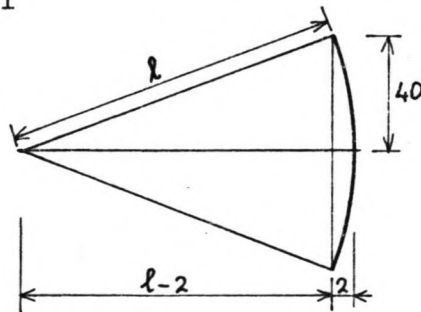


met de stelling van Pythagoras en maten in meters:

$$\begin{aligned} 1^2 &= (1 + 0,02)^2 + 0,80^2 \\ 1^2 &= 1^2 - 0,04 + 0,02^2 + 0,80^2 \\ 1 &= \frac{0,02^2 + 0,80^2}{0,04} \\ &= 16,01 \text{ m} \end{aligned}$$

Dit is een grote overspanning, ter reductie daarvan kan ook het volgende systeem gebruikt worden.

2e geval



op dezelfde wijze volgt nu

$$\begin{aligned} 1 &= \frac{0,02^2 + 0,40^2}{0,04} \\ &= 4,01 \text{ m.} \end{aligned}$$

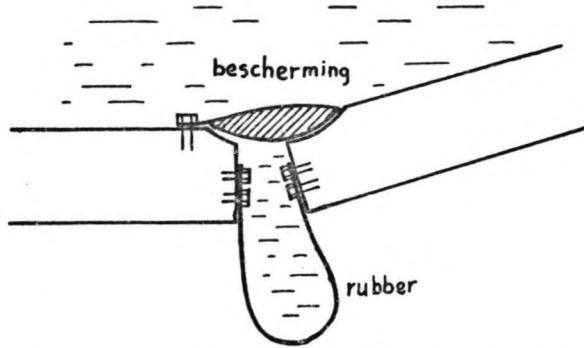
De overspanning en daarmee de lengte van de constructie is nu geringer. Op deze manier kunnen armen voor kracht-overdracht geconstrueerd worden. Er moet ook nog een waterdichte U-vormige verbinding komen.

Voor de bodem daarvan is een plaat uit één stuk denk-

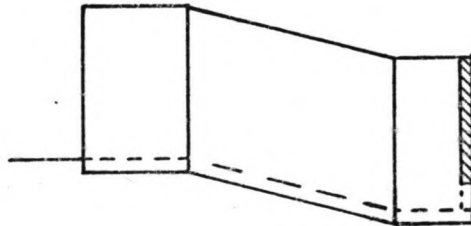
baar, die dezelfde beweging als de draagarmen kan maken.



Het kwetsbaarst hier zijn de scharnieren, deze kunnen echter beschermd worden. Eventueel kunnen de draagarmen met de bodem gecombineerd worden.

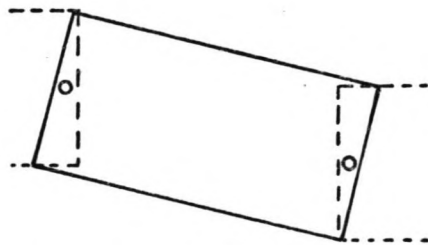


De wanden ondervinden een andere vervorming, namelijk afschuiving.

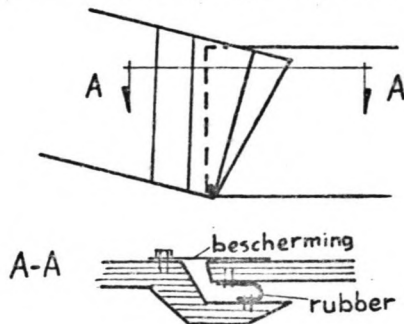


Een voor de hand liggend materiaal is rubber, wat deze vervorming kan volgen. Dit betekent echter een geheel rubberen wand met afmetingen in de orde van 4 x 4 m, met verstijvingen in de vorm van ingevulcaniseerd staal. Het kan wel, maar is waarschijnlijk tamelijk duur.

Het kan ook zo:



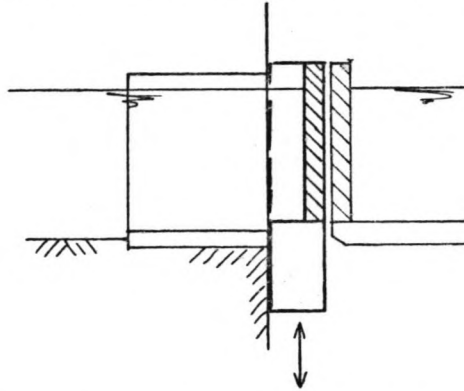
Een niet-vervormende plaat, waarbij de beweging in de



verbindingen wordt opgevangen.

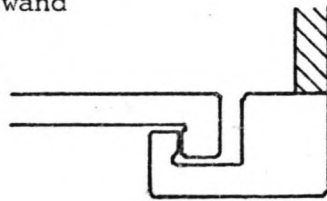
Deze oplossing met gebruik van ophangarmen is wel mogelijk maar erg ingewikkeld en dus niet aantrekkelijk.

Een tweede mogelijke oplossing met bewegende deurkas is een verticaal bewegende deur en deurkas.

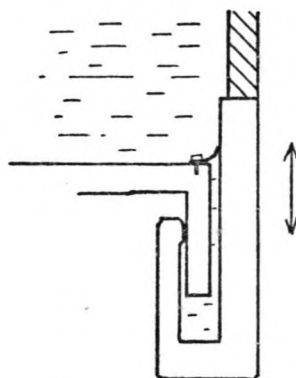


Er is geen horizontale verplaatsing, slechts een verticale. De verbinding, welke in staat moet zijn de horizontale hydrostatische kracht over te brengen, kan met glijdende of rollende lagering uitgevoerd worden. Glijdende lagering is hier in het voordeel omdat hiermee eenvoudig een waterdichte afsluiting gevormd kan worden. Het bezwaar van een grotere wrijving is gering omdat de verbinding relatief weinig beweegt.

afdichting verbinding zijwand

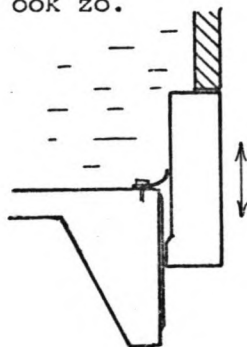


afdichting verbinding bodem

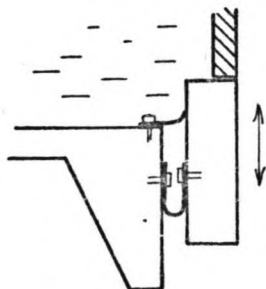


De getekende gebogen strip dient om vuil tegen te houden. Door de beweging zal hier slijtage en ook lekkage optreden. Overwogen kan worden om hiervoor een metalen strip te gebruiken welke door veerwerking aangedrukt blijft.

Deze afdichting van de bodemverbinding is moeilijk bereikbaar. Als wordt afgezien van het overdragen van horizontale krachten kan het ook zo.



Hier bestaat echter weer gevaar voor lekkage, wat als volgt opgelost kan worden.



Een iets gewijzigde oplossing bestaat uit het alleen beweegbaar maken van de drempel. De zijwanden waar de deur tegen rust blijven vast. Het totaal aan bewegende delen is dan kleiner, de problemen met afdichting blijven echter wel bestaan, de verticaal bewegende drempel moet ook waterdicht aansluiten op de wanden.

Geconcludeerd wordt dat een constructie waarbij de deur en de deurkas van het benedenpand de waterstandsvariaties volgen wel mogelijk is, echter tamelijk ingewikkeld. Gekozen wordt dan ook voor de eerder gevonden oplossing waarbij de deur met 80 cm verhoogd wordt. Hiebij komt ook nog de verhoging voor hoogwaterkering zoals al eerder genoemd.

In deze beschouwing is nog geen rekening gehouden met de bewegingsinstallatie voor de deuren. Deze kan als deel van de deurkas, of daar onverbrekkelijk mee verbonden, beschouwd worden en moet dan ook de verticale beweging

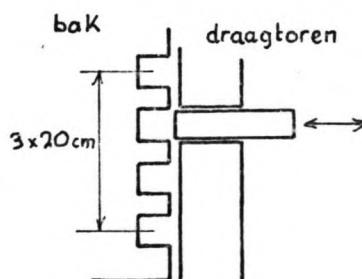
meemaken. Als wordt bedacht dat hierin ook heftorens of een portaal begrepen moet worden, is duidelijk dat het geheel dan wel erg omvangrijk wordt.

In het andere geval wordt de hefinstallatie niet meebewogen, het probleem wat dan optreedt is een verandering in het aangrijpingspunt van 80 cm, waar de hefinstallatie op gedimensioneerd moet worden.

Fixatie van de bak, grendelconstructie

Een ander aspect waaraan nog geen aandacht besteed is is het gebruik van een grendelconstructie om de bak te beveiligen tegen evenwichtsverlies in de bovenste en onderste stand (zie het deel beweging). Ook om de afdichting tussen kanaalwand en bak in stand te kunnen houden is een vergrendeling voorzien voor het opnemen van de horizontale krachten.

Deze vergrendeling vereist een vaste hoogte van de bak. Een continu variabele hoogte van de bak is niet mogelijk, wel is een variatie met discrete stappen mogelijk. De hoogte van 80 cm kan bestreken worden door minimaal 4 posities, in elke positie kan de waterstand dan ± 10 cm variëren, overeenkomstig de eerder gedane aanname.

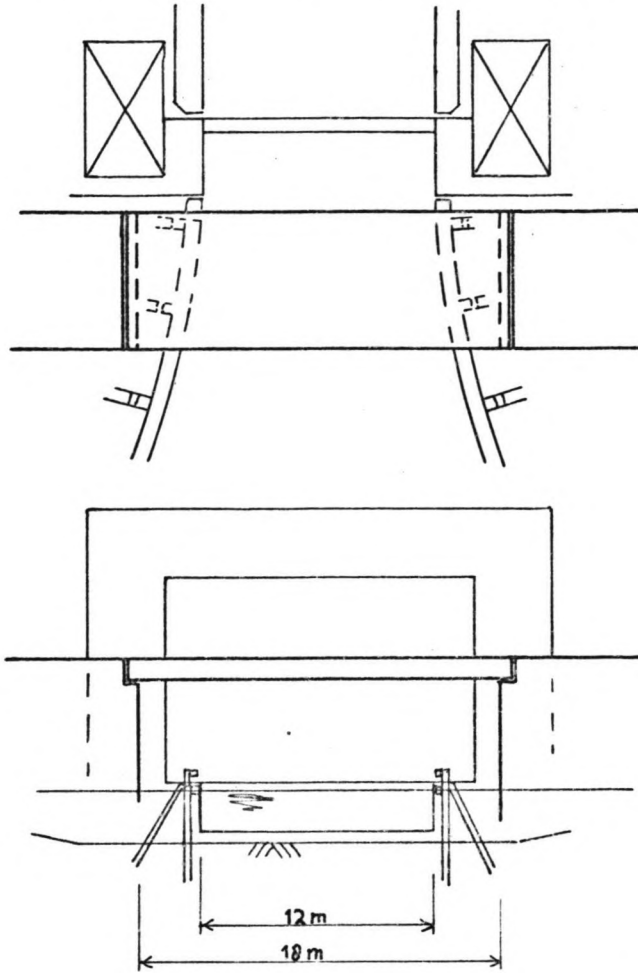


Hinder voor de scheepvaart / wegverbinding

De hinder voor de scheepvaart is minimaal als het minimum doorvaartprofiel over zo kort mogelijke afstand wordt gemaakt. Er kan van worden uitgegaan dat alleen het gedeelte tussen de heftorens de minimale breedte van 12 m krijgt.

Bij het benedenhoofd wordt ook de vaste brug voor het

wegverkeer gemaakt. In verband met de ongehinderde doorvaart is het gewenst de overspanning groter dan



12 m te maken, liefst zoveel groter dat het geleidewerk naar het hoofd tot onder de brug kan worden voortgezet. Een overspanning in de orde van 18 m zal weinig problemen geven.

Als dat voor de stabiliteit van het hoofd nodig is kunnen de brugpijlers vastgebouwd worden aan de heftorens, het gevaar voor kantelen door de grond- en waterdruk is dan veel kleiner.

Afleiden van optredende krachten

Het landhoofd wordt als zelfstandige constructie beschouwd, met verticaal een zwaartekrachtsbelasting en horizontaal belasting door voornamelijk éézijdige grond- en waterdruk. Voor de nu volgende berekeningen wordt uitgegaan van enkele gegevens welke in het bedrijfskundig deel-

ontwerp Uitvoeringsplan (lit 26) zijn vastgelegd.

overspanning keermuur 16 m

heftorens 4 x 7 m

fundering op 14⁺, hoogte tot 38⁺

totaal volume beton 828 m³

Verticale kracht

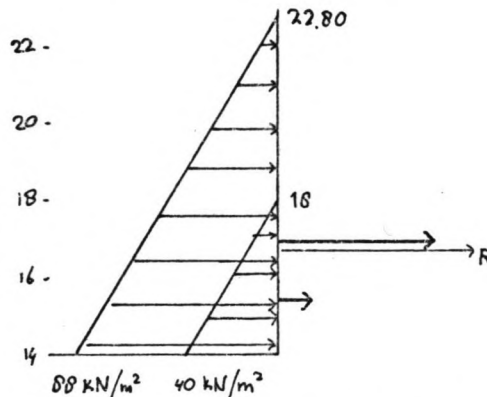
$$F = 838 \times 24$$

$$= 19.872 \text{ kN}$$

Dit is alleen het gewicht van het beton, het totaal-
gewicht zal bijvoorbeeld 30.000 kN kunnen bedragen.

De grootste horizontale belasting, bij waterstand 22,80⁺
is als volgt te schematiseren.

De onderkant van het hoofd ligt op 14⁺



Uitgegaan wordt van neutrale gronddruk, bij een geringe
verplaatsing zal de horizontale korrelspanning sterk
kunnen afnemen.

$$\text{Resultante waterdruk } F = 1/2 \times 8,8 \times 88 \times 24$$

$$= 18.585 \text{ kN}$$

$$\text{Hoogte resultante } 16,93^+$$

$$\text{Resultante gronddruk } F = 1/2 \times 4 \times 40 \times 24$$

$$= 1920 \text{ kN}$$

$$\text{hoogte resultante } 15,34^+ \text{ }^3$$

Totale horizontale kracht

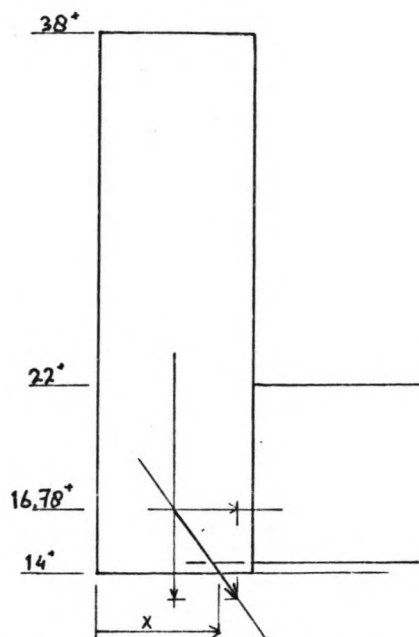
$$F = 18585 + 1920$$

$$= 20505 \text{ kN}$$

De totale horizontale kracht is in verhouding tot de
verticale erg groot, het aangrijpspunt ervan ligt echter

laag.

$$x = 14 + \left(\frac{18585 \times 2,93 + 1920 \times 1,33}{20505} \right)$$
$$= 16,78^+$$



De resultante snijdt de onderkant van de fundering op

$$x = \frac{20505}{30000} \times 2,78$$

= 1,90 m uit de as van de toren, dit is buiten de kerndoorsnede. De zetting onder belasting zal een sterk kantelend effect op de constructie hebben, wat ongewenst is.

Het geschetste landhoofd is op zichzelf niet stabiel genoeg. Maatregelen hiertegen kunnen worden genomen in de vorm van vergroting van de lengtemaat van 7 m of een uitkragende fundering. Meer voor de hand ligt een afstempeling tegen de tegen het hoofd aangebouwde wand van de waterdichte bak. Deze wand reikt van 14⁺ tot 22⁺, de resultante van de horizontale krachten kan hier goed opgenomen worden, dan is gevaar voor kantelen van het hoofd ook afwezig.

Het opnemen van deze in de wand gevoerde kracht is geen probleem. Een gedeelte van deze kracht wordt door wrijving naar de ondergrond afgedragen, afhankelijk van de uitwerking van de constructie wordt de rest van de kracht als normaalkracht door de hele lengte van de constructie gevoerd naar het andere landhoofd, waar een tegengesteld

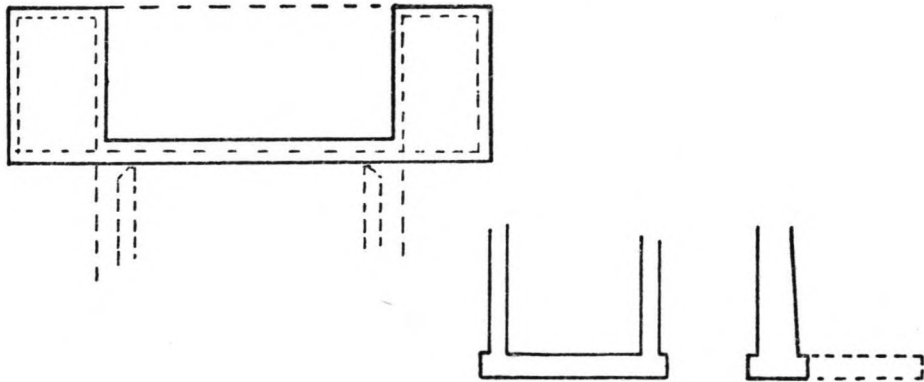
gerichte kracht werkt.

Het afdragen naar de ondergrond zal voornamelijk gebeuren in de zijwanden waar de benodigde wrijving opgewekt kan worden doordat er gronddruk tegen deze wanden aanwezig is. Door het negatieve gewicht van de bak kan langs de bodem geen wrijving opgewekt worden.

De resulterende gemiddelde betondrukspanning in twee wanden van 0,5 m dik en 8 m hoog is

$$\begin{aligned} &= \frac{F}{A} \\ &= \frac{20000 \cdot 10^3}{2 \times 500 \times 8000} \\ &= 2,5 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

De fundering van het hoofd wordt gevormd door de bodem van de beide heftorens van 7 x 4 m welke van een uitkraging kan worden voorzien. De keermuur kan van een smalle fundering worden voorzien, de bodem van de toren kan ook over de volle breedte doorgetrokken worden, waardoor de gemiddelde grondspanning lager kan worden.



Een bovenwaarde voor de gemiddelde gronddruk wordt gevonden als alleen het oppervlak van de bodem van de twee heftorens wordt beschouwd. Per toren wordt hiervoor inclusief uitkraging 5 x 8 m aangehouden.

De gemiddelde grondspanning wordt dan

$$\begin{aligned} &= \frac{30000 \cdot 10^3}{2 \times 5000 \times 8000} \\ &= 0,38 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

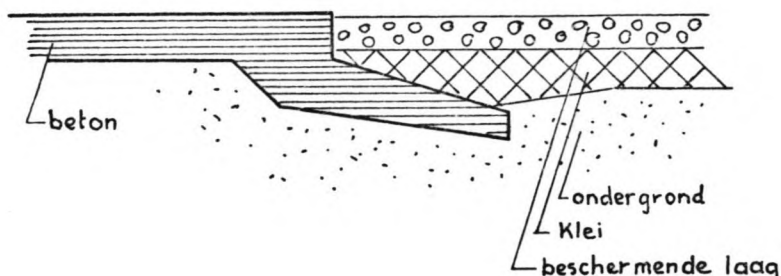
4.2.3 Bovenhoofd

De basisvorm voor het bovenhoofd is identiek aan die van het benedenhoofd. Een waterdichte wand scheidt het hoge kanaalpand van de liftkuil. In deze wand de door een deur afgesloten doorvaartopening met hefinstallatie voor de deur. Verder een geleidewerk om de scheepvaart te geleiden en het hoofd te beschermen tegen aanvaring. Als bijzonderheid is er de tweede hefdeur in het bovenhoofd welke het bovenpand moet vrijwaren voor leeglopen. Als bijzondere aspecten kunnen hier gezien worden de standzekerheid van het geheel en de aansluiting aan het kanaal. De op blz 168 opgesomde zaken geven verder geen aanleiding tot nieuwe opmerkingen.

Aansluiting aan het kanaal

Het bijzondere van dit kanaal is dat de grondwaterstand in het omringende terrein op circa 21 m + NAP ligt, terwijl de waterspiegel in het kanaal op 28,50⁺ ligt. Om leeglopen van het kanaal te voorkomen dient een waterdichte bekleding aangebracht te worden. Deze waterdichte bekleding is in het huidige kanaal eveneens aanwezig en bestaat uit een kleilaag van minimaal 40 cm dik met daaroverheen een bescherming van riet, grind en stortsteen met een totale dikte van 45 cm. In het nieuw aan te leggen kanaal zal geen riel meer gebruikt worden, wel zal de basisvorm gehandhaafd blijven

van klei ter afdichting met daaroverheen een bescherming. De waterdichtheid van het kanaal moet gehandhaafd worden tot aan de afsluitende deur, waar de bodem uit beton zal bestaan. Er moet dus een waterdichte overgang gemaakt worden tussen het aarden kanaal en het betonnen hoofd, wat op de volgende manier kan.



Stabiliteit

Het bovenhoofd in zijn basisopzet wordt horizontaal gezien hoofdzakelijk eenzijdig belast door gronddruk en waterdruk. Deze belasting is duidelijk ongunstiger dan bij het benedenhoofd door het hogere aangrijpingspunt.

Ondanks deze belastingen dient de horizontale verplaatsing van het hoofd ook op lange termijn beperkt te blijven tot enkele tientallen millimeters. Hierote is weer een verbinding met de wanden van de waterdichte bak nodig, waarbij moet worden nagegaan om welke hoogte de resultante van de horizontale kracht ligt.

Een hooggelegen resultante is geen bezwaar, omdat het aansluitende gedeelte van de wand van de waterdichte bak verhoogd wordt uitgevoerd, zoals later zal worden aangegeven.

Berekend wordt nu het effect van de horizontale grond- en waterdrukken, gerekend over een breedte van 16 m, wat gelijk is aan de overspanning van de keermuur.

Zowel grond- als waterdrukken werken tegen de heftorens tweezijdig, zodat de krachten daar elkaar opheffen.

Voor wat betreft de gronddruk wordt dit nog nader toegelicht.

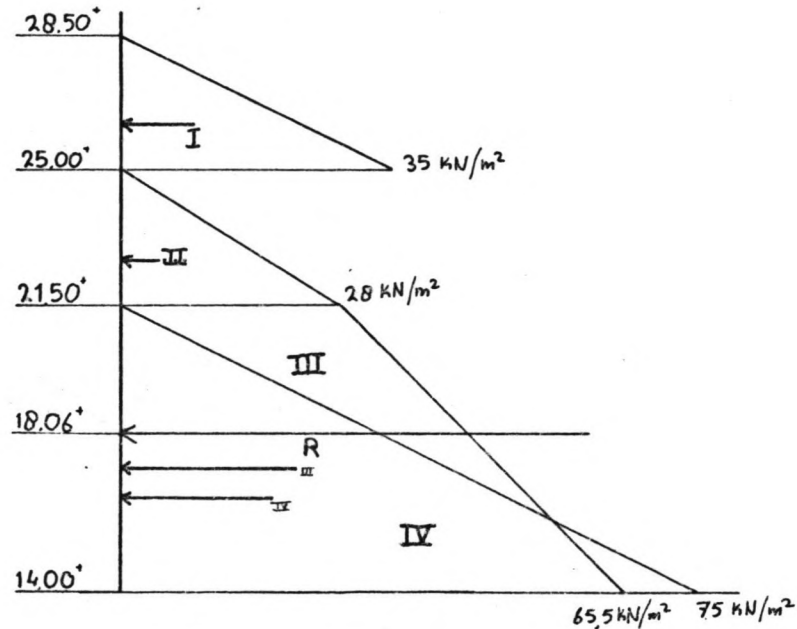
Voor het eigen gewicht van het hoofd wordt weer

gebruik gemaakt van het uitvoeringsplan (lit 26), waarin een betonvolume van 786 m^3 wordt gegeven.

Gewicht hiervan 786×24
 $= 18864 \text{ kN}$.

Als afgerond totaalgewicht wordt net als bij het benedenhoofd 30000 kN gebruikt.

Horizontale belastingen.



Voor de gronddruk wordt gerekend met de neutrale waarde λ_n . De redenering is dat bij optredende grotere gronddruk de constructie zal vervormen waardoor de gronddruk weer afneemt.

