

Scheepvaartkundig Kunstwerk in het Kanaal van het Centrum

Vooronderzoek, deel A, naar uitvoeringswijze van het kunst-
werk in het kanaal dat schepen in staat stelt het grote
hoogteverschil in het kanaal te overwinnen.

Delft, April 1982
O.J. Walta
Herman Gorterhof
2624 XH Delft

Technische Hogeschool Delft
Afd. Civiele Techniek
Studierichting Constructieve Waterbouwkunde

Voorwoord

In het kader van het afstuderen aan de Technische Hogeschool Delft, afdeling Civiele Techniek heeft ondergetekende gekozen voor een onderwerp in de sfeer van de constructieve waterbouwkunde, en wel een scheepvaartkundig onderwerp. Het onderwerp behelst het ontwerpen van een kunstwerk in het Kanaal van het Centrum in België. Het kunstwerk moet schepen in staat stellen het hoogteverschil van 73.15 m in het kanaal te overwinnen. Na goedkeuring was prof. ir. A. Glerum bereid als afstudeer hoogleraar op te treden. Ir. J. Schippers werd als afstudeerbegeleider aangewezen. Tevens bedankt ondergetekende mej N.J.E. van Rooij voor het vele typewerk dat zij verricht heeft.

O.J. Walta
Delft april 1982

.....

Inhoud

1	Inleiding	1
2	De vaarweg het Kanaal van het Centrum	3
2.1	De geschiedenis en de ligging van het Kanaal van het Centrum	3
2.2	Vergroting van het Kanaal van het Centrum	5
2.3	Toekomstverwachting voor het Kanaal van het Centrum	8
2.3.1	Verbinding met het Noord-Franse kanalen-net	9
2.3.2	Verbinding met het Ruhrgebied	11
2.4	Vervoersontwikkeling op het Kanaal van het Centrum	12
3	Het kunstwerk nabij Strépy-Bracquegnies	14
3.1	Het schutproces	14
3.2	Passeertijd van een schutsluis	17
3.3	Afmetingen van de sluiskolk	19
3.4	Standaardfrequentieverdeling van de laadvermogen klassen	21
3.5	Frequentieverdeling van de laadvermogenklassen van de Belgische binnenvaartvloot	23
3.6	Berekening van de schutcapaciteit als functie van de bedieningstijd t_b	24
3.6.1	Berekening van de in en uitvaarvolgtijden van standaardschip S	25
3.6.2	Berekening van het maximum aantal schepen dat de sluiskolk kan bevatten (N_{max})	27
3.6.3	Schutcapaciteit van een schutsluis	27
3.7	Conclusies	30
4	Het kunstwerk Strépy-Bracquegnies als sluizentrap	31
4.1	Rangschikking van de sluiskolken	32
4.1.1	Sluizen met tussenpanden	32
4.1.2	Koppelsluizen	33
4.2	Schutcapaciteit van de verschillende varianten	34
4.2.1	Schutcapaciteit van de varianten 1 en 2	35
4.2.2	Schutcapaciteit van variant 3	36
4.2.3	Schutcapaciteit van variant 4	37
4.3	Schutwaterverlies van de verschillende varianten	38
4.3.1	Schutwaterverlies van de varianten 1 en 2	40
4.3.2	Schutwaterverlies van variant 3	41
4.3.3	Schutwaterverlies van variant 4	42
4.3.4	Afwegingen van de varianten	43
4.4	Beperking van het schutwaterverlies en pompenergieverbruik per sluis	45
4.4.1	Sluizen uitgerust met open spaarbekkens	45
4.4.2	Sluizen met energiewinning uit stromend schutwater	48
4.4.3	Kolkvulling door de kolk vol te pompen	50
4.4.4	Uitvoering sluizen van de sluizentrap ten aanzien van beperking schutwaterverlies	53

4.5	Uitvoeringsmogelijkheden sluizentrap nabij Strépy-Bracquegnies	54
4.5.1	Functies van de sluiskolkwand	55
4.5.2	Sluiskolkwand als gravitatiewand	56
4.5.3	Sluiskolkwand als buigstijve plaat	59
4.6	Conclusies	60
5	Kunstwerk Strépy-Bracquegnies als hefwerk	61
5.1	Functioneren van een hefbak	61
5.1.1	Aandrijving hefbak door een "spindel-spindelmutter" systeem	62
5.1.1.1	Aandrijving hefbak door middel van aangedreven staafassen, "spindelen"	63
5.1.1.2	Aandrijving hefbak door middel van aangedreven centreringen, "spindelmuttern"	63
5.1.2	Aandrijving hefbak door een tandradsysteem	64
5.1.3	Het geleiden van de hefbak in het horizontale vlak door de geleidingstorens	65
5.1.4