Als waarde voor λ_n wordt $0,5$ gebruikt.

volumegewicht korrels onder water 10 kN/m^3

volumegewicht korrels boven water 16 kN/m^3

I waterdruk bovenkanaal

$$F = \frac{1}{2} \times 3,5 \times 35 \times 16$$
$$= 980 \text{ kN}$$

op hoogte $26,17^+$

II gronddruk boven grondwater

$$F = \frac{1}{2} \times 3,5 \times 3,5 \times 16 \times 0,5 \times 16$$
$$= 784 \text{ kN}$$

op hoogte $22,67^+$

III gronddruk korrelskelet onder grondwater

$$\begin{aligned} F &= (7,5 \times 28 + \frac{1}{2} \times 7,5 \times 7,5 \times 10 \times 3,5) \times 16 \\ &= (210 + 141) \times 16 \\ &= 5610 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{op hoogte } x &= \frac{210 \times 3,75 + 141 \times 2,50}{351} \\ &= 3,25 \end{aligned}$$

de hoogte is dan $17,25^+$

IV waterdruk grondwater

$$\begin{aligned} F &= \frac{1}{2} \times 7,5 \times 75 \times 16 \\ &= 4500 \text{ kN} \end{aligned}$$

op hoogte $16,50^+$

De totale horizontale kracht

$$\begin{aligned} F &= 980 + 784 + 5610 + 4500 \\ &= 11.874 \text{ kN} \end{aligned}$$

De hoogte van deze resultante kracht

$$\begin{aligned} h &= \frac{980 \times 26,17 + 784 \times 22,67 + 5610 \times 17,25 + 4500 \times 16,50}{11.874} \\ &= 18,06^+ \end{aligned}$$

Bij een hoogte van de wand van de waterdichte bak van 14^+ tot 22^+ grijpt deze kracht vrijwel precies centrisch aan, wat gunstig is. Het is aan te bevelen om de verhoogde einden van deze wand zodanig te maken dat zij geen kracht uit het landhoofd overdragen.

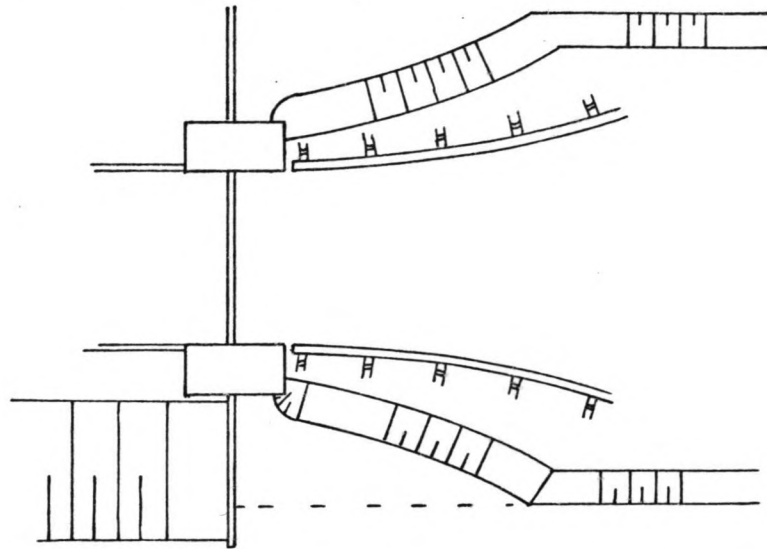
Gemiddelde drukspanning in de wanden

$$\begin{aligned} &= \frac{11874 \cdot 10^3}{2 \times 500 \times 3000} \\ &= 1,5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Met deze belasting moet voor de wanden rekening worden gehouden.

De waterdruk uit het bovenkanaal treedt alleen daar op waar het waterdicht beklede kanaal contact maakt met het hoofd. De totale belasting hierdoor kan beperkt worden door beperking van de breedte van het kanaal bij het hoofd, uiteraard rekening houdend met de gestelde

eis van geringe hinder voor de scheepvaart.

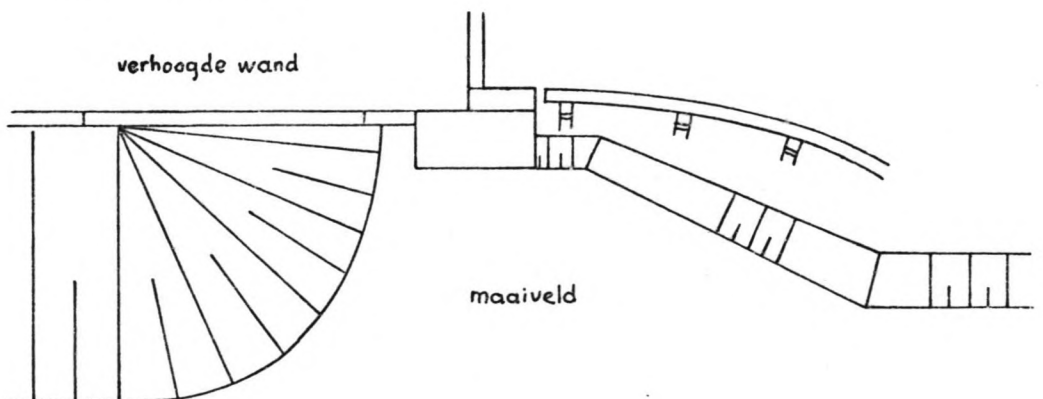


De gronddruk kan op twee manieren verminderd worden:

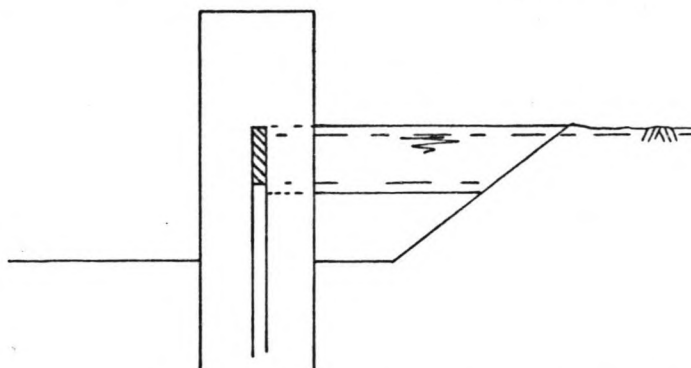
- Door ook aan de lage kant van het bovenhoofd een grondaanvulling aan te brengen tegen de zijkanten van de scheidingswand. Hierdoor wordt de horizontale verplaatsing van het hoofd sterk tegengegaan, er ontstaat actieve en passieve gronddruk bij een geringe verplaatsing.

De kuil waarin de bak beweegt kan vrijgehouden worden door de wanden daarvan te verhogen. Zoals al gezegd zijn deze verhogingen niet nodig voor de stabiliteit van het hoofd.

Door de anaarding worden de zijkanten van de scheidingswand overbodig, deze hadden slechts een grondkerende functie.



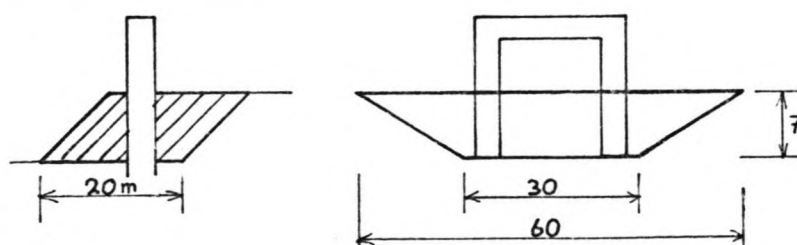
- Een tweede manier om de gronddruk te verminderen is het verwijderen van de grond om het hoofd. Dit betekent het bouwen van een ort aquaduct om het bovenpand in verbinding te brengen met het hoofd.



De keuze voor deze oplossing kan gemaakt worden als de kosten voor een grondaanvulling zoals boven beschreven zo hoog worden dat dit aquaduct goedkoper wordt. Dat dit hier niet het geval is blijkt uit de volgende berekening.

Als prijs voor grondverzet wordt de nettoprijs per 1 januari '80 gebruikt van $f 4,60/m^3$. Voor de prijs van het aquaduct is geen eenvoudige maatstaf. In deze berekening wordt een bedrag van $f 1000,-/m^2$ ingevuld zoals dat wel gehanteerd wordt voor een viaduct. Er wordt vanuit gegaan dat dit aquaduct duurder is. Hoeveel duurder, meetbaar in procenten of in ordegrootten, doet niet ter zake zoals zal blijken.

Kosten grondaanvulling



voor de lengte van de grondmoot wordt 20 m genomen, de aangenomen dwarsdoorsnede is getekend.

$$\begin{aligned} \text{volume} &= \frac{1}{2} \times (30 + 60) \times 7 \times 20 \\ &= 6300 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

prijs 6300 x f 4,60
= f 29.000,-

Kosten aquaduct

voor de lengte van het aquaduct wordt 15 m genomen,
voor de breedte eveneens 15 m

oppervlakte = 15 x 15
= 225 m²

kosten 225 x f 1000,-
= f 225.000,-

Het verschil is duidelijk, de grondaanvulling wordt dus
gekozen.

Hiermee is het globaal vormgeven van de verbindingen
voltooid.

5. VORMGEVING VAN BETONWERK EN FUNDERING

In dit hoofdstuk wordt de constructie als geheel besproken. De diverse delen welke in de voorgaande hoofdstukken werden behandeld zijn daarin terug te vinden.

Achtereenvolgens worden behandeld de samenhang en fundering van de gehele constructie en een globale dimensionering van de draagtorens en de waterdichte betonnen bak.

5.1 De constructie als geheel

Voor de opzet van de constructie is de uitvoeringswijze van belang. Een uitvoering waarbij de constructie niet in een droge bouwput gemaakt wordt vereist bijvoorbeeld het gebruik van diepwanden. Het maken van horizontale vloeren is dan bewerkelijk.

Hier wordt uitgegaan van een uitvoering in een gegraven bouwput. De laagste punten van de constructie, de fundering van de draagtorens, komen op ongeveer 13⁺. Dit is ruim 8 m onder het grondwaterpeil. Aangenomen wordt dat dit wel droog te malen is.

Zoals bij elke bemaling moet ook hier voorzien worden in reservecapaciteit door het plaatsen van meer pompen dan het minimaal benodigde aantal.

Bij uitvoering in een droge bouwput kunnen vloeren eenvoudig gestort worden, er is tevens een goede controle van de kwaliteit mogelijk.

Door de goede grondslag wordt een fundering op staal mogelijk, wat zeer eenvoudig is. Bij het maken van de bouwput betekent dit dat de bodem ervan voorzichtig behandeld moet worden en zoveel mogelijk ongeroerd blijven.

Als bouwdelen zijn te onderscheiden:

- 4 draagtorens, welke een grote belasting vormen
- een waterdichte betonnen bak die de bewegingsruimte voor de liftbak onder het grondwaterpeil omsluit.

Hier vormt de opwaartse waterdruk een grote kracht, de zijwanden worden door water- en gronddruk belast. - 2 hoofden, waarin de kopwanden van de waterdichte bak zijn opgenomen. Hier is ook het eigen gewicht de belangrijkste belasting, daarnaast is er een aanzienlijke grond- en waterdruk.

De rest van de constructiedelen is in dit verband minder van belang omdat deze delen, bijvoorbeeld de stalen bak, aan één van de genoemde delen bevestigd worden.

Aandacht wordt voornamelijk besteed aan de draagtorens en de waterdichte bak.

Er zijn twee belastingstoestanden te onderscheiden, namelijk afwezigheid van grondwater en aanwezigheid van grondwater. In het laatste geval gaat het om de opwaartse waterdrukken en is dus de hoogst optredende waterstand van belang.

Ook moet in de constructie rekening gehouden worden met horizontale grond- en waterdrukken, dit heeft echter in principe niet met de fundering te maken omdat de horizontale krachten elkaar opheffen. Er wordt echter wel aandacht aan besteed omdat de constructie van de waterdichte bak nog niet eerder behandeld is.

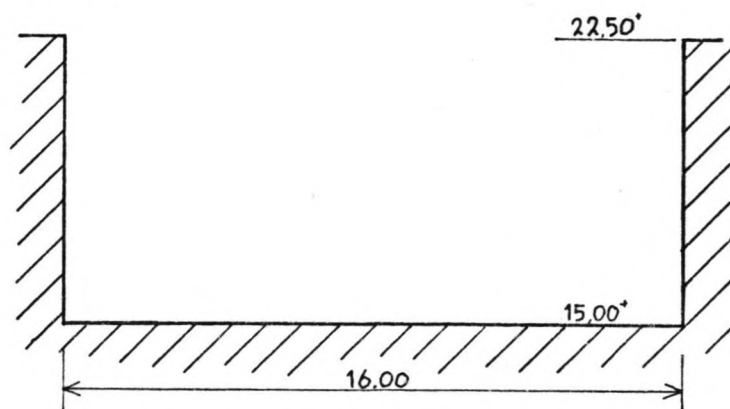
Een bijzonder geval treedt op als de waterdichte betonnen bak volloopt. Voor de sterkte zal dit geen problemen geven, de totale belasting op de ondergrond neemt echter toe en het opdrijvend vermogen verdwijnt ook.

De constructie wordt als volgt beschouwd:

- eerst wordt de waterdichte bak beschouwd buiten de torens
- daarna wordt het samenstel van de bak tussen draagtorens en deze draagtorens zelf behandeld. Hier werken behalve grond- en waterdrukken ook de gewichtskracht uit het boven (staal-)deel van de liftconstructie.

5.1.1. Dwarsdoorsnede waterdichte bak

Hiervan zijn de afmetingen aan de dagzijde als gegeven te beschouwen.



De optredende krachten zijn:

- horizontaal grond- en waterdruk tegen de zijwanden
- verticaal gewicht van de constructie

waterdruk opwaarts in normale toestand

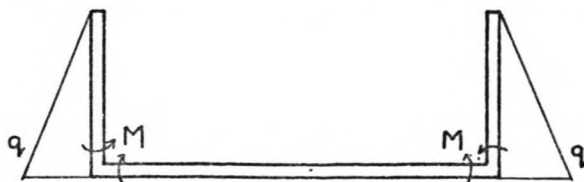
in bouwfase geen waterdruk

in geval van vollopen van deze bak, wat wel als calamiteit beschouwd kan worden treedt ook neerwaartse waterdruk op.

De horizontale krachten op de zijwanden zijn symmetrisch, er is geen uitwendige resultante. Het lijkt logisch om deze krachten uit beide wanden elkaar te laten compenseren. Theoretisch is er ook de mogelijkheid om de krachten beide naar de ondergrond af te leiden, deze mogelijkheid lijkt echter niet reëel en wordt niet verder beschouwd.

Om mogelijk te maken dat de horizontale krachten uit de zijwanden elkaar opheffen moet er een verbinding tussen beide zijn, de bodem van de bak.

In de bodem treden een normaalkracht en een moment op,



waarop deze berekend moet worden.

Het genoemde calamiteitsgeval van vollopen van de bak heeft behalve verticale krachten ook een horizontale kracht tot gevolg, waterdruk tegen de binnenzijde van de wand. Deze kracht verlaagt de belasting in de wand tijdelijk, waar verder geen maatregelen voor vereist zijn.

Verticaal zijn er twee belastinggevallen:

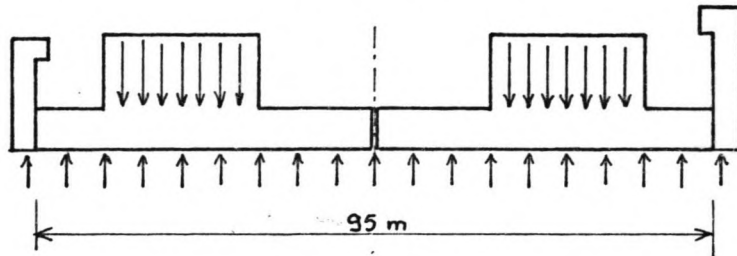
1. geen grondwater aanwezig, of een volgelopen bak, waarbij uitwendig het grondwater ook hoog staat. Dit geval van vollopen geeft vrijwel dezelfde belasting als het geheel afwezig zijn van water. Hier moet het gewicht van de bak door de ondergrond gedragen worden, waarvan geen moeilijkheden verwacht worden.
2. grondwater in hoogste stand. Dan is er een aanzienlijke opwaartse waterdruk, dit is de normale bedrijfstoestand. Het opdrijven van de bak moet voorkomen worden, waarvoor diverse mogelijkheden zijn:
 - het gewicht van wanden en vloer zo hoog maken dat de bak niet opdrijft. Dit vereist zeer grote dikten
 - het eigen gewicht kan ook vergroot worden door een waterdichte laag in de grond aan te brengen en gebruik te maken van het grondgewicht daarop. Dit is een zeer bewerkelijke methode.
 - de vloer kan buiten de wanden uitkragen, het gewicht van de daarop rustende grond moet de bak op zijn plaats houden
 - toepassen van trekankers of trekpalen
 - het afleiden van de opwaartse kracht via de wanden naar de draagtoeren. Hierbij moet het totale gewicht van de constructie groter zijn dan de opwaartse waterdruk.

Het tweede belastinggeval is bepalend voor de vormgeving. Hier wordt gekozen voor het laatste alternatief, afleiden

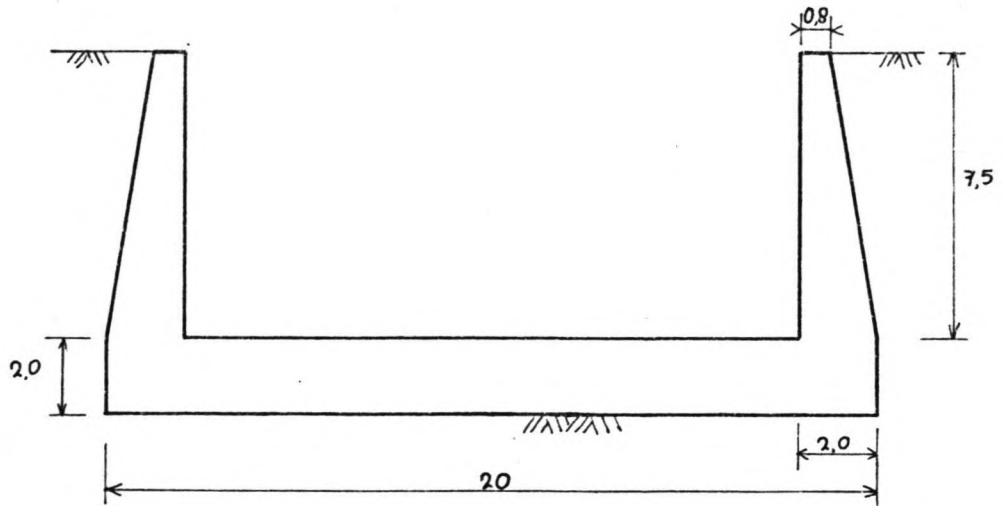
van de kracht naar de draagtorens. Dit alternatief vereist namelijk geen extra constructiedelen, er wordt gebruik gemaakt van al aanwezige delen.

De langswand van de bak gaat dan als ligger fungeren. Dit is van belang bij het bepalen van de plaats van dilatatievoegen, omdat deze moeilijk een moment over kunnen brengen.

Een goede oplossing ontstaat als één dilatatievoeg wordt gemaakt, midden tussen beide draagtorens.



Als geschatte afmetingen voor de bak buiten de draagtorens worden de volgende maten aangehouden.



5.1.2. Doorsnede bak tussen de torens

Tussen de torens blijft de maat in de dag van de bak hetzelfde, de horizontale gronddruk werkt tegen de buitenzijde van de torens en de optredende funderingsdruk wordt naar de ondergrond overgebracht door de monolietconstructie van bak en torens samen.

Een schets van de constructie staat op blz 210.

De belastinggevallen:

1. afwezigheid van grondwater.

Dan moet het eigen gewicht tesamen met de uit de torens komende bovenbelasting naar de ondergrond afgedragen worden. Dit geval geeft de grootste grondspanningen. Door de monolietconstructie is een goede spreiding van de funderingsdruk mogelijk, er komen geen scherpe pieken voor.

2. aanwezigheid van grondwater

Hier is net als bij de bak zonder torens de opwaartse waterdruk van belang. Om de gegeven oplossing van afleiden van deze opwaartse druk naar de torens mogelijk te maken moet het totale gewicht van de constructie groot genoeg zijn, wat hierna berekend wordt.

5.2. Krachten en funderingsdrukken

De optredende krachten worden globaal bepaald met de volgende aangenomen afmetingen

binnenbreedte waterdichte bak 16 m

bovenkant bakbodem op 15,00⁺

wanddikte van 0,80 m tot 2,0 m, gemiddeld 1,40 m

bodemdikte 2 m

bovenkant van de wand op 22,50⁺

wanddikte binnenwand draagtoren 0,50 m

hoge grondwaterstand 21,50⁺

Eigen gewicht van een toren

hoogte ~ 18 m

horizontaal profiel (26 x 6) - (25 x 5) = 31 m²

$V = 18 \times 31$

$= 558 \text{ m}^3$

$G = 558 \times 24 \cdot 10^3$

$= 13.400 \text{ kN}$

bovenbelasting uit kabelschijven 28.000 kN

totaal $F = 41.400 \text{ kN}$

Eigen gewicht bak

lengte ~ 97 m

profiel $(9,5 \times 18,8) - (7,5 \times 16) = 58,6 \text{ m}^2$

$$V = 97 \times 58,6 \\ = 5684 \text{ m}^3$$

Hiervan aftrekken de wanden ter plaatse van de torens

$$V = 4 \times 8,5 \times 26 \times 0,5 \\ = 442 \text{ m}^3$$

$$V = 5242 \text{ m}^3$$

$$G = 5242 \times 24 \cdot 10^3 \\ = 125.800 \text{ kN}$$

Waterinhoud van de volgelopen bak

$$\text{volume } 7,5 \times 95 \times 16 \\ = 11,400 \text{ m}^3$$

$$G = 114.000 \text{ kN}$$

Opwaartse waterdruk onder toren

Hiervoor aangenomen een gemiddelde ligging van de onderkant, fundering inbegrepen, op 13^+ .

$$\text{waterdruk } 85 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{opp. } 26 \times 6 = 156 \text{ m}^2$$

$$F = 13.300 \text{ kN.}$$

Opwaartse waterdruk onder de bak

$$\text{waterdruk } 85 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{opp } 97 \times 18 = 1746 \text{ m}^2$$

$$F = 148.400 \text{ kN}$$

Resultierende verticale belastingen

1. bij afwezigheid van grondwater

per toren 41.400 kN

onder de bak 125.800 kN

2. bij aanwezigheid van grondwater

onder de bak 22.600 kN opwaarts

per toren 28.100 kN neerwaarts

De opwaartse druk wordt afgeleid op de torens. Het resulterende totale gewicht van bak en torens in normale toestand is

$$F = 4 \times 28.100 - 22.600 \\ = 89.800 \text{ kN.}$$

Dit totale gewicht geeft aan dat wat betreft het krachtenevenwicht de opwaartse waterdruk in de lift zelf opgenomen kan worden.

3. volgelopen bak

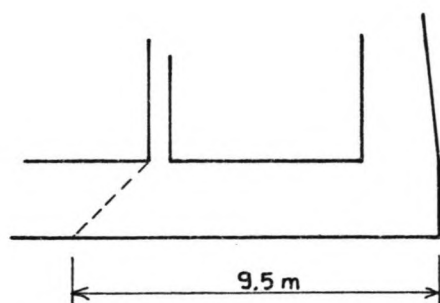
Dan ontstaat een toestand waarbij onder de bak wee ongeveer het eigen gewicht werkt, de opwaartse druk is geheel opgeheven. De opwaartse druk onder de torens blijft echter bestaan, de belasting daar is kleiner dan die bij afwezigheid van grondwater, dit is geen maatgevend geval.

Gronddruk onder torens

De maximale gemiddelde grondspanning is te vinden uit het totale gewicht bij afwezigheid van grondwater, 291.400 kN, en de oppervlakte waarover dit gewicht naar de ondergrond afgeleid wordt. Het betreft dan de korrelspanning.

Eenvoudig is om hiervoor de hele oppervlakte van de bodem van bak en torens in te vullen, deze waarde geeft echter geen reëel beeld omdat niet over de gehele oppervlakte dezelfde spanning optreedt. Spanningsconcentraties zullen optreden ondanks de stijfheid van de fundering bij de torens, omdat daar het gewicht groter is en ook de bovenbelasting in de constructie gevoerd wordt. De maximale spanningen zullen onder de torens gevonden worden.

De bij afwezigheid van grondwater optredende maximale gronddruk wordt benaderd door het totale gewicht uit een draagtoren te beschouwen als een gelijkmatig verdeelde belasting onder de vloer van de draagtoren en daarbij een strook van 2 m van de bakbodem, overeenkomend met



een spreiding onder 45° .

Een dergelijke spanningsverdeling is onmogelijk voor de stabiliteit van de torens, deze wordt verzekerd door een buigend moment in de bakbodem en een ongelijke spanningsverdeling waar hier een gelijkmatige wordt aangenomen. Dit is nu echter niet van belang, het gaat hier om de maximale gronddruk.

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{F}{A} \\ &= \frac{41.400 \cdot 10^3}{9500 \times 27000} \\ &= 0,16 \text{ N/mm}^2.\end{aligned}$$

Deze spanning is voor een fundering op staal toelaatbaar (zie ook bijlage 2)

De oorspronkelijke korrelspanning in de bodem voor de bouw van de lift is opgebouwd uit ongeveer 8 m grond boven het grondwater $\approx 16 \text{ kN/m}^3$ en 8 m grond onder het grondwater waarvoor 10 kN/m^3 wordt gerekend. De korrelspanning op $13,00^+$ is dan

$$\begin{aligned}\sigma_k &= \frac{8 \times 16 \cdot 10^3 + 8 \times 10 \cdot 10^3}{10^3 \times 10^3} \\ &= 0,21 \text{ N/mm}^2.\end{aligned}$$

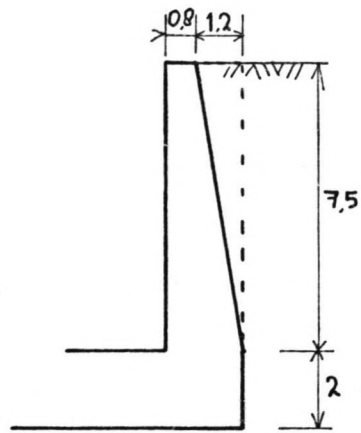
met juist?

De korrelspanning geeft geen problemen, de voor de bouw aanwezige spanning wordt niet overtroffen.

Druk onder bakbodem

Deze druk, ook bij afwezigheid van grondwater, wordt benaderd door het eigen gewicht van 1 m' van de bak te verdelen over de erbij behorende oppervlakte. Hierbij wordt ook de grond binnen een verticale lijn door de

buitenkant van de wand in de berekening betrokken.



$$\text{beton: } 20 \times 2 \times 1 = 40 \text{ m}^3$$

$$2 \times 7,5 \times \frac{1}{2} (2 + 0,8) \times 1 = 21 \text{ m}^3$$

$$G = 61 \times 24$$

$$= 1464 \text{ kN}$$

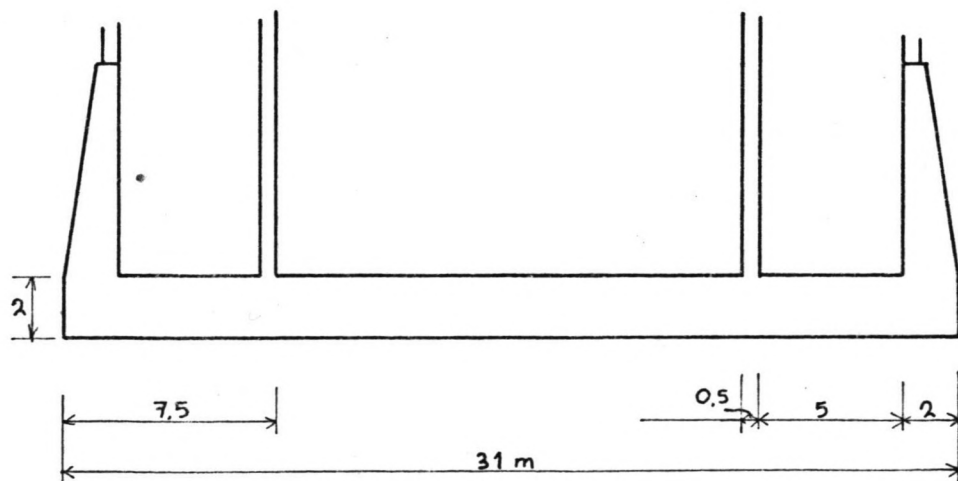
$$\text{grond: } G = 2 \times 7,5 \times \frac{1}{2} \times 1,20 \times 1 \times 16$$

$$= 144 \text{ kN}$$

$$\text{totaal } G = 1608 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{F}{A} \\ &= \frac{1608 \cdot 10^3}{20000 \times 1000} \\ &= 0,08 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Dit is lager dan de oorspronkelijk aanwezige grondspanning.

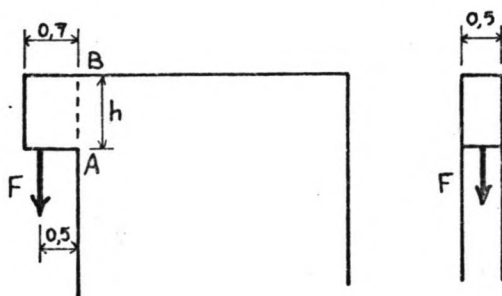


5.3 Dimensionering van een draagtoren

De draagtoren bestaat uit een rechthoekige binnenruimte van circa 25 x 5 m omgeven door betonnen wanden van 0,5 m dik zodat de buitenmaten 26 x 6 m worden.

Bevestiging aandrijving

De korte wand ter plaatse van de aandrijving wordt zo ver naar boven doorgetrokken dat een bevestigingspunt voor de aandrijving gevormd wordt.



Het peil van punt A volgt uit:

laagst mogelijke bevestigingspunt aan de bak in hoogste stand : circa 25⁺ NAP

daarbij de lengte van de hydromotor : 10 m

Het peil van A wordt 35,00⁺.

Ter bepaling van de ordegrrootte van h wordt een berekening gemaakt voor de grenstoestand bezwijken bij uitvoering in gewapend beton.

Aannamen breedte 0,5 m

lengte 0,7 m

aangrijpingspunt F op 0,5 m

Grootst optredende nuttige verticale kracht 750 kN.

Schatting van het eigen gewicht van de hydromotor uit

geschat volume

volume gesteld op $0,4 \times 0,4 \times 10$ m

gemiddelde volumieke massa (olie + staal) 40 kN/m^3

$$\text{e.g.} = 0,4 \times 0,4 \times 10 \times 40$$

$$= 64 \text{ kN}$$

$$F_{\text{totaal}} = 814 \text{ kN}$$

Eigengewicht van het betonnen uitsteeksel bij $h = 1$ m

$$G = 1 \times 0,7 \times 0,5 \times 24$$

$$= 8,4 \text{ kN}$$

Dit wordt verwaarloosd, terwijl F naar boven wordt afgerond op 820 kN.

$$M = 820 \times 0,5$$

$$= 410 \text{ kNm}$$

$$M_u = 1,7 \times 410$$

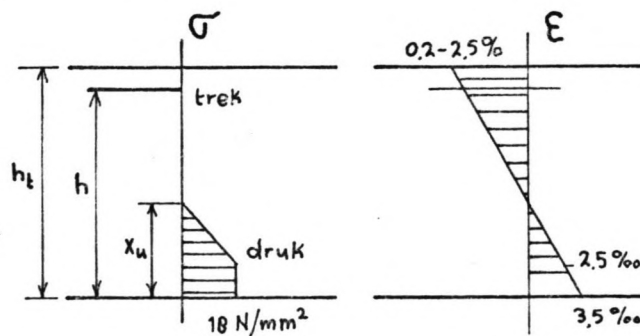
$$= 700 \text{ kNm}$$

Verdere aannamen: beton B 22,5 $\sigma'_{bk} = 18 \text{ N/mm}^2$

staal FeB 400 $\sigma_{\text{vloei}} = 400 \text{ N/mm}^2$

Stel $h_t = 1$ m en $h = 0,9$ m

$\omega = 0,45 \%$ (wapeningspercentage)



$$F_{\text{staal bij vloei}} = A \cdot \sigma_{vl} (= F_a vl)$$

$$A = 0,45 \times 10^{-2} \times 100 \times 500$$

$$= 2250 \text{ mm}^2$$

$$F_a vl = 2250 \times 400$$

$$= 900 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Hoogte betondrukzone x_u volgt uit $F'_b = F_a$

$$F_b = \frac{9}{14} \cdot x_u \cdot \sigma'_{bk} \cdot b$$

$$x_u = \frac{14}{9} \cdot \frac{900 \cdot 10^3}{18 \times 500}$$
$$= 156 \text{ mm}$$

Inwendige hefboomsarm z dan te vinden

$$z = h - \frac{67}{189} x_u$$
$$= 900 - \frac{67}{189} \times 156$$
$$= 845 \text{ mm.}$$

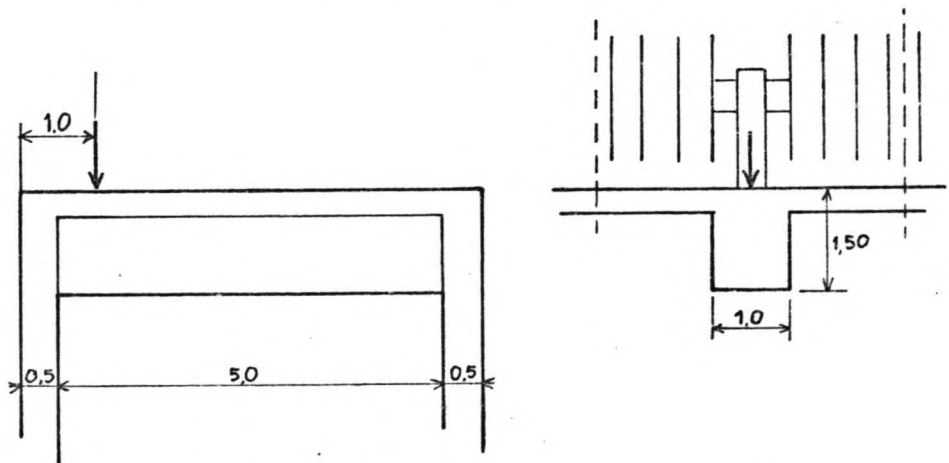
Opneembaar moment M_{\max}

$$M_{\max} = z \cdot F_a$$
$$= 845 \times 10^{-3} \times 900$$
$$= 760 \text{ kNm}$$

Een balkhoogte $h = 1 \text{ m}$ voldoet aan dit criterium, dus is in de juiste orde van grootte.

De balk ondervindt echter een tamelijk sterk wisselende belasting, waarvoor gewapend beton minder geschikt is. Een uitvoering in voorgespannen beton is goed in staat om de wisselende krachten op te nemen zonder hinderlijke scheruvorming in het beton, deze uitvoering is dus aan te bevelen.

Draagconstructie kabelschijven



Via de lagering wordt het volledige gewicht van bak en contragewichten op deze plaats in de constructie ingeleid.

Aangenomen wordt dat de totale belasting vanuit een groep van acht kabelschijven aan twee kanten van die

groep in de constructie wordt gevoerd. Deze belasting wordt opgenomen door een zware betonnen balk, welke de belasting overbrengt op de muren van de toren. Door de plaats van de belasting wordt de binnenste muur, aan de kant van de bak, verreweg het zwaarst belast.

Bij een aangenomen breedte van 1 m wordt nu de benodigde hoogte van een balk in voorgespannen beton bepaald.

De bovenbelasting:

$$\frac{2 \times 56.000}{24} = 4700 \text{ kN}$$

plus eigen gewicht kabelschijven, lagers, kabels en dergelijke.

Kabels wegen ongeveer

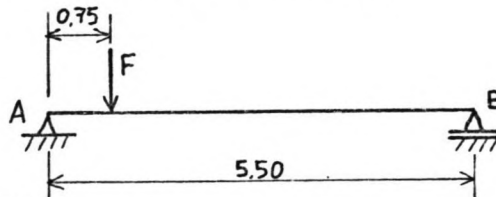
$$8 \times 15 \times \frac{10300}{100}$$

$$= 12,4 \text{ kN}$$

Als voor het totale e.g. van alle delen 100 kN wordt aangenomen volgt een rond getal

$$F = 4800 \text{ kN.}$$

Voor de overspanning l wordt 5,5 m aangenomen, waarbij F 0,75 m uit het steunpunt aangrijpt.



$$A_v = \frac{4,75}{5,50} \times 4800 = 4145 \text{ kN}$$

$$B_v = \frac{0,75}{5,50} \times 4800 = 655 \text{ kN}$$

M_{\max} onder de belasting F

$$M_{\max} = 4145 \times 0,75$$

$$= 3110 \text{ kNm}$$

Hier komt de belasting door e.g. van de balk nog bij:

$$\text{bij } l \times b \times h = 6 \times 1 \times 1,5$$

$$G = 9 \times 24$$

$$= 216 \text{ kN}$$

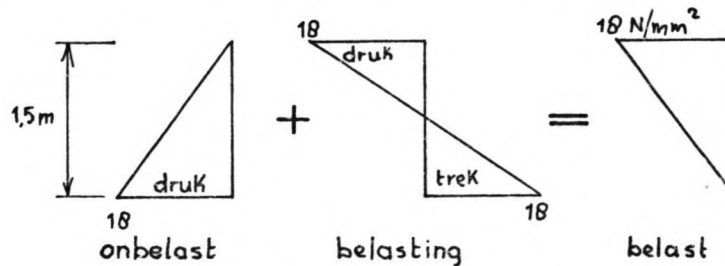
$$M_{\text{midden}} = 1/8 q l^2$$

$$\begin{aligned} &= 1/8 \times 36 \times 6^2 \\ &= 162 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dit moment wordt verwaarloosd, aangenomen wordt dat het wordt opgenomen door wijziging van de plaats van de voorspanning.

Voor het moment uit de bovenbelasting wordt uitgegaan van aanbrengen van de hele voorspanning voordat de belasting aangebracht wordt. Dit is een ongunstige aanname.

Opneembaar moment M_{\max} in een balk van $1 \times 1,5$ m



$$\begin{aligned} M_{\max} &= 2/3 h \cdot 1/2 \cdot 1/2 h \cdot b \cdot \sigma'_{bk} \\ &= 1/6 b \cdot h^2 \cdot \sigma'_{bk} \\ &= 1/6 \times 1 \times 1,5^2 \times 18 \cdot 10^3 \\ &= 6750 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Op te nemen is } M_u &= 1,7 \times 3110 \\ &= 5287 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Deze balk is zwaar genoeg, vermindering is mogelijk.

Dwarskrachtcontrole

In de zwaarst belaste doorsnede is de dwarskracht

$$\begin{aligned} D &= 4145 + 108 \quad (A_v + \text{half e.g.}) \\ &= 4253 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{D \cdot \gamma}{b \cdot h} = \frac{4253 \cdot 10^3}{1000 \times 1500} \cdot 1,7 \\ &= 4,8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Als wordt aangehouden $\tau_2 = 0,25 \sigma'_{bk}$, zoals in VB 1974

art E - 504.1 wordt gegeven, geldt $\tau_2 = 4,5 \text{ N/mm}^2$.

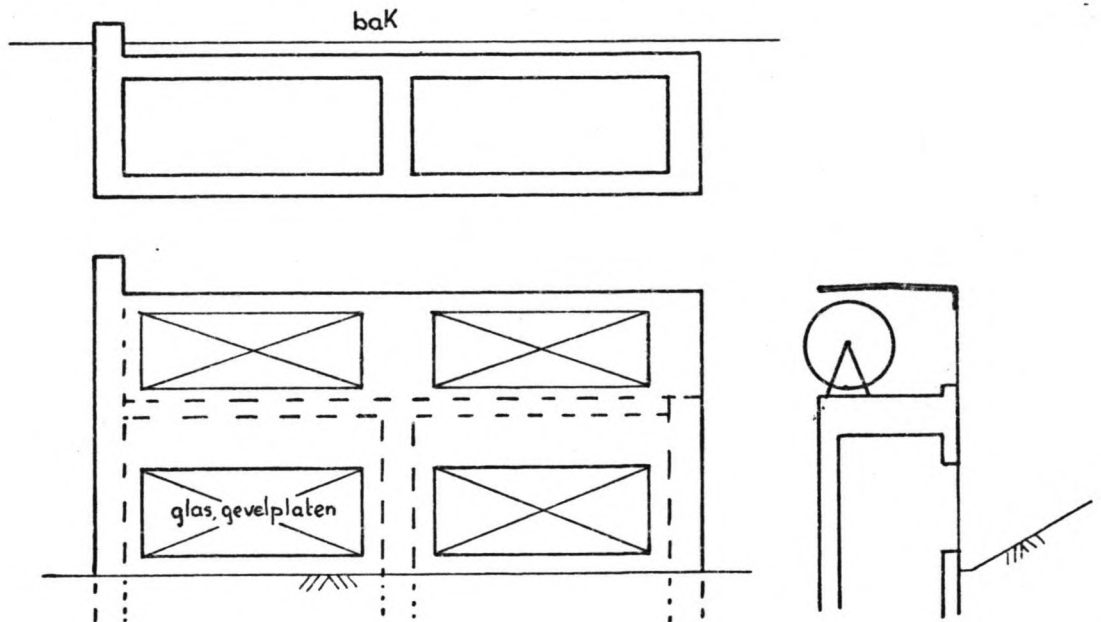
Dan is de optredende schuifspanning groter dan de toegestane, er is dwarskrachtwapening nodig.

Wanden van de draagtorens

De basisvorm is een massieve wand van 0,5 m dik, aan vier zijden.

De verticale belasting wordt voornamelijk gedragen door de langswand aan de zijde van de bak. Geconcentreerde belastingen treden hier op bij de oplegging van de behandelde dwarsbalken.

De andere langswand kan lichter uitgevoerd worden, of zelfs gedeeltelijk weggelaten en vervangen door een eenvoudige gevelconstructie, of glas. Als dat voor de stabiliteit van de langswanden nodig is kan een extra dwarsmuur gemaakt worden midden in de toren.



De geleiding van de bak dient gemonteerd te worden waar een dwarse muur aanwezig is in de toren, dit in verband met de afleiding van horizontale windbelasting.

Gemiddelde betondrukspanning bij oplegging draagbalken.

$$\begin{aligned} F &= 4253 \text{ kN} \\ opp &= 500 \times 1000 \text{ mm}^2 \\ \sigma' &= \frac{4253 \cdot 10^3 \times 1,7}{500 \times 1000} \\ &= 14,5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Deze spanning is lager dan de toelaatbare. Als echter spanningsconcentraties kunnen optreden kan de maximale

spanning overschreden worden, het verbindingsvlak moet dan vergroot worden. Uitgegaan wordt echter van een monolietconstructie.

Lager in de wand wordt de belasting verdeeld, daar is geen gevaar meer voor overbelasting.

Opnemen horizontale kracht, windbelasting

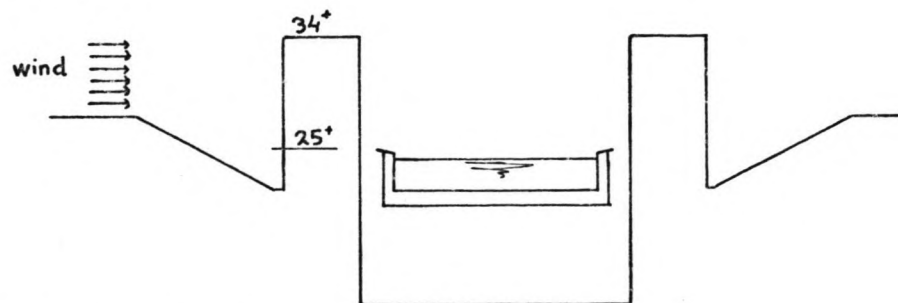
De windbelasting is de grootste optredende horizontale kracht.

De op de bak werkende windbelasting moet door tenminste twee draagtorens worden opgenomen, op een toren werkt dus ten hoogste de halve windbelasting die op de bak werkt. Daarbij komt de op de toren zelf werkende windbelasting.

Het aan de wind blootgestelde oppervlak blijft beperkt door de ingraving waarin het geheel gelegen is.

Voor de berekening wordt uitgegaan van een winddruk van 1250 N/m^2 voor alle oppervlakken boven 25^+ NAP.

De bak staat in de hoogste stand en de lift is buiten werking.



Wind op de bak bij $h = 5 \text{ m}$ en $l = 95 \text{ m}$

$$F = 1/2 \times 5 \times 95 \times 1250$$
$$= 297 \cdot 10^3 \text{ N}$$

aangrijpingspunt op $27,50^+$

Wind op de toren , $h = 9 \text{ m}$, $b = 26 \text{ m}$

$$F = 9 \times 26 \times 1250$$
$$= 293 \cdot 10^3 \text{ N}$$

aangrijpingspunt op $29,50^+$

Opgeteld wordt dit

$$F = 600 \text{ kN op } 28,50^+.$$

Bij afwezigheid van de tussenwand wordt deze belasting opgenomen door een van de zijwanden. De kracht van 600 kN geeft op de wand van 6 m lang en 0,5 m dik een spanning

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{D}{l \cdot b} = \frac{600 \cdot 10^3}{6000 \times 500} \\ &= 0,20 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Dit is verwaarloosbaar klein.

LIJST VAN TABELLEN EN FIGUREN

tabel 1. Keuzetabel draagconstructies	16
tabel 2. Rekeningtabel beplating	102
tabel 3. Rekeningtabel langsliggers	106
tabel 4. Verschillende profielen langsliggers	106
tabel 5. Waterhoogten Linne	169
figuur 1. Ontwerpboom draagconstructie	7
figuur 2. Bewegingswet scheepslift	31
figuur 3. Ontwerpboom bewegingsinstallatie	34
figuur 4. Bodemprofiel over een as op 80 m afstand van de as van de huidige sluis	174

LITERATUUR

- 1 J. Illiger,
Ein neues Schiffshebwerk bei Henrichenburg,
Die Bautechnik, jrg. 36, Heft 9, september 1959
- 2 J. Illiger,
Der Stahlbau des neuen Schiffshebwerkes Henrichenburg
in Waltrop,
Der Stahlbau, jrg. 32, Heft 11, november 1963
- 3 J. Illiger,
Structures for dealing with large differences in
head for the lateral canal of the Elbe in the German
Federal Republic,
AICPN, 1971, volume IV, blz 23 - 45
- 4 H. Osterwald, K. Idelberger
Ship-Canal Lift near Lüneburg, Germany (F.R.)
Acier, jrg. 42, mei 1977
- 5 ir J. de Ries,
Enkele problemen betreffende de elektromechanische
uitrusting van de overtoom bij Ronqières,
De Ingenieur, 12 september 1969
- 6 Rijkswaterstaat,
Tienjarig overzicht der waterhoogten en afvoeren
1951 - 1960,
Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage, 1964
- 7 H. Simons,
Über die Gestaltung von Schiffshebwerken,
Mitteilungen des Franzius-Instituts der TH Hannover,
Heft 11/1957
- 8 R. Wagner,
Die Stahlkonstruktion des Schiffshebwerkes Lüneburg,
Der Stahlbau 7/1976 en 8/1976
- 9 -
Das Schiffshebwerk Niederfinow,
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1935,
overdrukken uit Die Bautechnik en Der Stahlbau 1927 - 1935
- 10 diverse auteurs,
Structures for dealing with large differences in head,
International Navigation Congress,
Stockholm, 1965, section 1, subject 2
- 11 diverse auteurs,
Voorschriften voor het ontwerpen van beweegbare bruggen
(V.O.B.B.),
voorlopige uitgave, Delft, 1965

literatuur, afkomstig van de TH Delft:

- 12 K.G. Bezuyen, D.J. Sweeny m.e.,
Systematisch ontwerpen, een oriëntatie (f 9),
collegedictaat, TH Delft, 1974
- 13 A.L. Bouma,
Aantekeningen bij de colleges Sterkteleer b 11,
collegedictaat, TH Delft, 1965
- 14 A.A. van Douwen,
Staalconstructies g 11,
collegedictaat, TH Delft, 1972
- 15 A.A. van Douwen,
Waterbouwkundige staalconstructies g 16,
college gegeven aan de TH Delft, 1980
- 16 M.H. Meijer,
Het ontwerp van een dwarshelling,
afstudeerverslag, TH Delft, 1980
- 17 J.P. Straman en G.J. Vos,
Van heipaal tot constructie, informatiemap college g 21,
TH Delft, 1977
- 18 -
Beginselen wegverkeerstechniek e 10,
naar de colleges van prof ir J. Volmuller,
collegedictaat, TH Delft, herziene uitgave 1973

literatuur specifiek over bewegingsinstallaties:

- 19 W. Deleroi, D. Hamels,
Magnetisch zwevende treinen, toekomstbeeld of fictie?,
De Ingenieur, jrg. 92, nr 21, 22 mei 1980
- 20 H. Ernst,
Die Hebezeuge,
band 1 : Bemessungsgrundlagen, Bauteile, Antriebe,
Friedr. Vieweg + Sohn, Braunschweig, 8. auflage 1973
- 21 ir S.H. Gillebaard,
Aantekeningen bij het college i 62, Aandrijvingen b.o.,
collegedictaat, TH Delft, geen jaartal
- 22 prof ir G.C. Meeuse, F.L. Noordegraaf,
Staalkabels,
De Constructeur, september 1970 nr 9, oktober 1970 nr 10
- 23 F.L. Noordegraaf, ir C. Spaans,
Staalkabelschijven,
De Constructeur, april 1972 nr 4

- 24 P. Panzler, G. Beitler,
Arbeitsbuch der Ölhydraulik,
Krauskopf, Mainz, 2. auflage 1969
- 24 -
Catalogus Den Haan staalkabelfabriek NV,
Gorinchem, 1973(?)
- 25 C. Kooman,
Verkeerswaterbouwkunde b.o. f 13 C
collegedictaat, TH Delft, 1977
- 26 J. Bol,
Uitbreiding van het sluiscomplex te Panheel,
Uitvoeringsplan voor een scheepslift,
afstudeerverslag, TH Delft, 1981
- 27 J. Bol, M.H. Meijer,
Uitbreiding van het sluiscomplex te Panheel,
Vooronderzoek,
afstudeerverslag, TH Delft, 1980

Een overzicht van scheepsliftconstructies.

De eerste bekende scheepslift dateert uit 1838 en is gebouwd in het Grand Western Canal, Engeland. Hij bestaat uit twee bakken die elkaar balanceren, opgehangen aan kettingen over loopwielen 5 m ϕ .

schepen tot 8 ton,

verval 14 m,

aandrijving door handkracht of wateroverwicht.

Diverse liften met hydraulische balancerings van 2 bakken op elkaar, als communicerende vaten. Het medium: water, met drukken van 25 tot 50 ato:

- in 1875, Anderton, Engeland. In 1906 is deze omgebouwd tot een 'kabels en contragewichten'-type.

- 1888 Les Fontinettes, Noord Frankrijk

voor 300 ton, 13,1 meter verval

met cilinders ϕ 2 m, 25 ato.

Hieruit kan berekend worden dat de kracht op de cilinders 785 tonf is, alle hier genoemde constructies rusten op één cilinder per bak.

- ook in 1888 in het Canal du Centre, La Louvière, België, voor 300 ton, 15,4 m verval.

In het zelfde kanaal nog drie liften, gereed in 1917. De grootste cilinder brengt een kracht over van 1570 tonf.

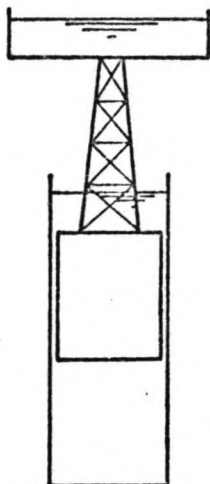
- in 1903 en 1907 respectievelijk Petersborough en Kirkfield, in het Trent-Canal, Canada,

liften van 1100 ton met een verval van 19,80 en 15,24 m.

In Henrichenburg, Duitsland, werd in 1899 een lift in gebruik genomen, drijvend op 5 vlotter onder de bak.

Schepen tot 700 ton, verval 14 m.

Aandrijving met 4 schroefspindels, die ook voor blokkering dienden bij evenwichtverstoring. Een onbedoelde evenwichtverstoring treedt op bij indompeling van de draagcon-



structie tussen de bak en de vlotters.

1934, Hohenzollernkanaal, Niederfinow, in het tegenwoordige Oost-Duitsland. Een lift voor 1350-tons schepen, verval 37 m. Kabels met contragewichten voor balancering, tandradbaan voor aandrijving, met de aandrijving op de bak en dus meebewegend gemonteerd. Tevens loos meedraaiende schroeven voor veiligheid bij calamiteiten.

1938, Magdeburg-Rothensee, een lift op twee vlotters van 10 m ϕ , voor 1350-tons schepen.

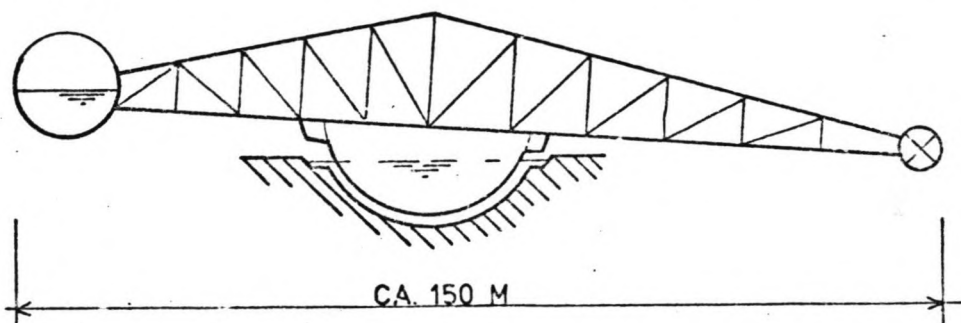
1975, in het Elbe-Seitenkanal bij Lüneburg, Duitsland, een dubbel uitgevoerde lift met contragewichten, voor 1350-tons Europaschepen en duwvaartbakken. Verval 38 m. Ook hier draaiende schroefspindels in 4 torens, met vast opgestelde en onderling mechanisch gekoppelde electromotoren.

Momenteel is in België een lift met zeer groot verval van 73 m in ontwerp, die de vier liften in het Canal du Centre nabij La Louvière gaat vervangen. Deze wordt uitgevoerd met twee onafhankelijke bakken, opgehangen aan kabels met contragewichten en geschikt voor 1350-tons Europaschepen en duwvaartbakken.

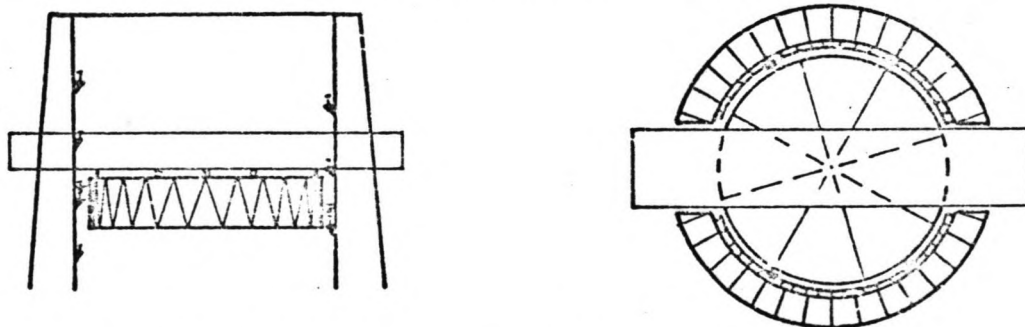
Ontwerpen

Voor de lift van Niederfinow heeft de ontwerpprocedure tientallen jaren beslagen, waarin vele alternatieven aan gedragen zijn. Een aantal daarvan worden hier weer-gegeven. Ze zijn zeker niet alle reëel en daarom ook weer verworpen, maar interessant om eens te zien.

- Vakwerk met contragewicht. Als vervanging voor een mechanisch lager werd een lagering in water uitgedacht. Ook de aandrijving geschiedt met water. Deze constructie is erg groot, dus moeilijk te bouwen en duur.



- Een bak gedragen door een grote loopwagen, zo'n 50 m ϕ , die omhoog spiraalt over rails in een ronde toren.

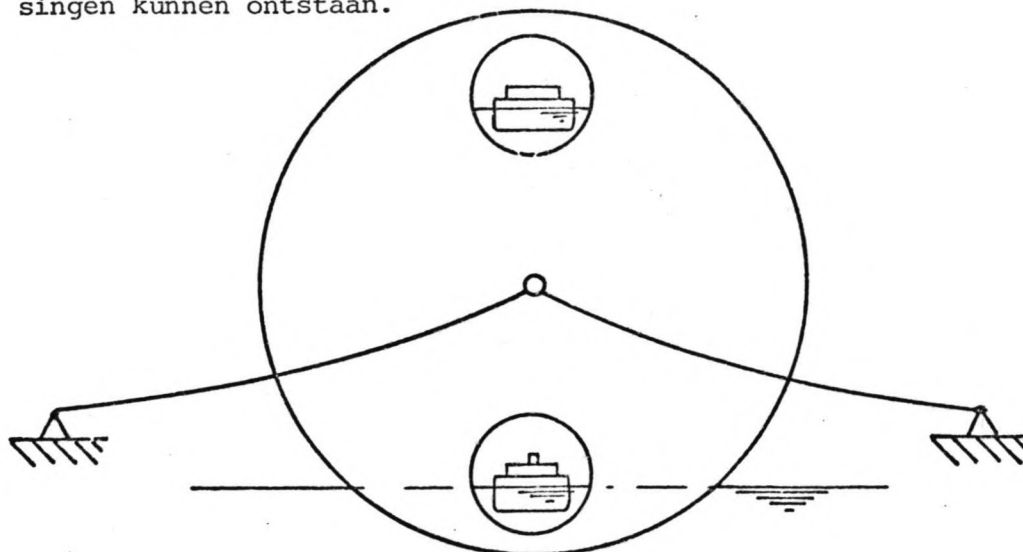


Dit is zeer ingewikkeld en zeer kwetsbaar door het grote aantal bewegende delen. Er is ook geen uitbalancering.

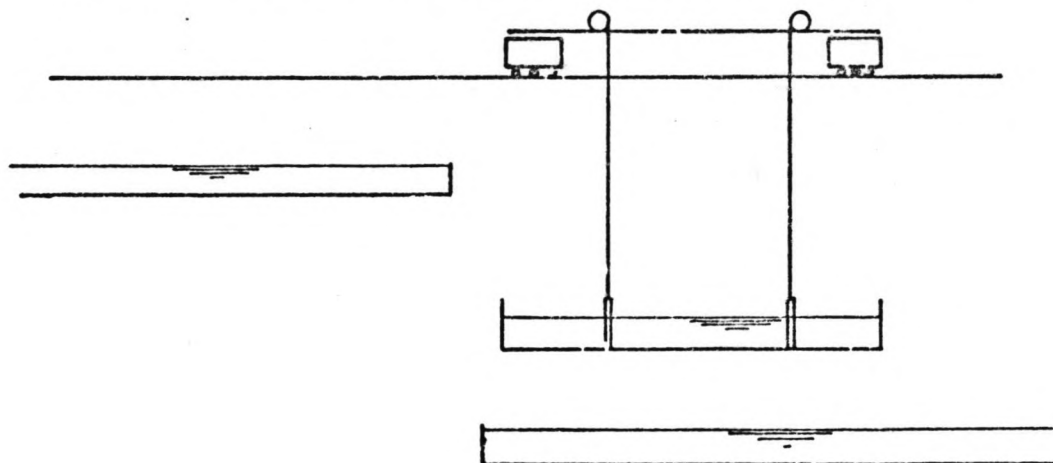
- Een grote drijvende cilinder met daarin twee bakken waar een schip in kan.

Constructief is dit tamelijk eenvoudig, echter moeilijk aan te passen aan de juiste waterhoogte en plaats in het horizontale vlak. Daarnaast onder meer ook nogal gevoelig voor wind, waardoor te grote vervormingen en verplaat-

singen kunnen ontstaan.

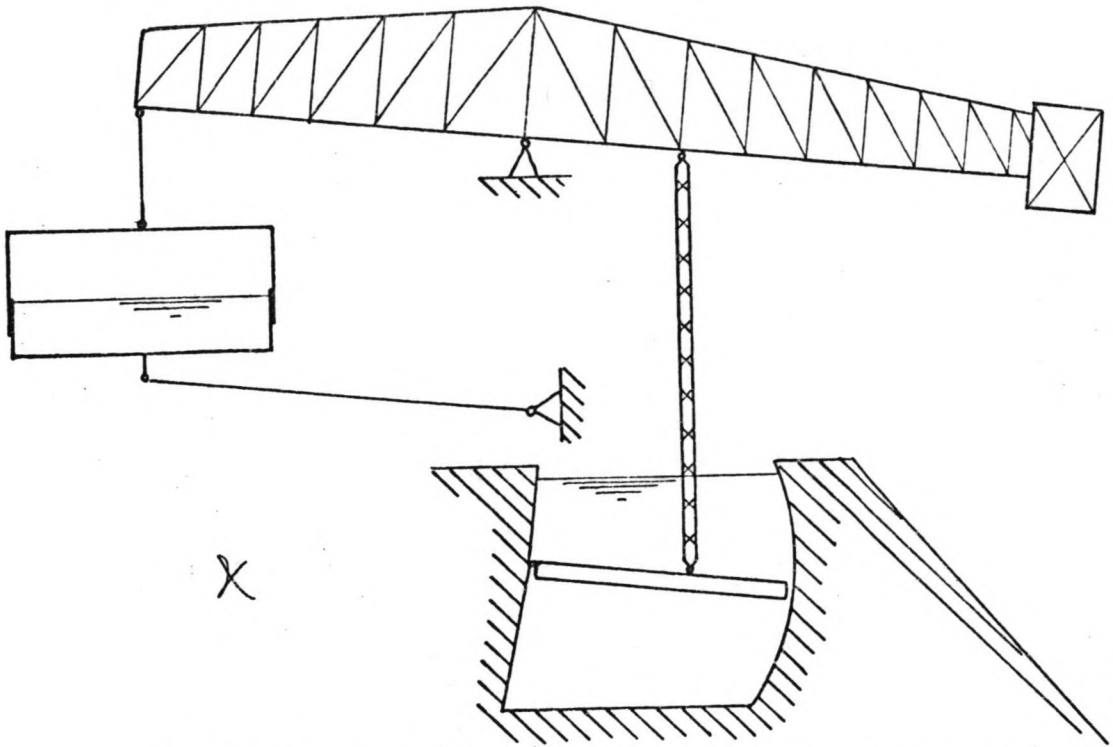


- Een constructie waar de bak behalve een verticale ook een horizontale verplaatsing ondergaat, met een loopkat. De bak heeft geen deuren, wordt ondergedompeld voor in- en uitvaren. Uitbalanceren is dus nauwelijks mogelijk, de constructie is ingewikkeld, groot en duur.



Er zijn vele vakwerkevenwichtsbalken voorgesteld, met een verticale rechte of cirkelvormige baan van de bak. Het boven aan de volgende pagina afgebeelde ontwerp is voorzien van parallelgeleiding om de bak in positie te houden en dempingskamers om de maximale bewegingssnelheid te beperken bij calamiteiten.

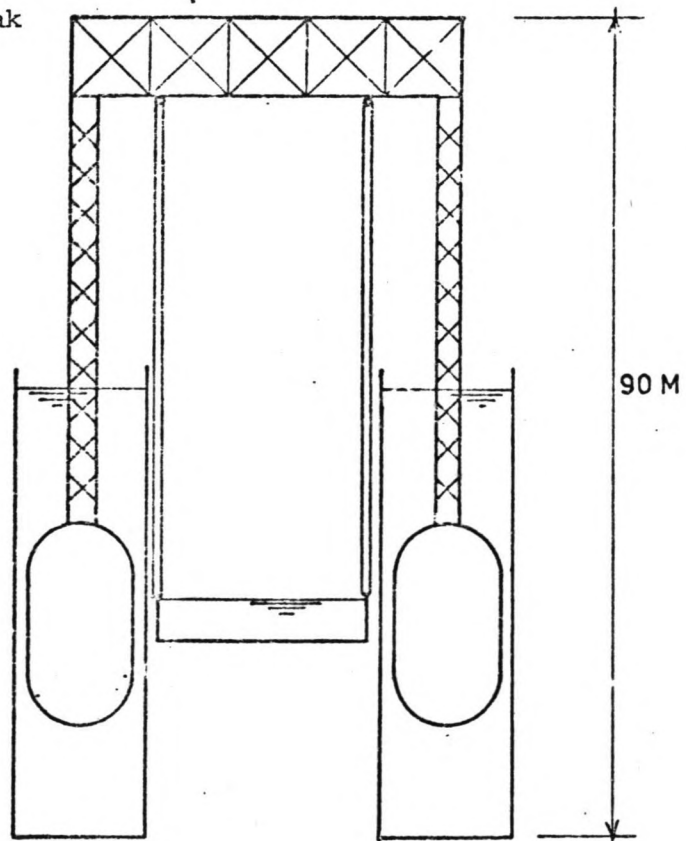
Toen het ontwerpproces op gang was werden op een gegeven moment drie principes als levensvatbaar gezien:



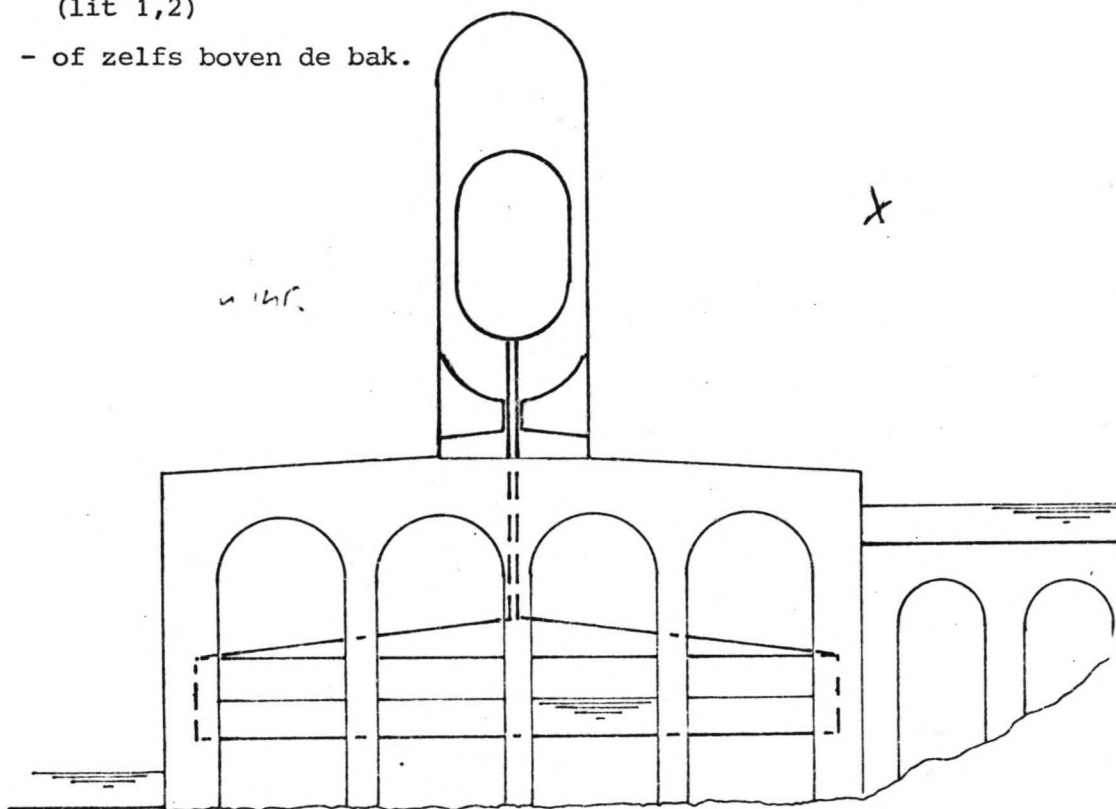
- loodrechte beweging, schroefaandrijving en contragewichten,
- een om een horizontale as draaiende balk met aan één zijde de bak en aan de andere zijde een contragewicht,
- de grote drijvende trommel met twee bakken of één bak en een contragewicht.

Later werden ook nog vlotteroplossingen uitgewerkt met de vlotters op alle mogelijke plaatsen:

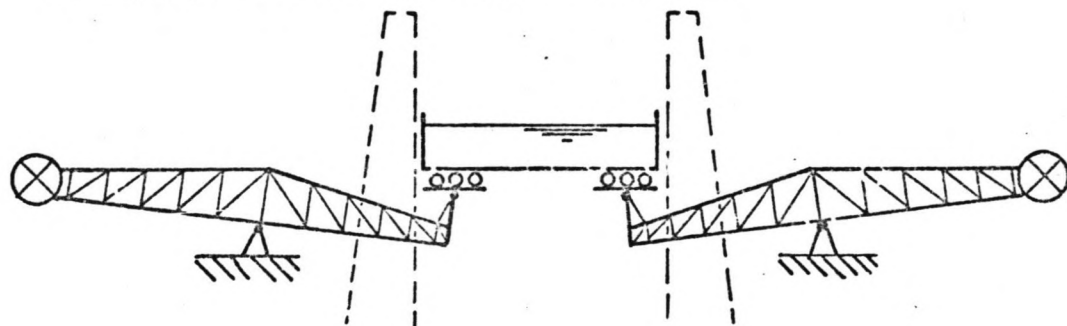
- naast de bak



- onder de bak, op de van Henrichenburg bekende manier
(lit 1,2)
- of zelfs boven de bak.



Het systeem van contragewichten en balken werd nog wat
verfijnd, met een rechte baan voor de bak.



Ook deze oplossing kent nog de nadelen van balken: de
zware lageringen die nodig zijn en extra constructie-
gewicht door de balken.

BIJLAGE 2

Grondgegevens

Door Rijkswaterstaat, directie Limburg, zijn een groot aantal grondgegevens verschaft. Het betreft:

- grondboring in peilbuis, circa 250 m boven de sluis zoals aangegeven in tekening 4
- waarneming van de grondwaterstand over een periode van 3 jaar, op ditzelfde punt
- 8 ondiepe sonderingen, verspreid over 1300 m afstand
- een groot aantal getekende bodemprofielen waarmee de hoogte van het maaiveld vrij nauwkeurig bekend is.

Hierna opgenomen zijn:

- de grondboring
- samengevatte gegevens over de grondwaterstand
- 3 sonderingen, nr 6 is gemaakt op km 2,400
 - " 7 " " " km 2,900
 - " 9 " " " km 3,100.

De gemaakte ondiepe sonderingen in het hoge terrein geven geen informatie over de draagkracht van diepere lagen, onder ongeveer 20 m + NAP, waar de funderingen van de constructie gemaakt moeten worden.

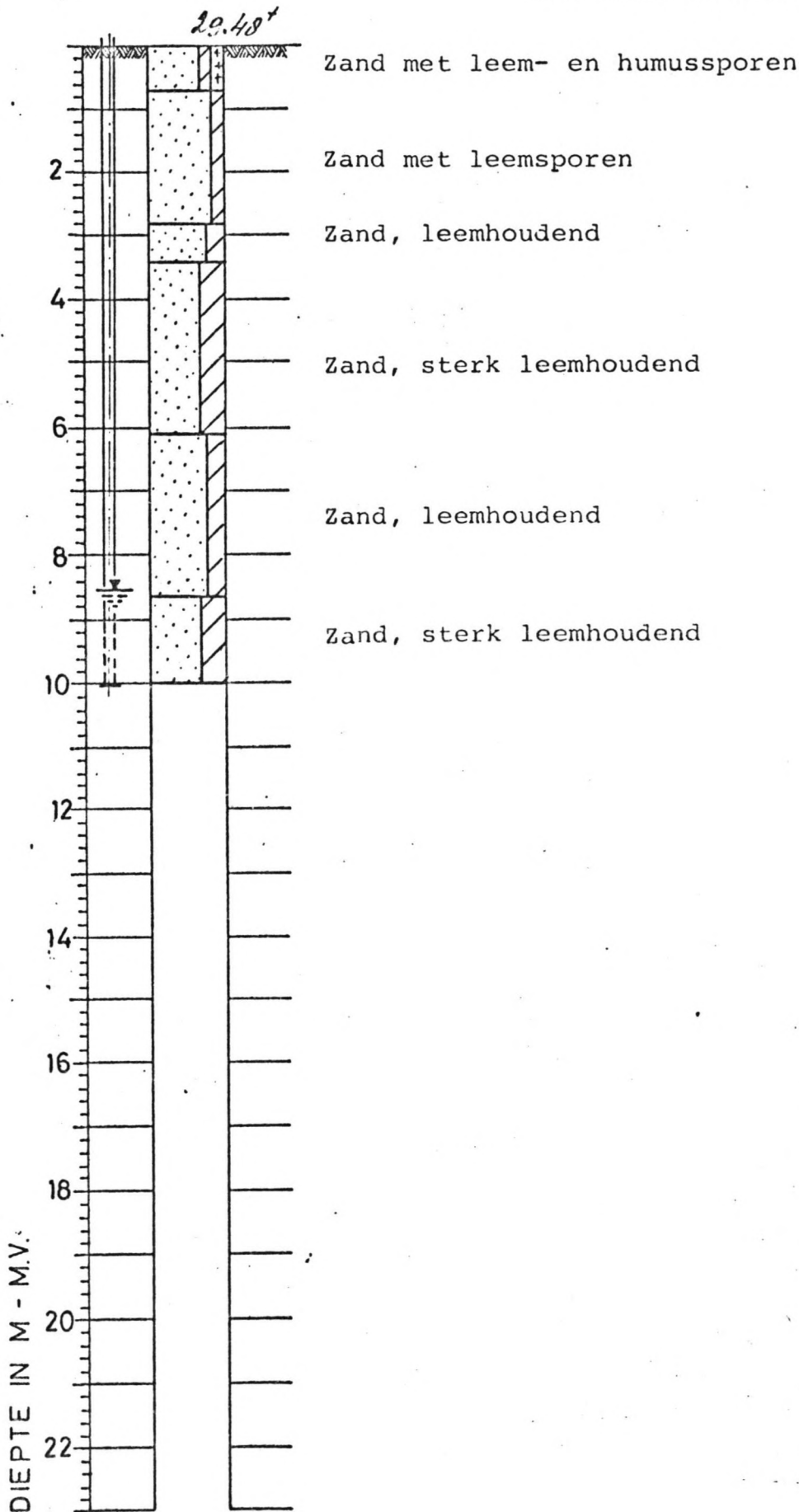
Mondeling gegeven informatie leert dat de in sondering nr 6 te vinden draagkrachtige grond bestaat uit grof zand en grind. Deze lagen zand en grind zijn ook onder de bouwplaats, ter plaatse van sondering nr 7, aanwezig op vergelijkbare hoogte.

Kenmerk van deze grondlagen is een hoge draagkracht en een hoge doorlatendheid.

Als illustratie hiervan is een diepe grondboring bijgevoegd welke is gemaakt in 1924 voor de bouw van de huidige sluis. Deze is gemaakt noordelijk van het huidige benedenhoofd.



BORING NR.: P.B.1.



20.48
0.50

21.00

Grondwaterstanden, waargenomen over een periode van 3 jaar.

hoogste stand: 21,34⁺ 23 maart '78

laagste stand: 21,00⁺ 1 jan '77

De gemiddelde waarde wordt bepaald uit één waarneming per vier weken. De waarnemingen zijn in tekening per week beschikbaar.

De waargenomen punten: 21,03 18 nov ' 76

21,05

21,03 '77

21,10

21,10

21,09

21,05

21,06

21,10

21,15

21,14

21,14

21,14

21,09

21,15

21,11 '78

21,17

21,08

21,28

21,11

21,16

21,12

21,13

21,12

21,10

21,15

21,02

21,14

21,09 '79

21,12

21,14

21,19

21,20

21,25

21,26

21,26

21,22 21 aug '79

aantal meetpunten 37

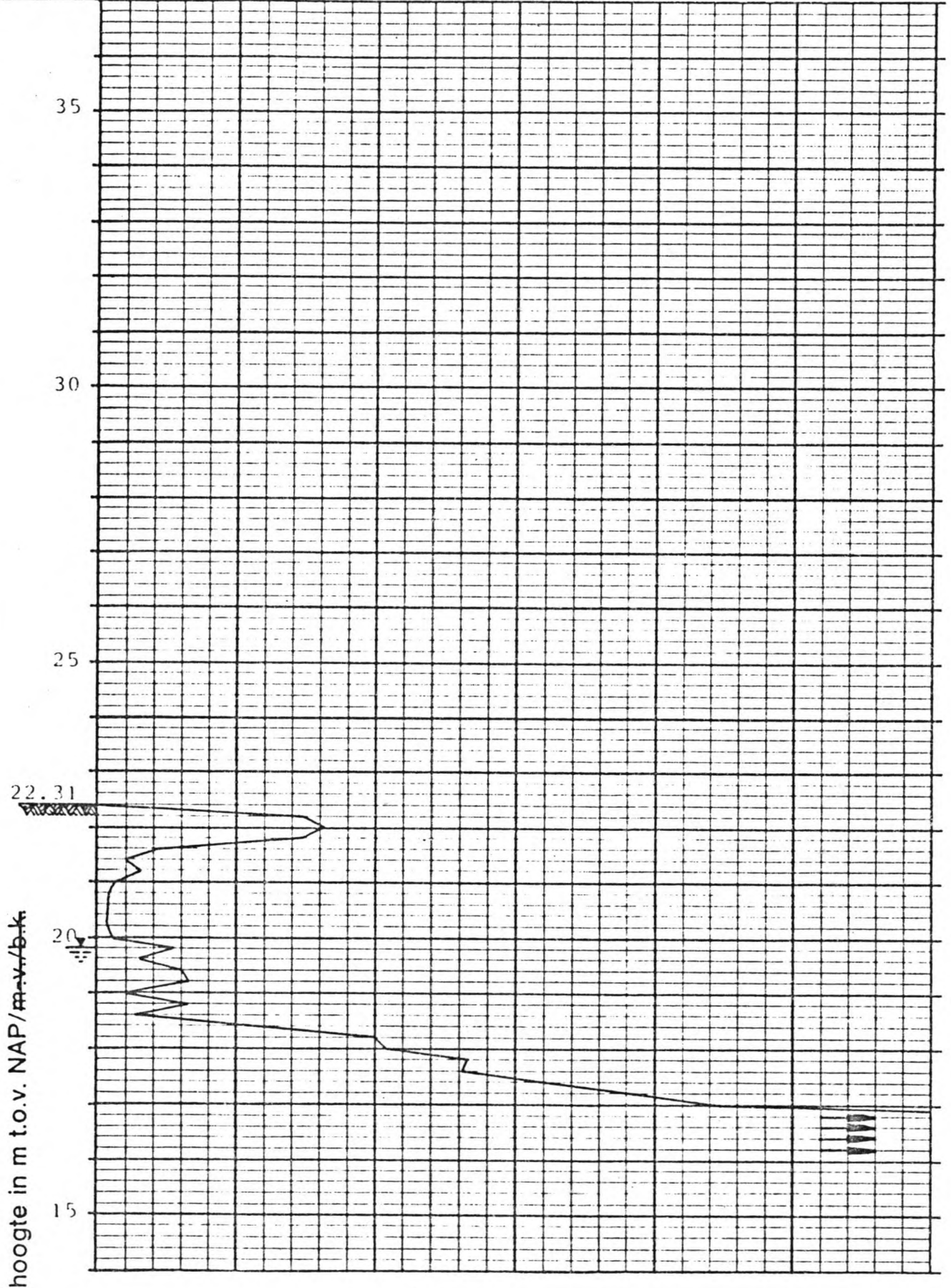
gemiddelde waterstand 21,131⁺

standaardafwijking 6,53 cm



Conusweerstand in kg/cm^2

37 m + 0 50 100 150 200 250 300



hoogte in m t.o.v. NAP/m-v-v/b-k

boring nr

sondering nr 6



Conusweerstand in kgf/cm^2

37 m + 0 50 100 150 200 250 300

30.10

35

25

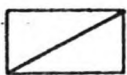
20

15

hoogte in m t.o.v. NAP/m.v./b.k.



2.60



boring nr



sondering nr

7



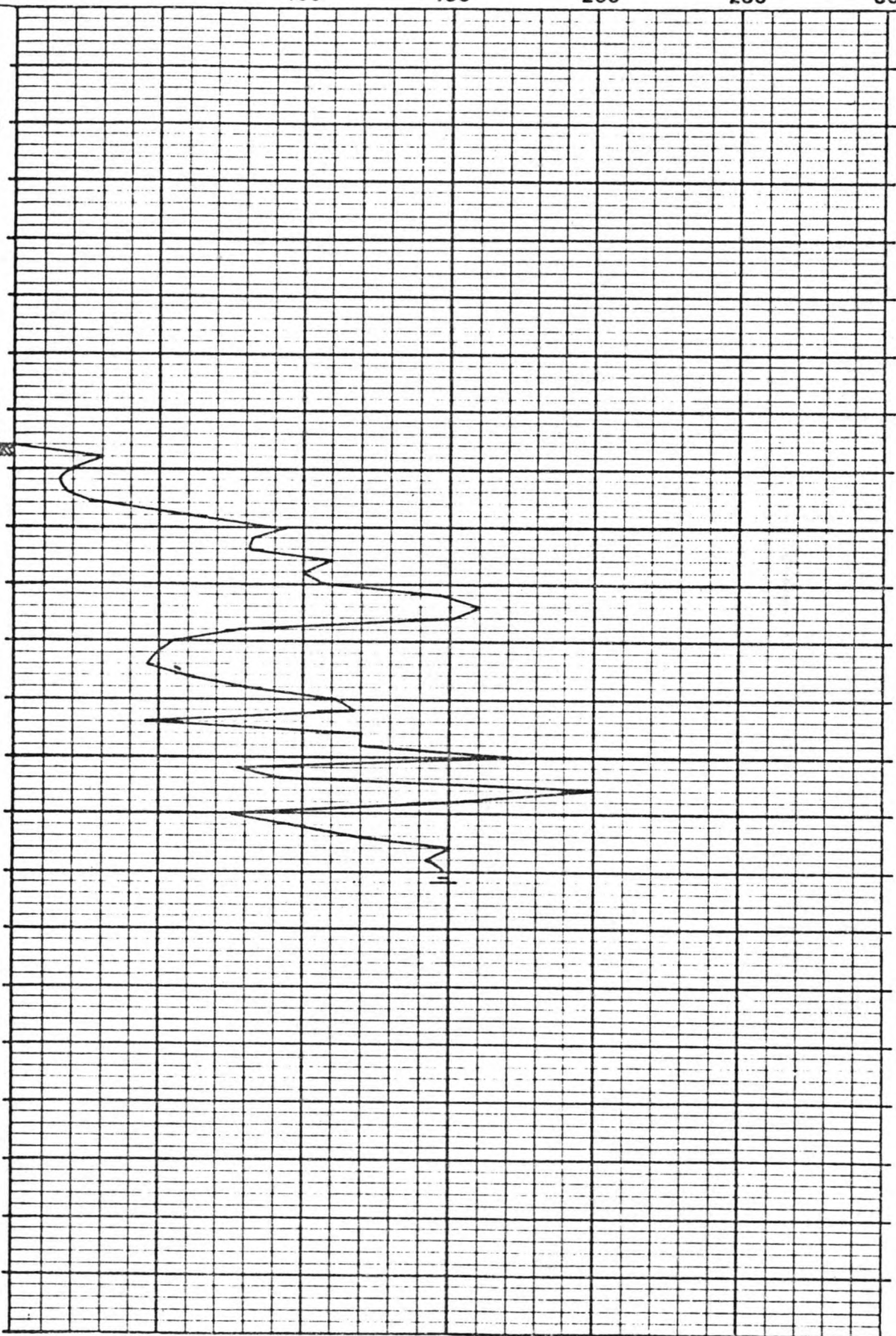
Conusweerstand in kgf/cm^2

37 m + 0 50 100 150 200 250 300

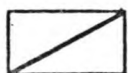
30
29.45

hoogte in m t.o.v. NAP/m.v./b.k.

35
25
20
15



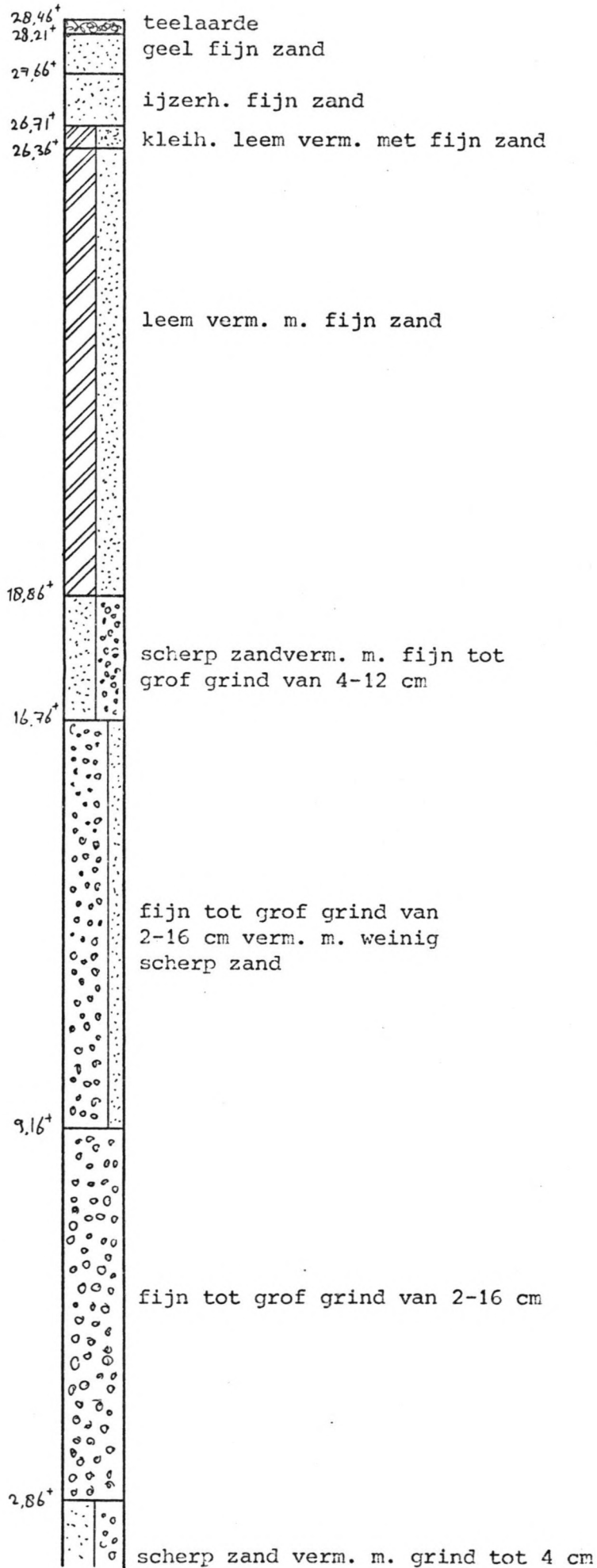
booring nr

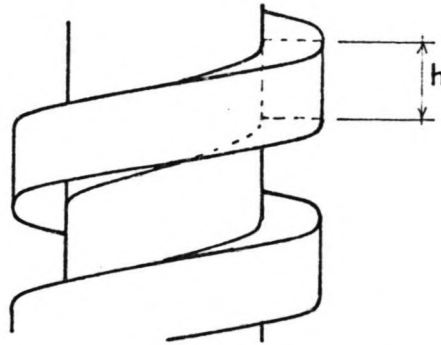


sondering nr

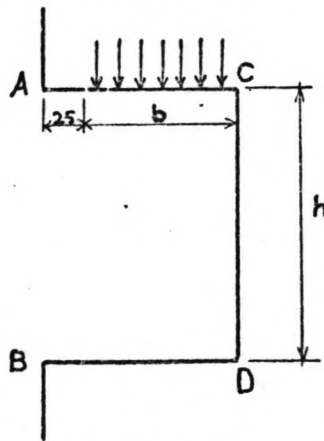
9

Grondboring uit 1924

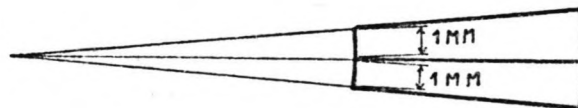


Hoogte van de schroefdraad bij schroefspindels

Voor de berekening van de hoogte van de schroefdraad worden een aantal vereenvoudigingen aangebracht die tot een tweedimensionale berekening leiden.



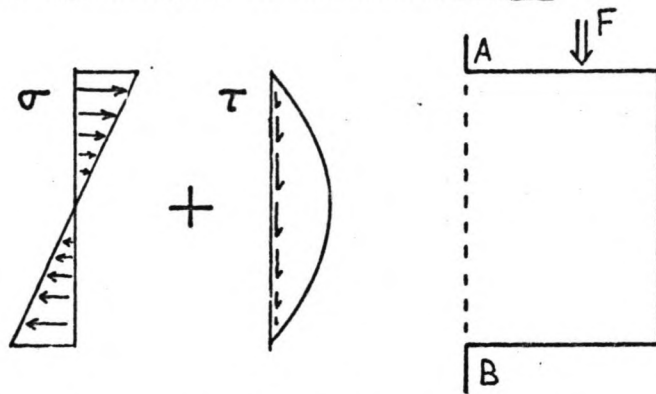
Beschouwd wordt een mootje met een dikte loodrecht op het vlak van tekening van 1 mm bij AB. Aan de buitenzijde, bij CD, is de dikte groter, zodanig dat aansluitende mootjes de gehele schroefdraad vormen.



Met ronde en schuine kanten wordt geen rekening gehouden en de resultante van de werkende kracht wordt in het midden van de breedte b gelegd, hetgeen een iets te gunstig beeld geeft, de werkelijke resultante ligt meer naar buiten. De berekende h zal hierom met een toeslagfactor vermenigvuldigd worden.

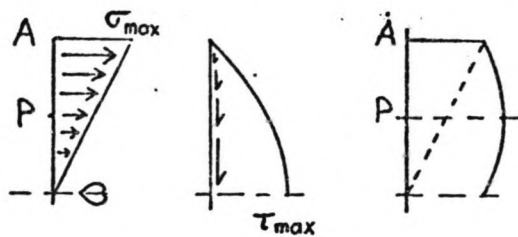
In het beschouwde mootje is de zwaarst belaste plaats de doorsnede AB via welke de kracht in de kern van de schroef geleid wordt. Aangenomen wordt dat de kracht

wordt overgebracht door een combinatie van buigspanningen σ (normaalspanningen) en afschuifkrachten τ .



Gezocht wordt nu naar een zodanige h dat de vectoriële optelling van σ en τ de maximaal toegelaten waarde van 141 N/mm^2 niet overschrijdt. Deze waarde behoort bij Fe 360 met $\gamma = 1,7$.

Als toetsing wordt gekeken naar een punt op $\frac{1}{4}h$ vanaf A.



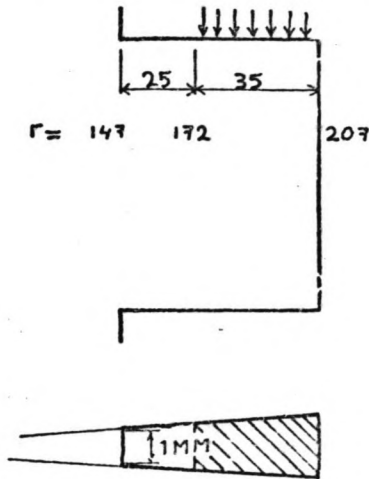
Als de maximale waarden σ_{\max} en τ_{\max} even groot zijn is dit het punt waar de som van beide maximaal is, zonder vectoriële optelling. De afwijkingen ten opzichte van het werkelijke maximum worden weer verwerkt in een toeslagfactor op het resultaat van de berekening.

Tevens geldt voor punt A dat σ_{\max} niet groter mag worden dan 141 N/mm^2 en voor het midden van de doorsnede geldt dat τ_{\max} deze waarde niet mag overschrijden.

Bij de berekening van de horizontale oppervlakte van de schroefdraad is een reductie gebruikt voor ongelijke spanningsverdeling. Deze mag hier niet gebruikt worden, uitgegaan moet worden van maximale belasting op het beschouwde mootje, deze belasting moet gedragen kunnen worden. Onder maximale belasting moet in dit geval verstaan worden het aanwezig zijn van de maximaal toelaatbare spanning van 141 N/mm^2 op het gehele beschouwde oppervlak. Deze spanning mag dus ook in gebieden met spanningsconcent-

traties niet overschreden worden, zie blz. 47.

1. Krachtoverdracht over twee windingen



$$A = 35 \times \frac{1}{2} \left(\frac{172}{147} + \frac{207}{147} \right)$$

$$F = \sigma \times A$$

$$= 141 \times 35 \times \frac{1}{2} \left(\frac{172}{147} + \frac{207}{147} \right)$$

$$= 6362 \text{ N}$$

arm van het moment t.o.v. A = 43 mm.

De waarde van h wordt nu als volgt bepaald:

1. Neem een σ_{\max} aan.
2. Met de beschikbare gegevens is de hierbij behorende h te berekenen.
3. Bereken de optredende τ_{\max} .
4. Uit de gevonden waarden zijn σ_P en τ_P in het punt P, wat als toetsingspunt gebruikt wordt, te vinden.
5. Optellen van σ_P en τ_P .
6. De gevonden waarde vergelijken met het criterium

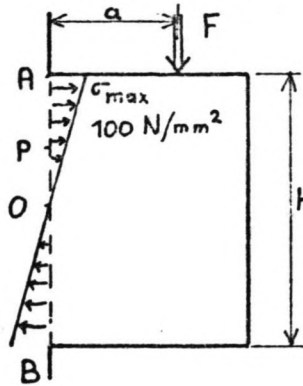
$$\sigma_{\text{tot}} = 141 \text{ N/mm}^2.$$

Als de gevonden σ_{tot} te groot is de berekening overdoen met een kleinere σ_{\max} , als de gevonden σ_{tot} te klein is overdoen met grotere σ_{\max} . Dit herhalen tot een bevredigende oplossing gevonden is.

De waarden $\sigma_{\max} = 141 \text{ N/mm}^2$ en $\tau_{\max} = 141 \text{ N/mm}^2$ begrenzen de berekening als in het punt P de maximale spanning nog niet bereikt is.

De berekening wordt nu uitgevoerd.

1. een geschikte σ_{\max} om te beginnen kan bijvoorbeeld 100 N/mm^2 zijn.
2. berekening h:



Dit is een berekening aan een rechthoekige doorsnede. Hiervoor geldt:

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

$$W = 1/6 b h^2 = \frac{F \cdot a}{\sigma}$$

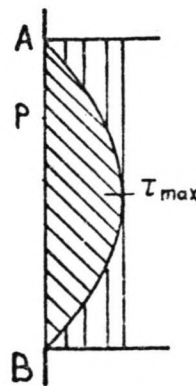
$$h = \sqrt{\frac{F \cdot a}{\sigma} \cdot \frac{6}{b}}$$

$$= \sqrt{\frac{6362 \times 43 \times 6}{100 \times 1}}$$

$$= 128 \text{ mm.}$$

3. berekening τ_{\max}

Deze geschiedt uitgaande van een parabolische schuifspanningsverdeling.



De oppervlakte van deze parabool is $2/3$ van de oppervlakte van de omschreven rechthoek.

$$\tau_{\text{totaal}} = F$$

$$= 2/3 \cdot h \cdot \tau_{\max} \cdot b$$

$$\begin{aligned}\tau_{\max} &= \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{b \cdot h} \\ &= \frac{3}{2} \times \frac{6362}{1 \times 128} \\ &= 75 \text{ N/mm}^2.\end{aligned}$$

4. spanningen in P:

$$\sigma_P = 1/2 \sigma_{\max} = 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_P = 3/4 \tau_{\max} = 56 \text{ N/mm}^2$$

5. $\sigma_P + \tau_P = 106 \text{ N/mm}^2$.

6. σ ruim onder de toegelaten waarde. Nog eens berekenen met hogere σ_{\max} .

De rest van de berekeningen wordt nu weergegeven zonder verder commentaar.

1. $\sigma_{\max} = 141 \text{ N/mm}^2$ (hoogst toelaatbare waarde)

2. $h = \sqrt{\frac{6362 \times 43 \times 6}{141 \times 1}}$
 $= 108 \text{ mm}.$

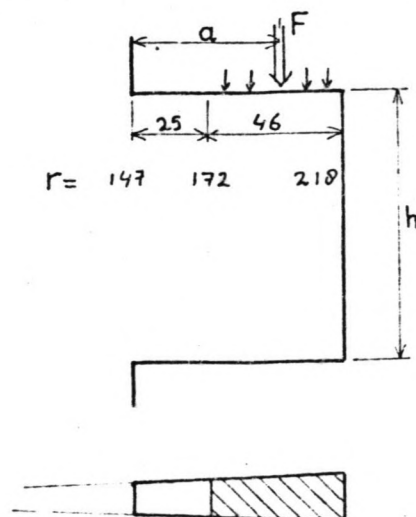
3. $\tau_{\max} = \frac{3}{2} \times \frac{6362}{1 \times 108}$
 $= 88 \text{ N/mm}^2.$

4. $\sigma_P = 71 \text{ N/mm}^2$
 $\tau_P = 66 \text{ N/mm}^2$

5. $\sigma_{\text{tot}} = 137 \text{ N/mm}^2$

6. buigspanning is bepalend, $h = 108 \text{ mm}.$

2. Krachtoverdracht over 1,5 winding



$$A = 46 \times 1/2 \left(\frac{172}{147} + \frac{218}{147} \right)$$

$$F = 141 \times 46 \times 1/2 \left(\frac{172}{147} + \frac{218}{147} \right)$$

$$= 8604 \text{ N}$$

$$a = 25 + 46/2 = 48 \text{ mm}$$

$$1. \sigma_{\max} = 100 \text{ N/mm}^2$$

$$2. h = \sqrt{\frac{8604 \times 48 \times 6}{100 \times 1}}$$

$$= 157 \text{ mm}$$

$$3. \tau_{\max} = \frac{3}{2} \times \frac{8604}{157}$$

$$= 82 \text{ N/mm}^2$$

$$4. \sigma_P = 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_P = 62 \text{ N/mm}^2$$

$$5. \sigma_{\text{tot}} = 112 \text{ N/mm}^2$$

6. geen van de drie waarden bereikt de bovengrens.

$$1. \sigma_{\max} = 130 \text{ N/mm}^2$$

$$2. h = 138 \text{ mm}$$

$$3. \tau_{\max} = 94 \text{ N/mm}^2$$

$$4. \sigma_P = 65 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_P = 71 \text{ N/mm}^2$$

$$5. \sigma_{\text{tot}} = 136 \text{ N/mm}^2$$

6. de toetsspanning in P is bijna maximaal, $h = 138 \text{ mm}$.

3. Krachtoverdracht over één winding

$$A = 66 \times 1/2 \left(\frac{172}{147} + \frac{238}{147} \right)$$

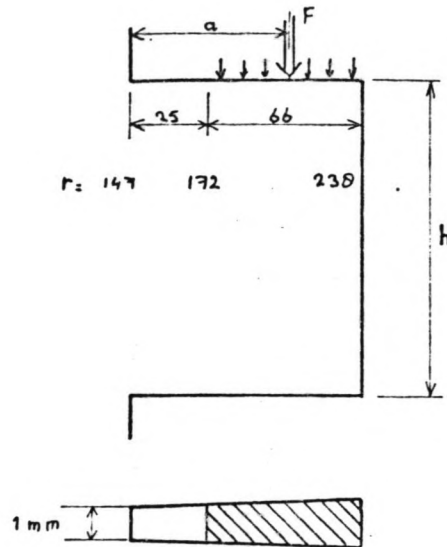
$$F = 141 \times 66 \times 1/2 \left(\frac{172}{147} + \frac{238}{147} \right)$$

$$= 12978 \text{ N.}$$

$$a = 25 + \frac{66}{2} = 58 \text{ mm}$$

$$1. \sigma_{\max} = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$2. h = \sqrt{\frac{12978 \times 58 \times 6}{120 \times 1}}$$



$$h = 194 \text{ mm}$$

$$3. \tau_{\max} = \frac{3}{2} \times \frac{12978}{194} \\ = 100 \text{ N/mm}^2$$

$$4. \sigma_P = 60 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_P = 75 \text{ N/mm}^2$$

$$5. \sigma_{\text{tot}} = 135 \text{ N/mm}^2$$

6. spanning in P bepalend, $h = 194 \text{ mm}$.

De berekende hoogten van de schroefdraad zijn

2 windingen $h = 108 \text{ mm}$

1,5 winding $h = 138 \text{ mm}$

1 winding $h = 194 \text{ mm}$.

Eerder in dit verhaal is op twee plaatsen een toeslagfactor genoemd, namelijk voor correctie van de in de berekening gebruikte arm van de belasting en voor het gebruikte criterium van spanningscontrole in een punt P. Het is mogelijk om deze factoren nauwkeurig te bepalen, door middel van een veel uitgebreidere berekening dan hier gegeven is. Voor een dergelijke berekening moet gedacht worden aan een nauwkeurigere spanningsberekening waarin ook werktuigbouwkundige kennis vereist is, hetgeen buiten het kader van dit onderzoek valt.

Over de bepaling van de correctiefactor het volgende:

- De werkelijke arm van de balasting op de schroefdraad

geeft een ongunstigere situatie dan berekend, dit effect treedt tevens in alle gevallen op. Een vergroting van de draadhoogte is dus gewenst. Voorgesteld wordt een toeslag van 10 %.

- Het spanningscriterium wat in de berekening gebruikt is komt tot hogere spanningswaarden dan bij vectoriëel optellen. Een vaste correctie is hiervoor niet te geven omdat niet bij alle berekeningen dit criterium toegepast wordt. De vermenigvuldigingsfactor die hieruit volgt kan variëren tussen een getal kleiner dan 1 en 1. Verwezen moet worden naar de al genoemde uitgebreide berekening. Voorgesteld wordt om de factor 1 te gebruiken, met andere woorden: deze correctie wordt niet toegepast.

De uiteindelijke hoogte van de schroefdraad volgt dan uit de berekende hoogten door vermenigvuldiging met 1,10.

aantal windingen voor belastingoverdracht	hoogte van de schroefdraad (mm)
2	119
1,5	152
1	213

De hoogte van de translatiegolf in de bak

Deze treedt sterk op als een schip de bak in vaart, bij het passeren van een plotselinge profielvernaauwing aan de ingang.

De grootste hoogte van de translatiegolf wordt bereikt bij terugkaatsing tegen een gesloten wand, zoals gevormd door de gesloten deur. Dan treedt hoogteverdubbeling op. Experimenteel is een evenredigheid bepaald tussen de grootste hoogte van de translatiegolf en de vaarsnelheid bij bereiken van de profielvernaauwing. (lit 25)

$$\frac{v_0^2}{g \cdot h} \cdot \frac{f/F}{1 - f/F} = 0,7 \frac{z}{h}$$

h = waterhoogte boven de sluisvloer in m

f = opp. ondergedompeld grootspant in m^2

v_0 = vaarsnelheid als de boeg de slusingang passeert in m/s

z = max. golfhoogte ter plaatse van het gesloten hoofd in m

g = versnelling van de zwaartekracht in m/s^2

In dit geval wordt gewerkt met het Rijn-Hernekanaalschip of Europaschip, wat het grootste schip is wat door de lift kan passeren.

Er zijn nu twee benaderingen mogelijk:

1. uitgaande van een gegeven invaarsnelheid is de maximale golfhoogte te vinden
2. de maximale golfhoogte vast te leggen, waaruit dan de maximale invaarsnelheid te vinden is.

Hier wordt de eerste benadering gebruikt.

Uitgangspunt is nu, naast een aantal bekende gegevens, de v_0 . Er wordt nu een poging gedaan om de waarde van v_0 te bepalen. Uitgegaan wordt van de invaarvolgtijd van een geladen schip, en gesteld wordt dat het schip gedurende deze tijd een afstand van 100 à 150 meter aflegt. De invaarvolgtijd heeft een relatie met f/F .

$$f/F = \frac{2,5 \times 9,5}{3,5 \times 12} = 0,57.$$

Hieruit volgt een tijd van ruim 5 minuten. De gemiddelde snelheid is dan in de orde van

$$\frac{100}{300} = 0,33 \text{ à } \frac{150}{300} = 0,5 \text{ m/s.}$$

Dit is een gemiddelde snelheid over een afstand waarin het schip tot stilstand komt, de snelheid ter plaatse van het sluishoofd zal hoger zijn, stel in de orde van 0,7 m/s. Hieruit kan dan de bijbehorende z_{\max} bepaald worden.

$$v_0 = 0,7 \text{ m/s}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$h = 3,50 \text{ m}$$

$$f/F = 0,57$$

$$\begin{aligned} z &= \frac{v_0^2}{g \cdot h} \cdot \frac{f/F}{1 - f/F} \cdot \frac{h}{0,7} \\ &= \frac{0,7^2}{9,81} \cdot \frac{0,57}{1 - 0,57} \cdot \frac{1}{0,7} \\ &= 0,09 \text{ m.} \end{aligned}$$

Dit is de orde grootte van de maximale hoogte. Het lijkt aan te bevelen om hier een zekere reserve bij op te tellen om tot een in de praktijk voorkomende maximale hoogte te komen. Dit eens te meer omdat de v_0 in het kwadraat voorkomt en de schatting voor v_0 is nu niet bepaald nauwkeurig.

De tweede benadering, uitgaan van de maximale hoogte van de translatiegolf geeft het volgende:

bij een z_{\max} van 20 cm

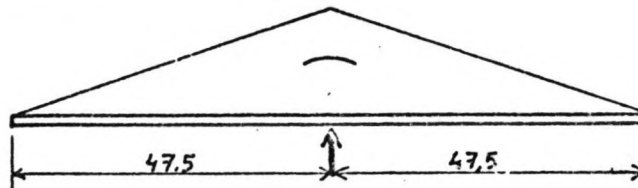
$$\begin{aligned} v_0 &= \sqrt{0,7 \cdot \frac{z}{h} \cdot \frac{1 - f/F}{f/F} \cdot g h} \\ &= \sqrt{0,7 \times 0,2 \times \frac{0,43}{0,57} \times 9,81} \\ &= 1,02 \text{ m/s.} \end{aligned}$$

Deze v_0 kan gezien worden als een bovengrens voor de voorkomende snelheden zoals hierboven bepaald. Daarmee is aangegeven dat een waarde van 0,20 m voor de hoogte van de translatiegolf redelijk is.

Onderzoek naar het optimale aantal steunpunten

Berekend worden de vereiste afmetingen van de twee parallelle hoofdliggers onder de 95 m lange bak, welke vertegenwoordigd wordt door een gelijkmatig verdeelde belasting van 520 kN/m op beide liggers samen, waar het eigen gewicht van de liggers nog bijkomt.

De steunpunten zijn geschematiseerd tot punten en er wordt alleen een sterkteberekening uitgevoerd. Dit voor, in lengterichting gezien, 1, 2 en 3 steunpunten.

1 steunpunt

eigen gewicht liggers gesteld op 150 kN/m (samen)

$$q = 520 + 150 \\ = 670 \text{ kN/m}$$

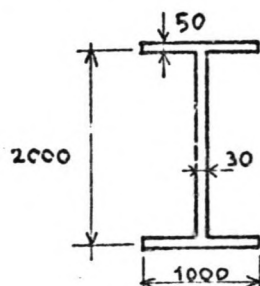
$$M = \frac{1}{2} q l^2 \quad \text{met } l = 47,5 \text{ m} \\ = \frac{1}{2} \times 670 \times 47,5^2 \\ = 756 \cdot 10^3 \text{ kNm}$$

$$\text{voor Fe 510 geldt } v_1 = 360 \text{ N/mm}^2 \\ = 1,7$$

$$\text{gevraagde } W = \frac{M}{v_1} = \frac{756 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 1,7}{360} \\ = 3,57 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

Er zijn twee gelijke balken, per balk wordt vereist $W = 1,79 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$.

Probeer een balk van 2000 mm hoog.



flenzen 50 x 1000

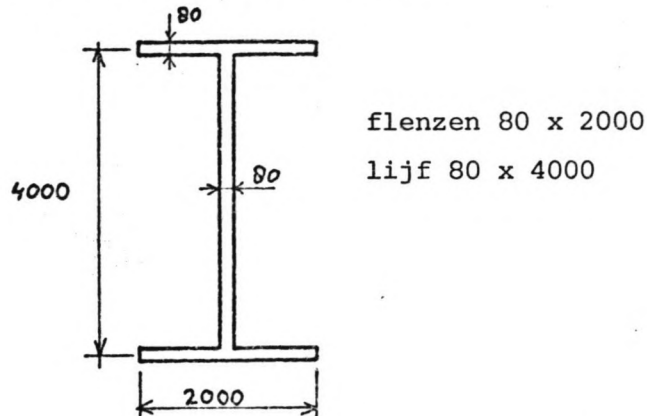
lijf 30 x 1950 mm

$$\begin{aligned}
 W &= 1/6 \times 30 \times 1950^2 && 19,0 \cdot 10^6 \\
 &+ 2 \times 1/6 \times 1000 \times 50^2 && 0,8 \cdot 10^6 \\
 &+ 2 \times 1000 \times 50 \times 1000 && \frac{100 \cdot 10^6}{6} \\
 &= 120 \cdot 10^6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Vereist is $1790 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

Een veel grotere ligger te zoeken.

Probeer een ligger $h = 4000 \text{ mm}$



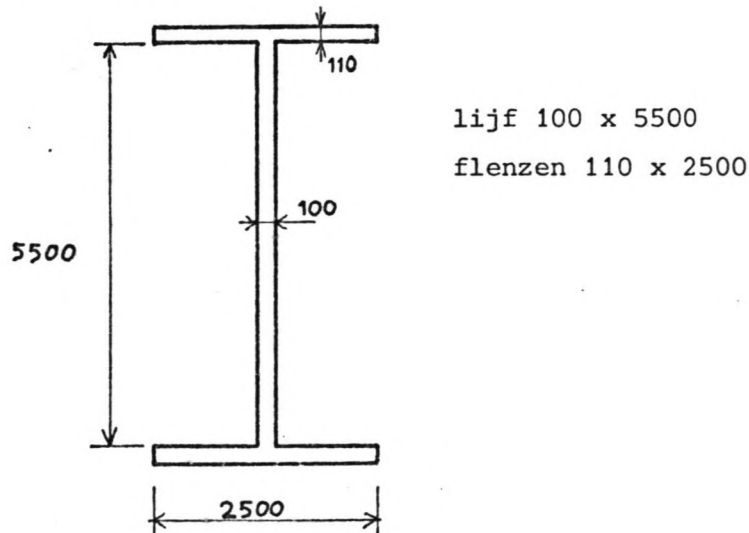
flenzen 80 x 2000

lijf 80 x 4000

$$\begin{aligned}
 W &= 1/6 \times 80 \times 4000^2 && 213 \cdot 10^6 \\
 &+ 2/6 \times 2000 \times 80^2 && 4 \cdot 10^6 \\
 &+ 2 \times 2040 \times 80 \times 2000 && \frac{640 \cdot 10^6}{6} \\
 &= 857 \cdot 10^6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Deze balk is nog te klein, probeer een nog hogere .
 Opgemerkt moet worden dat geen aandacht wordt besteed
 aan de realiseerbaarheid van balken in deze grote
 afmetingen. Wellicht is een kokerligger of vakwerkcon-
 structie beter, een onderzoek daarnaar valt echter
 buiten het kader van dit verhaal.

Een ligger met $h = 5500 \text{ mm}$



lijf 100 x 5500

flenzen 110 x 2500

$$\begin{aligned}
 W &= 1/6 \times 100 \times 5500^2 && 504 \cdot 10^6 \\
 &+ 2/6 \times 2500 \times 110^2 && 10 \cdot 10^6 \\
 &+ 2 \times 2805 \times 110 \times 2500 && 1543 \cdot 10^6 \\
 &= 2057 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.
 \end{aligned}$$

Deze balk voldoet aan de gestelde eis voor W.

Controle van het gewicht:

de balken wegen samen

$$\begin{aligned}
 G &= 2 \times (0,1 \times 5,5 + 2 \times 0,11 \times 2,5) \times 78,5 \\
 &= 172,7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

geschat e.g. is 150 kN/m, dus corrigeren

$$\begin{aligned}
 q &= 520 + 173 \\
 &= 693 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M &= 1/2 \times 693 \times 47,5^2 \\
 &= 782 \cdot 10^3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

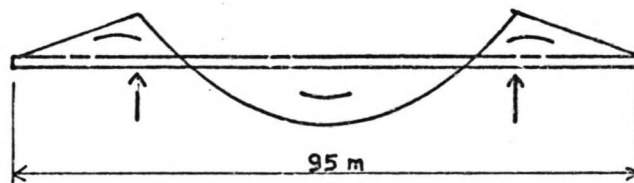
Dit geeft een gevraagde W

$$\begin{aligned}
 W &= \frac{782 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 1,7}{360} \\
 &= 3693 \cdot 10^6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{per ligger } W = 1846 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.$$

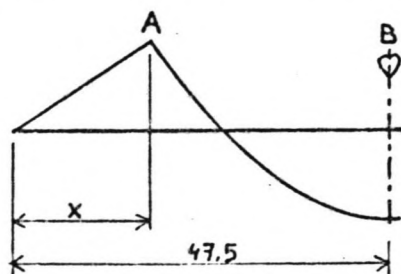
De gevonden liggerafmetingen geven een voldoende weerstandsmoment, deze ligger voldoet dus, kan nog iets lichter uitgevoerd worden.

2 steunpunten



De plaats van de twee steunpunten wordt eerst zo bepaald dat het grootste en het kleinste optredende moment in absolute waarde gelijk zijn.

Hiervoor wordt de lengte x ingevoerd.



Het grootste en kleinste moment kunnen als functie van x geschreven worden en daarna aan elkaar gelijk gesteld. Hieruit is x dan te vinden.

$$M_A = 1/2 q x^2$$

$$M_B = 1/8 q (95 - 2x)^2 - M_A$$

$$1/2 q x^2 = 1/8 q (95 - 2x)^2 - 1/2 q x^2$$

$$8 q x^2 = q (95 + 2x)^2$$

$$8 x^2 = 95^2 - 4x \cdot 95 + 4x^2$$

$$-4 x^2 - 4 \cdot 95 \cdot x + 95^2 = 0$$

$$x_{1,2} = \frac{380 \pm \sqrt{4^2 \cdot 95^2 + 4 \cdot 4 \cdot 95^2}}{-8}$$

$$= \frac{380 \pm 4 \cdot 95 \cdot \sqrt{2}}{-8}$$

$$= -47,5 \pm 67,18$$

$$x = 19,68 \text{ m}$$

De steunpunten op 19,68 m en 75,32 m
of 0,207.1 en 0,793.1

Schatting voor het eigen gewicht $q_{e.g.} = 100 \text{ kN/m}$

$$q = 520 + 100$$

$$= 620 \text{ kN/m}$$

$$M_A = -M_B = 1/2 q l^2$$

$$= 1/2 \cdot 620 \cdot 19,7^2$$

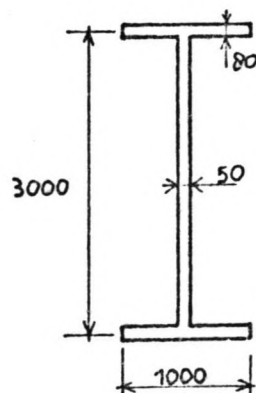
$$= 120 \cdot 10^3 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{gevraagd}} = \frac{120 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 1,7}{360}$$

$$= 566 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$= 2 \times 283 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Probeer een ligger $h = 3000 \text{ mm}$



lijf 50 x 2920

flenzen 80 x 1000

$$\begin{aligned}
 W &= 1/6 \times 50 \times 2920^2 && 71,0 \cdot 10^6 \\
 &+ 2/6 \times 1000 \times 80^2 && 2,1 \cdot 10^6 \\
 &+ 3000 \times 80 \times 1000 && \underline{240 \cdot 10^6} \\
 &= 313 \cdot 10^6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

De W van deze ligger is voldoende groot.

Controle van het eigen gewicht:

$$\begin{aligned}
 G &= 2 \times (0,05 \times 2,92 + 2 \times 0,08 \times 1) \times 78,5 \\
 &= 48,7 \text{ kN/m.}
 \end{aligned}$$

De schatting voor het eigen gewicht is te hoog, nieuwe

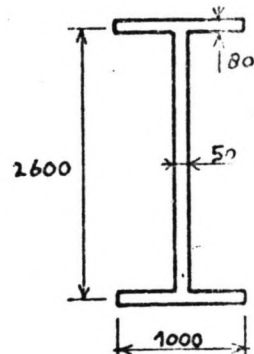
schatting $q_{\text{e.g.}} = 45 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}
 q &= 520 + 45 \\
 &= 565 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{gevraagd}} &= \frac{1/2 \times 565 \times 19,7^2 \times 10^6 \times 1,7}{360} \\
 &= 517 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \\
 &= 2 \times 259 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.
 \end{aligned}$$

Kies een iets kleinere ligger dan bovenstaande, met

$h = 2600 \text{ mm}$



lijf 50 x 2520

flenzen 80 x 1000

$$\begin{aligned}
 W &= 1/6 \times 50 \times 2520^2 && 52,9 \cdot 10^6 \\
 &+ 2/6 \times 1000 \times 80^2 && 2,1 \cdot 10^6 \\
 &+ 2600 \times 80 \times 1000 && \underline{208 \cdot 10^6} \\
 &= 263 \cdot 10^6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

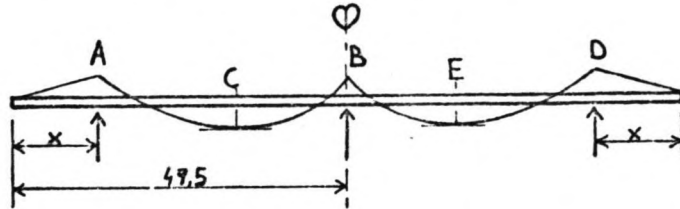
Controle van het eigen gewicht:

$$\begin{aligned}
 G &= 2 \times (0,05 \times 2,52 + 2 \times 0,08 \times 1) \times 78,5 \\
 &= 44,9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Deze balk voldoet.

3 steunpunten

De onderlinge verhouding van de optredende maximale steunpunts- en veldmomenten is ook hier afhankelijk van de plaats van de steunpunten.

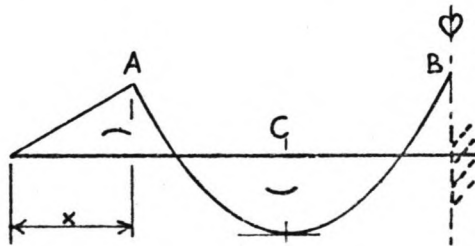


Bij symmetrische opbouw ligt steunpunt B in het midden van de bak. De plaats van de overige twee steunpunten, A en D, wordt bepaald door de maat x . Deze is nu zo te bepalen dat het in absolute waarde grootste moment, positief of negatief, zo klein mogelijk is.

Deze bepaling van x kan door middel van een berekening, het kan echter ook door het invullen van een geschatte waarde van x , waarna de optredende momenten te berekenen zijn. Deze tweede methode is aangewezen als het zich laat aanzien dat de berekening zeer uitgebreid wordt.

De berekening verloopt als volgt:

Beschouwd wordt de halve ligger



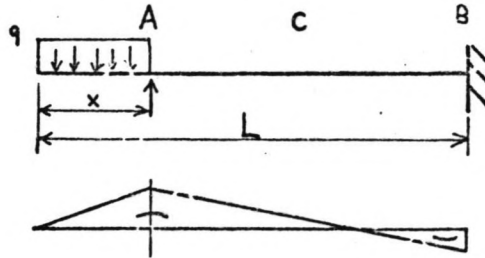
Vanwege de symmetrie kan punt B beschouwd worden als ingeklemd.

Er zijn drie momenten te beschouwen, de steunpuntsmomenten M_A en M_B en het veldmoment M_C .

Begonnen wordt nu met de berekening van een zodanige waarde voor x dat M_A en M_B dezelfde waarde hebben. Als het veldmoment M_C dan kleiner is dan de waarde van M_A en M_B is dit tevens de gevraagde waarde van x , immers

elke andere waarde voor x zal ofwel M_A ofwel M_B doen toenemen.

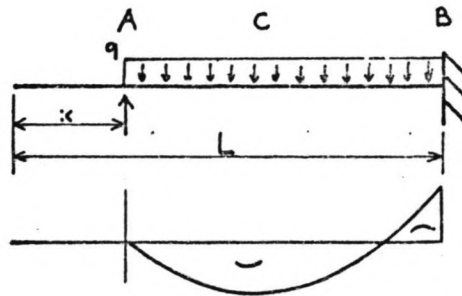
De belasting is te splitsen in twee delen.



$$M_A = \frac{1}{2} q x^2$$

$$M_B = -\frac{1}{2} M_A$$

$$= -\frac{1}{4} q x^2$$



$$M_A = 0$$

$$M_B = \frac{1}{8} q (L - x)^2$$

De afzonderlijke momenten worden opgeteld en gelijkgesteld.

$$M_A = \frac{1}{2} q x^2$$

$$M_B = -\frac{1}{4} q x^2 + \frac{1}{8} q (L - x)^2$$

$$\frac{1}{2} q x^2 = -\frac{1}{4} q x^2 + \frac{1}{8} q (L - x)^2$$

$$\frac{3}{4} q x^2 = \frac{1}{8} q (L - x)^2$$

$$6 x^2 = L^2 - 2Lx + x^2$$

$$-5 x^2 - 2Lx + L^2 = 0$$

$$x_{1,2} = \frac{2L \pm \sqrt{4L^2 + 4 \cdot 5 \cdot L^2}}{-10}$$

$$= -0,2 L \pm \frac{L \sqrt{24}}{10}$$

$$= -0,2 L \pm 0,49 L$$

$$x = 0,29 L.$$

Vul de gevonden waarde voor x in

$$\begin{aligned} M_A &= 1/2 q (0,29 L)^2 \\ &= 0,042 q L^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= - 1/4 q (0,29 L)^2 + 1/8 q (L - 0,29 L)^2 \\ &= - 0,021 q L^2 + 0,063 q L^2 \\ &= 0,042 q L^2 \end{aligned}$$

De plaats van het grootste veldmoment M_C is nu te bepalen. Door de parabolvorm van de momentenlijn en de gelijkheid van M_A en M_B is M_C maximaal in het midden van de overspanning. Ten opzichte van M_A en M_B is

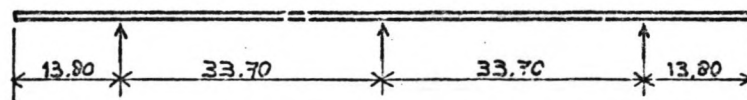
$$M_C = 1/8 q (L - 0,29 L)^2 \text{ ofwel}$$

$$M_C = 1/8 q (0,71 L)^2 - M_A$$

$$\begin{aligned} M_C &= 0,063 q L^2 - 0,042 q L^2 \\ &= 0,021 q L^2. \end{aligned}$$



Het moment M_C is kleiner dan M_A en M_B . Het is dus niet maatgevend voor de belasting. Zoals boven al gezegd zal een wijziging van de afstand x een vergroting van het maatgevende moment opleveren, wat ongewenst is. De gevonden $x = 0,29 L$ geeft dus de laagste momenten.



Bij deze plaatsing van de steunpunten ($x = 0,29 \times 47,5 = 13,8$ m) is te rekenen met een maximaal moment

$$\begin{aligned} M &= 0,042 q L^2 \\ &= 0,042 \cdot q \cdot 47,5^2 \\ &= 94,8 q. \end{aligned}$$

Nu kan weer de benodigde langsligger voor de bak worden berekend.

Geschat eigen gewicht 30 kN/m

$$q_{\text{totaal}} = 550 \text{ kN/m}$$

$$M = 94,8 \cdot 550$$

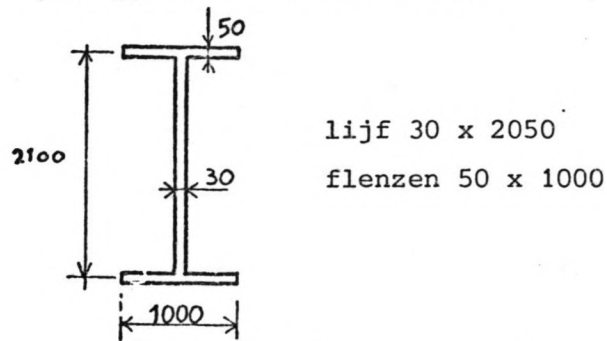
$$= 52,1 \cdot 10^3 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{gevraagd}} = \frac{52,1 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 1,7}{360}$$

$$= 246 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$= 2 \times 123 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Neem een ligger aan met $h = 2100 \text{ mm}$



$$W = \frac{1}{6} \times 30 \times 2050^2 \quad 21,0 \cdot 10^6$$

$$+ \frac{2}{6} \times 1000 \times 50^2 \quad 0,8 \cdot 10^6$$

$$+ 2100 \times 50 \times 1000 \quad \frac{105 \cdot 10^6}{}$$

$$= 127 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Dit voldoet aan de gevraagde W .

Controle van het eigen gewicht:

geschat is 30 kN/m

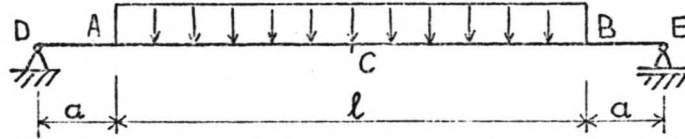
$$G = 2 \times (0,03 \times 2,05 + 2 \times 0,05 \times 1) \times 78,5$$

$$= 25,4 \text{ kN/m}$$

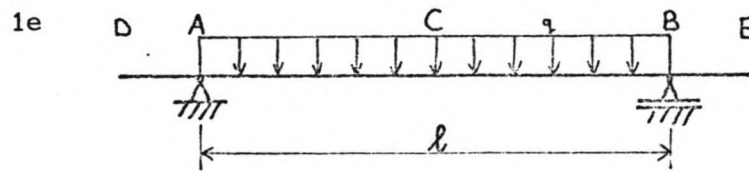
Dit is kleiner dan het geschatte eigengewicht, de balk voldoet en kan eventueel nog iets kleiner uitgevoerd.

Afleiding van de standaardformules voor krachten en verplaatsingen voor de dwarsdragers

I Het horizontale deel



Het maximale moment (veldmoment) en de zakking en hoekverdraaiing zijn te vinden door combinatie van twee standaardgevallen.



$$V_A = V_B = 1/2 q l$$

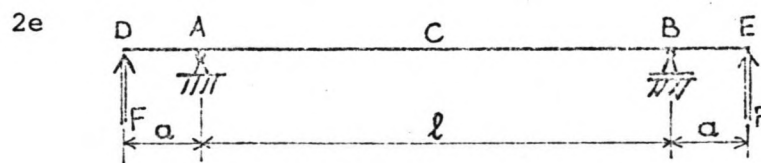
$$M_C = 1/8 q l^2$$

$$\phi_A = \phi_B = \frac{q l^3}{24 EI}$$

$$y_C = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI}$$

De punten D en E verplaatsen omhoog over een afstand

$$\begin{aligned} y_D = y_E &= \phi_A \cdot a \\ &= \frac{q l^3 a}{24 EI} \end{aligned}$$



De kracht F wordt gelijk genomen aan de oplegreacties in het 1e geval.

$$F = 1/2 q l$$

$$V_A = V_B = - 1/2 q l$$

$$V_D = V_E = 1/2 q l$$

$$M_A = M_B = M_C = 1/2 q l a$$

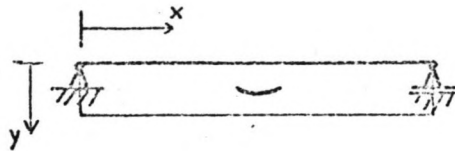
$$\begin{aligned} \phi_A = \phi_B &= \frac{M \cdot l}{6 EI} + \frac{M \cdot l}{3 EI} = \frac{M \cdot l}{2 EI} \\ &= \frac{q l^2 a}{4 EI} \end{aligned}$$

De hoekverdraaiing aan de uiteinden is gelijk aan die in de punten A en B, plus de hoekverdraaiing van een door een puntlast belaste ingeklemde ligger.

$$\begin{aligned}\phi_D = \phi_E &= \phi_A + \frac{F a^2}{2 EI} \\ &= \frac{q l^2 a}{4 EI} + \frac{\frac{1}{2} q l a^2}{2 EI} \\ &= \frac{(1 + a) q l a}{4 EI}\end{aligned}$$

De zakking y_C is niet te vinden in de verzameling vergeet-me-nietjes, deze kan afgeleid worden uit de formule voor de elastische lijn, ingevuld voor een constant moment.

(lit 13)



de algemene formule voor de elastische lijn

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{-M(x)}{EI}$$

ingevuld met $M(x) = -M_0$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_0}{EI}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{M_0}{EI} \cdot x + C_1$$

$$y = \frac{M_0}{EI} \cdot \frac{1}{2} x^2 + C_1 \cdot x + C_2$$

randvoorwaarden: $x = 0 \quad y = 0$

$x = 1 \quad y = 0$

$x = 0: y = C_2 \quad C_2 = 0$

$x = 1: y = \frac{M_0}{EI} \cdot \frac{1}{2} 1^2 + C_1 \cdot 1 = 0$

$$C_1 = -\frac{M_0}{EI} \cdot \frac{1}{2} 1$$

$$y = \frac{M_0}{EI} \cdot \frac{1}{2} x^2 - \frac{M_0}{EI} \cdot \frac{1}{2} 1 x$$

$$= \frac{M_0 \cdot x (x - 1)}{2 EI}$$

Dit is de formule voor de elastische lijn in dit geval.

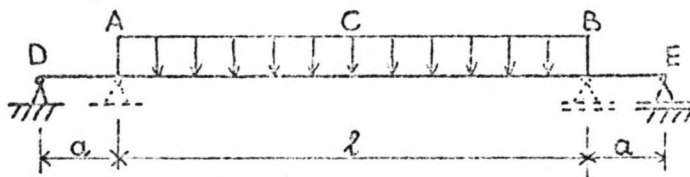
De zakking in het midden wordt nu gevonden door voor x de waarde $1/2 l$ in te vullen.

$$\begin{aligned} y_C &= \frac{M_0}{2 EI} \cdot 1/2 l \cdot -1/2 l \\ &= -\frac{M_0}{2 EI} \cdot 1/4 l^2 \\ y_C &= \frac{M \cdot l^2}{8 EI} \\ &= \frac{q l^3 a}{16 EI} \end{aligned}$$

Ook van belang is de verplaatsing van de punten D en E. Deze punten verplaatsen omhoog.

$$\begin{aligned} y_D &= \phi_A \cdot a + \frac{M l^2}{2 EI} \\ &= \frac{q l^2 a^2}{4 EI} + \frac{1/2 q l a \cdot a^2}{2 EI} \\ &= \frac{q}{4 EI} \cdot l a^2 (1 + a) \end{aligned}$$

Door optellen van de gevallen 1e en 2e ontstaat de oplossing.



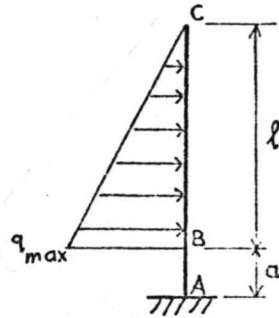
De som van de verticale krachten in de oplegpunten A en B is nul, deze ondersteuning kunnen weggelaten worden en de balk kan worden beschouwd als ondersteund in de punten D en E.

De formules voor de optredende krachten en verplaatsingen worden:

$$\begin{aligned} V_D &= V_E = 1/2 q l \\ M_A &= M_B = 1/2 q l a \\ M_C &= 1/2 q l a + 1/8 q l^2 \\ \phi_A &= \phi_B = \frac{q}{24 EI} \cdot (l^3 + 6 l^2 a) \\ \phi_D &= \phi_E = \frac{q}{24 EI} \cdot (l^3 + 6 l a (1 + a)) \\ y_A &= y_B = \frac{q}{24 EI} \cdot (l^3 a + 6 l a^2 (1 + a)) \\ y_C &= \frac{q}{384 EI} \cdot (5 l^4 + 40 l^3 a + 96 l a^2 (1 + a)) \end{aligned}$$

II Het verticale deel

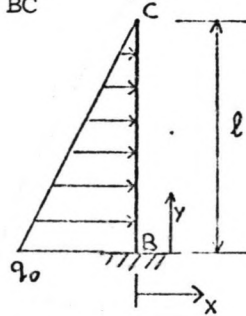
De constructie ziet er geschematiseerd als volgt uit:



Voor het opstellen van de formules valt de constructie weer in twee delen uiteen.

- het deel BC, belast door een lineair toenemende q -last
- het deel AB, belast door een moment en dwarskracht in B.

1e, het deel BC



Vanuit de formule voor de elastische lijn kunnen alle vereiste formules afgeleid worden:

$$\frac{d^2 x}{dy^2} = - \frac{M(y)}{EI}$$

de momentenlijn kan worden afgeleid uit:

$$\frac{d^2 M}{dy^2} = q(y)$$

$$q = q_0 \cdot \frac{1 - y}{l}$$

$$\frac{d^2 M}{dy^2} = q_0 - \frac{q_0}{l} y$$

$$\frac{dM}{dy} = q_0 \cdot y - \frac{q_0}{l} \cdot \frac{1}{2} y^2 + C_1$$

$$M(y) = q_0 \cdot \frac{1}{2} y^2 - \frac{q_0}{l} \cdot \frac{1}{6} y^3 + C_1 y + C_2$$

randvoorwaarden:

$$y = 0 \quad M = 1/6 q_0 l^2 \quad c_2 = 1/6 q_0 l^2$$

$$y = l \quad M = 0$$

$$0 = 1/2 q_0 l^2 - 1/6 \frac{q_0}{l} l^3 + c_1 l + 1/6 q_0 l^2$$

$$c_1 = -1/2 q_0 l$$

$$M(y) = -1/6 \frac{q_0}{l} y^3 + 1/2 q_0 y^2 - 1/2 q_0 l y + 1/6 q_0 l^2$$

Dit kan worden ingevuld in de formule voor de elastische lijn

$$\frac{d^2 x}{dy^2} = \frac{q_0}{EI} \left[-1/6 \frac{y^3}{l} + 1/2 y^2 - 1/2 l y + 1/6 l^2 \right]$$

$$\frac{dx}{dy} = \frac{q_0}{EI} \left[-1/24 \frac{y^4}{l} + 1/6 y^3 - 1/4 l y^2 + 1/6 l^2 y + c_1 \right]$$

$$x = \frac{q_0}{EI} \left[-1/96 \frac{y^5}{l} + 1/24 y^4 - 1/12 l y^3 + 1/12 l^2 y^2 + c_1 y + c_2 \right]$$

randvoorwaarden:

$$y = 0: \frac{dx}{dy} = 0 \quad c_1 = 0$$

$$y = 0: x = 0 \quad c_2 = 0$$

formule van de elastische lijn wordt

$$x = \frac{q_0}{EI} \left[\frac{1}{96} \frac{y^5}{l} - \frac{1}{24} y^4 + \frac{1}{12} l y^3 - \frac{1}{12} l^2 y^2 \right]$$

afgeleide formules:

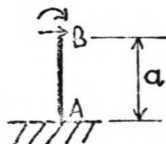
$$\text{reactie } F_B = 1/2 q_0 l$$

$$\text{moment } M_B = 1/6 q_0 l^2$$

$$\text{hoekverdraaiing } c = \frac{q_0 l^3}{24 EI}$$

$$\text{verplaatsing } x_C = \frac{q_0 l^4}{32 EI}$$

2e, het deel AB



Dit is een optelling van twee standaardgevallen

reactie $F_A = 1/2 q_0 l$

moment $M_A = M_B + F_B \cdot a$
 $= 1/6 q_0 l^2 + 1/2 q_0 l a$

$$M_A = q_0 (1/6 l^2 + 1/2 l a)$$

hoekverdraaiing $\phi_B = \frac{M \cdot l}{EI} + \frac{P l^2}{2 EI}$
 $= \frac{1/6 q_0 l^2 a}{EI} + \frac{1/2 q_0 l a^2}{2 EI}$
 $= \frac{q_0}{EI} (1/6 l^2 a + 1/4 l a^2)$

verplaatsing $x_B = \frac{M l^2}{2 EI} + \frac{P l^3}{2 EI}$
 $= \frac{1/6 q_0 l^2 a^2}{2 EI} + \frac{1/2 q_0 l a^3}{3 EI}$
 $= \frac{q_0}{EI} (1/6 l^2 a^2 + 1/6 l a^3)$

De koppeling van de twee delen geeft het gevraagde eindresultaat.

totale hoekverdraaiing

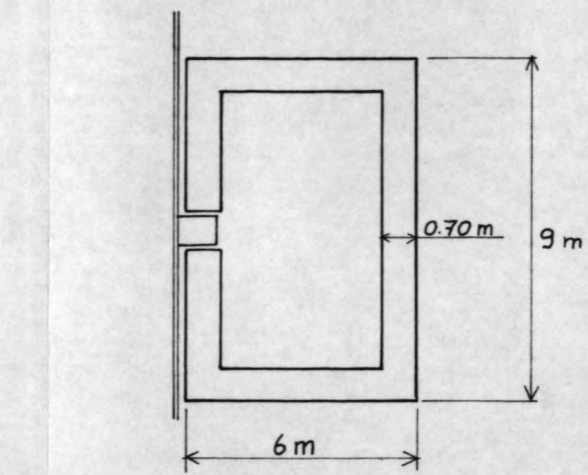
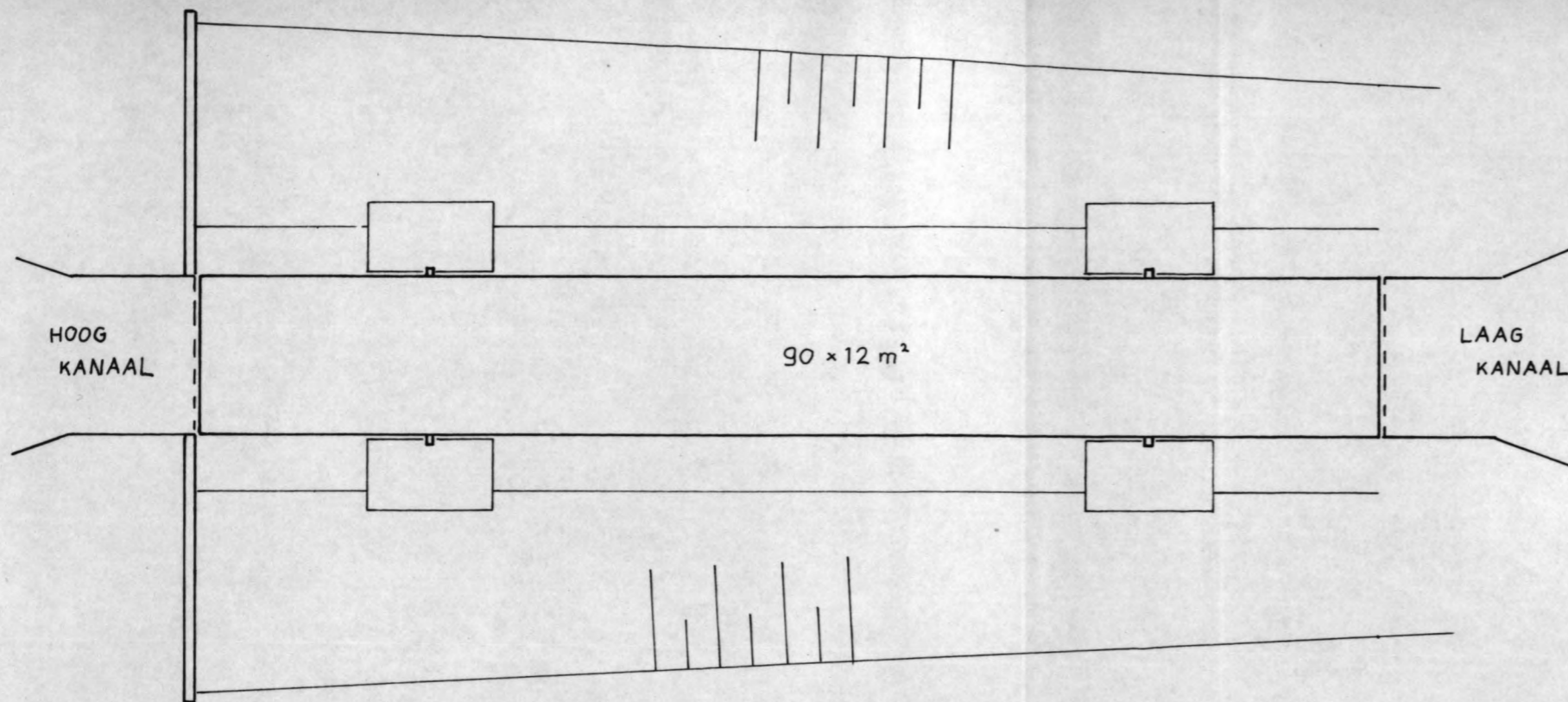
$$\phi_C = \frac{q_0}{EI} \left(\frac{1}{24} l^3 + \frac{1}{6} l^2 a + \frac{1}{4} l a^2 \right)$$

totale verplaatsing

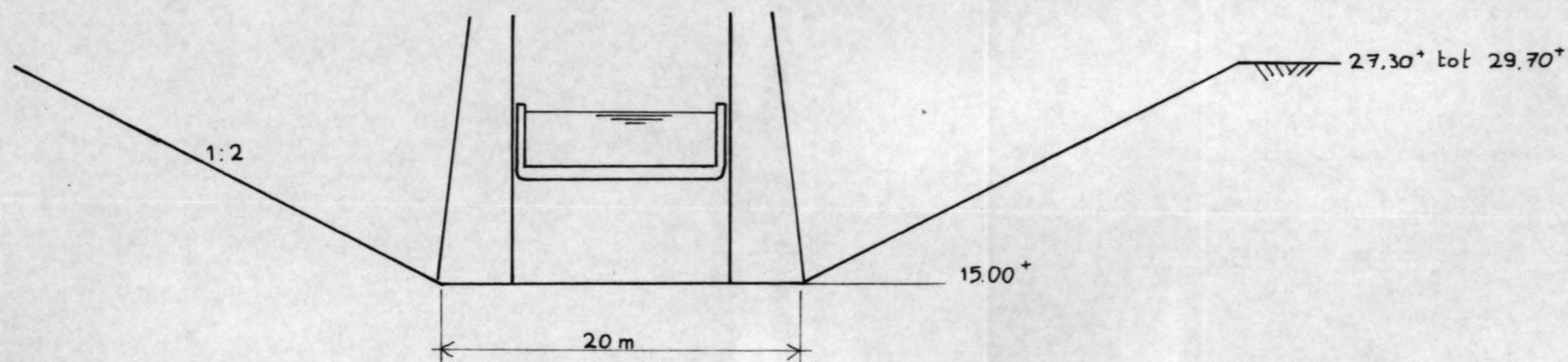
$$x_C = x_B + \phi_B \cdot l + x_C$$

$$= \frac{q_0}{EI} \left(\frac{1}{6} l^2 a^2 + \frac{1}{6} l a^3 + \frac{1}{6} l^3 a + \frac{1}{4} l^2 a^2 + \frac{1}{32} l^4 \right)$$

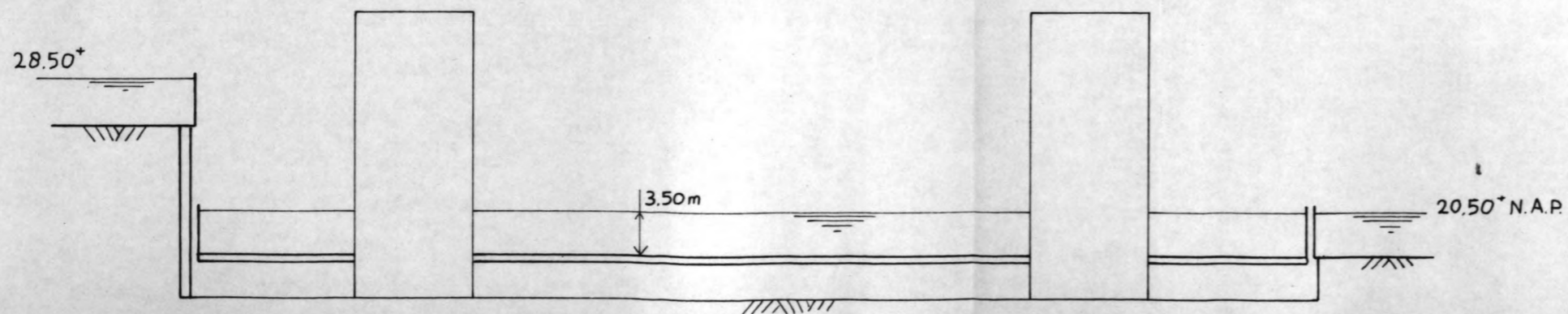
$$x_C = \frac{q_0}{EI} \left(\frac{1}{32} l^4 + \frac{1}{6} l^3 a + \frac{5}{12} l^2 a^2 + \frac{1}{6} l a^3 \right)$$



DOORSNEDE DRAAGTOREN



PROFIEL ONTGRAVING

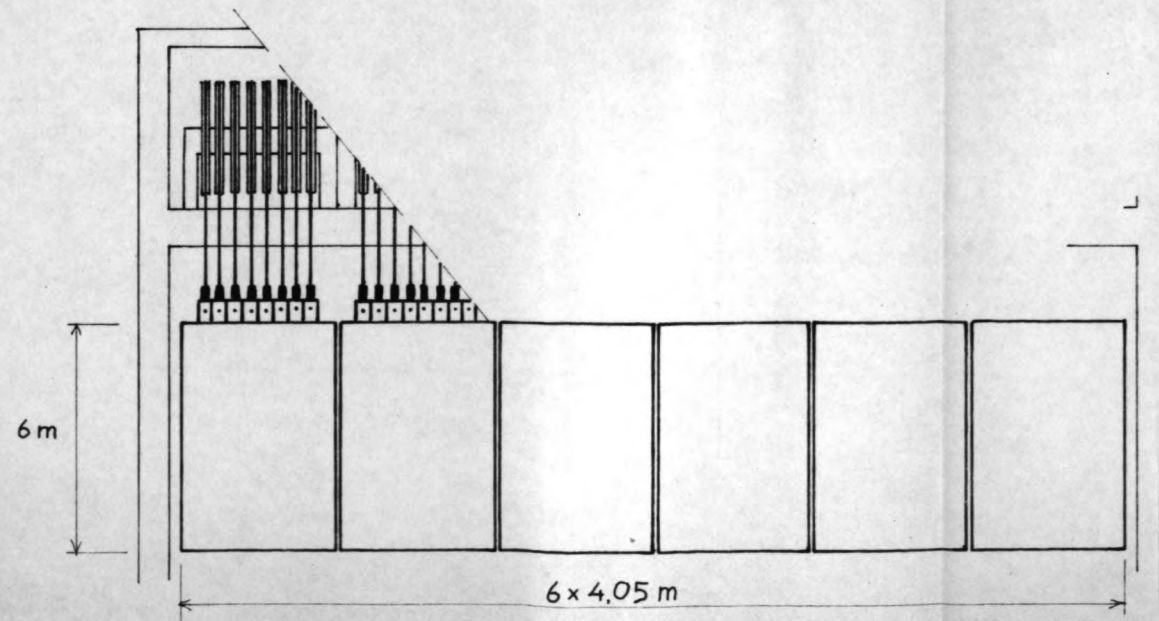
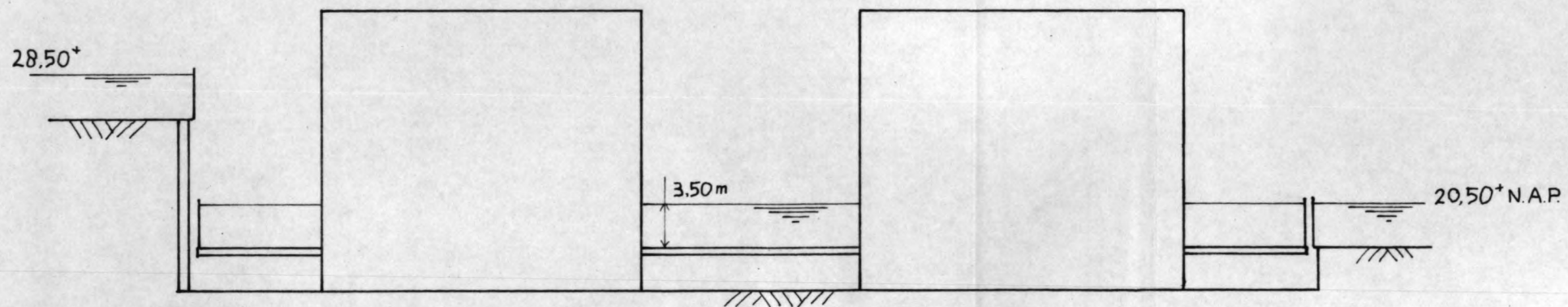
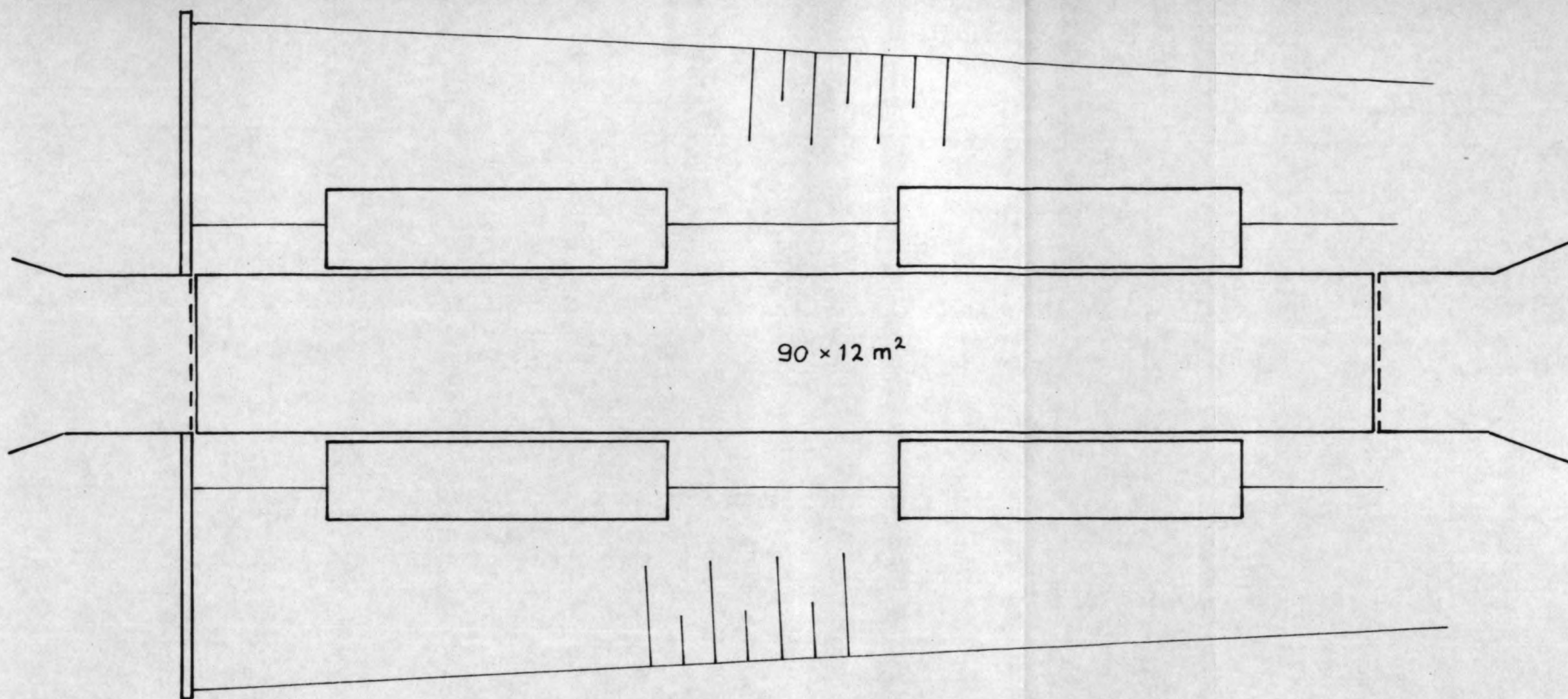


UITBREIDING VAN HET
SLUISCOMPLEX TE PANHEEL
Ontwerp van een scheepslift

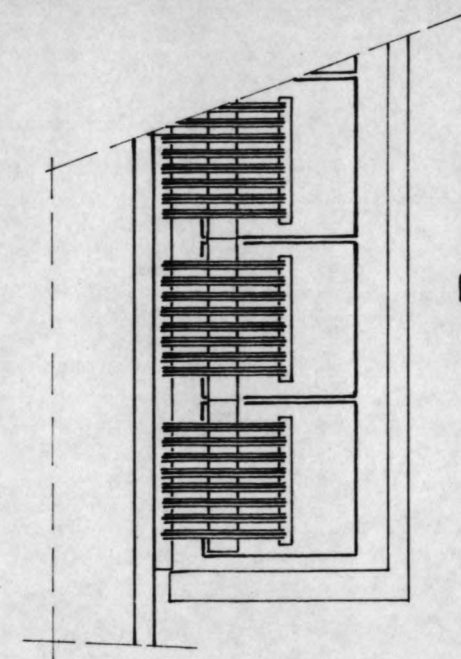
TEKENING 1

UITGANGSGEGEVENS

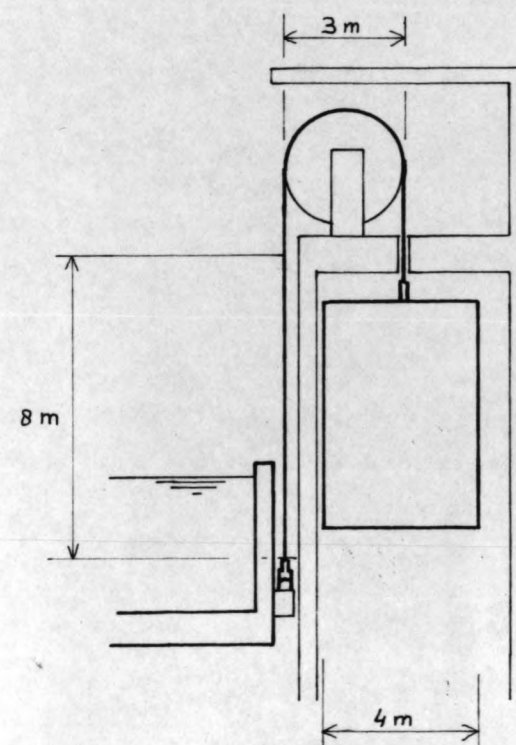
GET. J.P.m. Bol
4-1-81



ZIJAANZICHT
Schaal 1:200



BOVENAANZICHT
Schaal 1:200



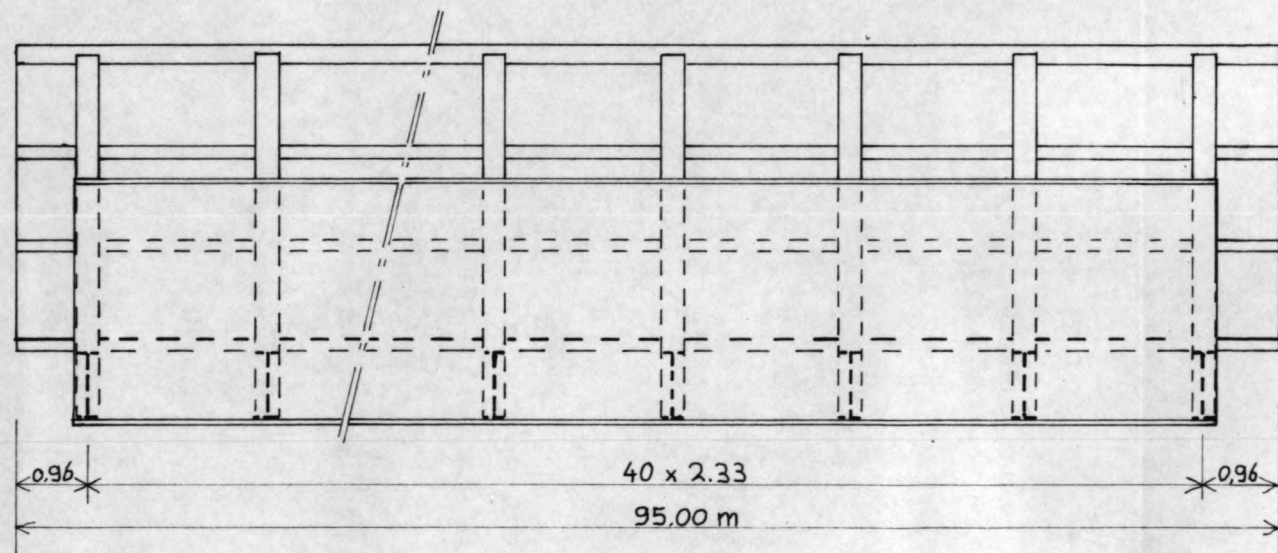
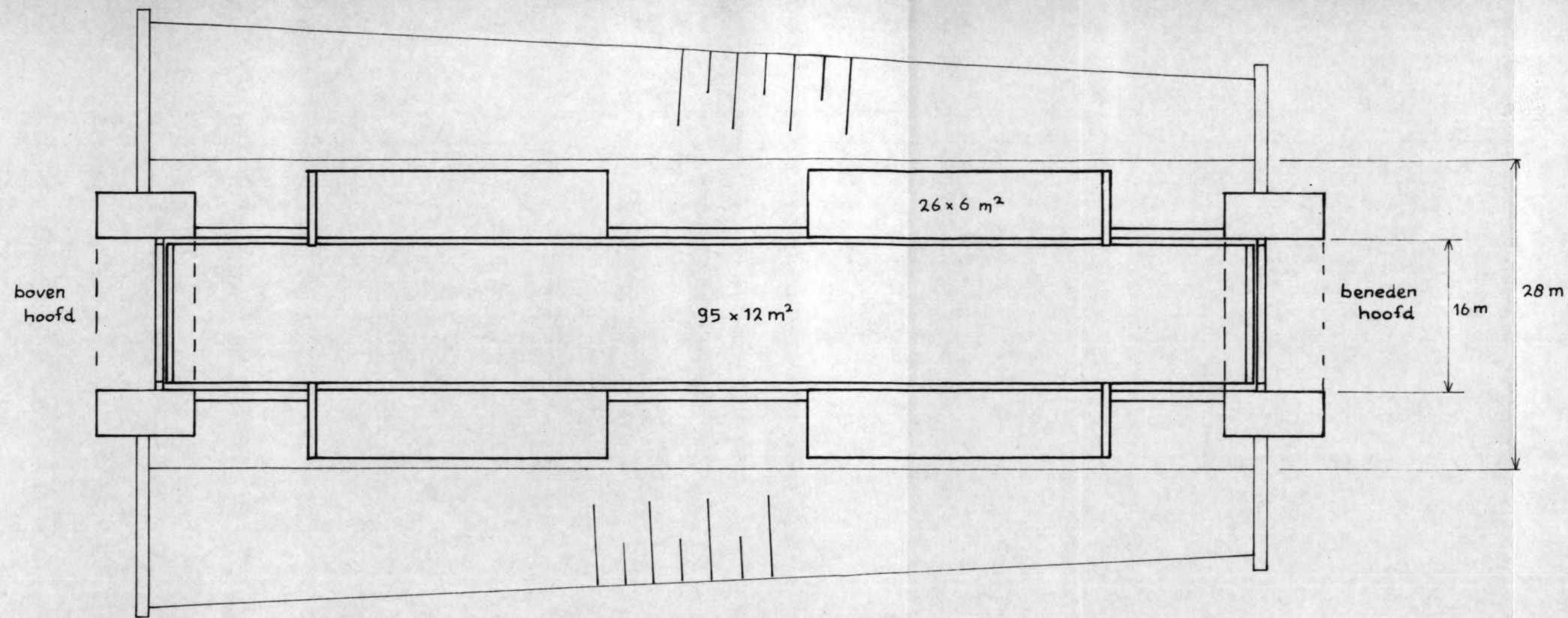
DWARSDOORSNEDE
Schaal 1:200

UITBREIDING VAN HET
SLUISCOMPLEX TE PANHEEL
Ontwerp van een scheepslift

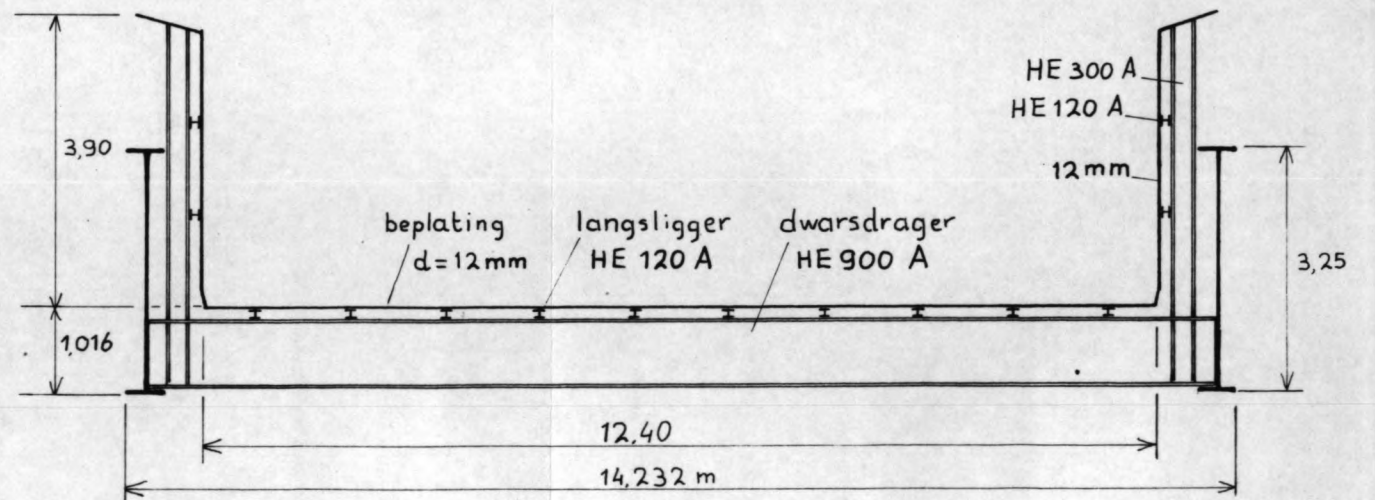
TEKENING 2

DRAAGCONSTRUCTIE

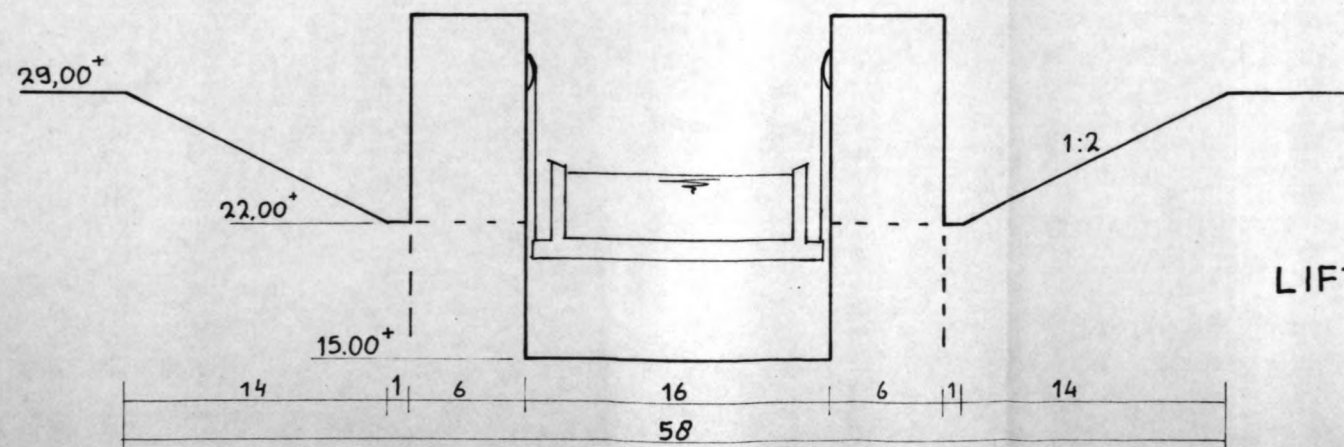
get. J.P.M. Bol
13 jan '81



ZIJAAZICHT BAK schaal 1:100



DWARSDOORSNEDE BAK schaal 1:100



LIFTKUIL schaal 1:400

UITBREIDING VAN HET
SLUISCOMPLEX TE PANHEEL
Ontwerp van een scheepslift

TEKENING 3

BAK EN LIFTKUIL

get. J.P.M. Bol
mei '81

KIP

Tussenvoegen

Uitbreiding van het sluiscomplex te Panheel
hoofdontwerp Het ontwerp van een scheepslift

Jan Bol

SAMENVATTING

Als vervolg op een hierbij behorend vooronderzoek wordt het ontwerp uitgewerkt voor een scheepslift bij Panheel in het kanaal Wessem-Nederweert.

De liftconstructie is te verdelen in enkele onderdelen die aanwezig moeten zijn. Deze delen worden afzonderlijk beschouwd.

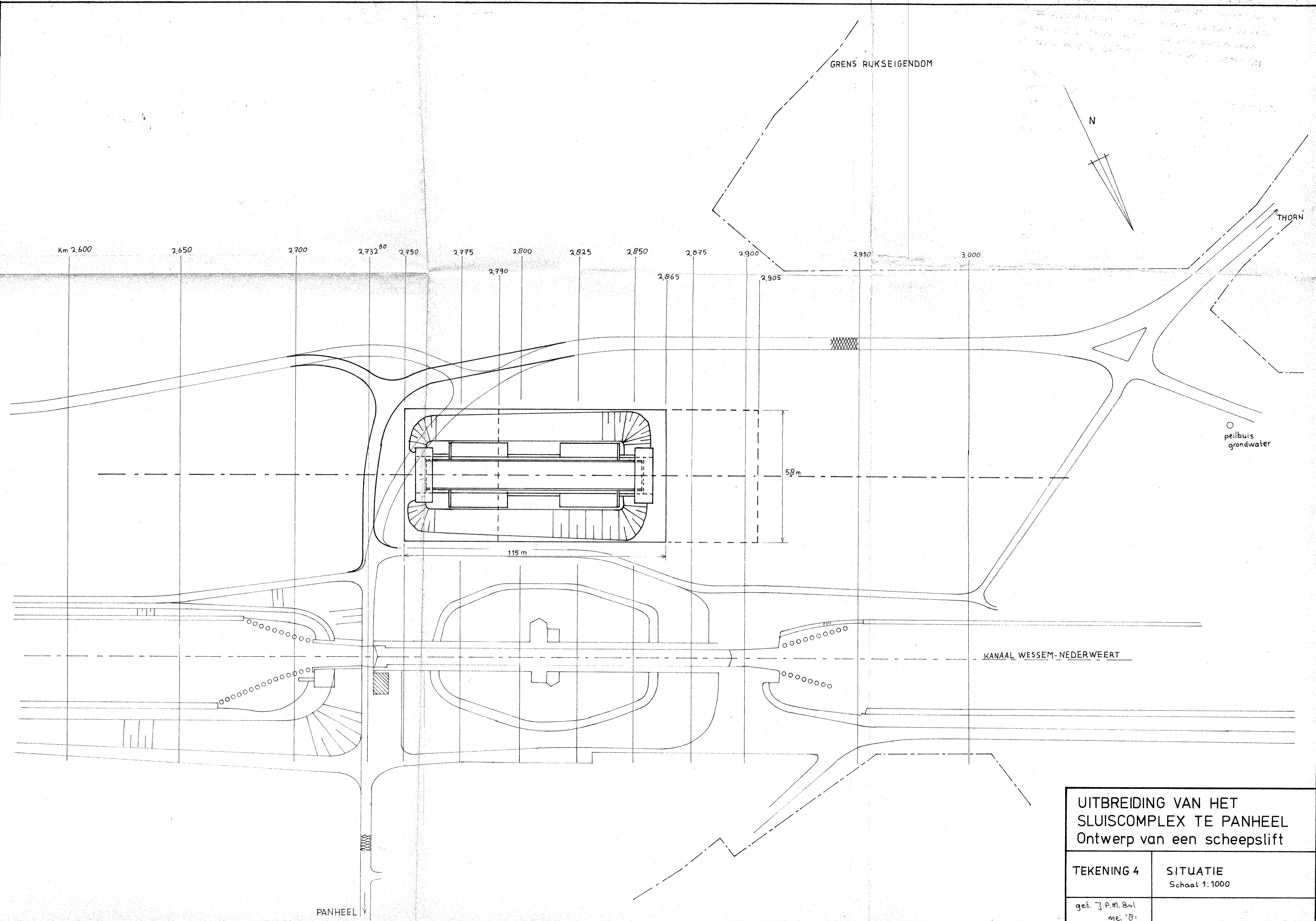
Als eerste komt de draagconstructie aan de orde. Met gegevens uit de literatuur en een ontwerpboom worden drie bruikbare constructies gevonden, waarbij de keus uiteindelijk valt op het gebruik van contragewichten aan draagkabels. De andere twee constructies zijn vlotter en hydraulische cilinders.

Voor de bewegingsinstallatie worden weer alternatieven opgesteld welke alle verder worden uitgewerkt. Hierbij wordt ook de beveiliging van het evenwicht in de constructie betrokken. Uiteindelijk blijven vier min of meer gelijkwaardige alternatieven over:

- aandrijven van draagkabels via de kabelschijven
- aparte kabels voor aandrijving
- tandwiel en pennenrand
- hydraulisch.

De bak wordt algemeen beschouwd wat betreft gestelde eisen en mogelijke constructiewijzen. Een zeer eenvoudige bak wordt nader gedimensioneerd.

Het vierde deel handelt over de verbindingen tussen de bewegende bak en de vaste kanaalpanden. Hier komen aan de orde hoogwaterkering, deurkeuze en bewegingsmechanisme, waterniveau gelijk maken, maken en verbreken van verbindingen, aanvaringsbescherming en vormgeving van de hoofden. Tenslotte wordt het betonwerk van de lift behandeld. Dit omvat een waterdichte bak tot boven het grondwaterpeil, vier draagtorens en twee hoofden. De fundering van het geheel kan op staal geschieden.



GRENS RIJKSEIGENDOM

N

THORN

Km 2,600 2,650 2,700 2,732⁸⁰ 2,750 2,775 2,800 2,825 2,850 2,875 2,900 2,950 3,000

2,790 2,865 2,905

peilbuis
grondwater

58 m

115 m

KANAAL WESSEM-NEDERWEERT

PANHEEL

UITBREIDING VAN HET
SLUISCOMPLEX TE PANHEEL
Ontwerp van een scheepslift

TEKENING 4	SITUATIE Schaal 1:1000
------------	---------------------------

get. J.P.M. Bol mei '81	
----------------------------	--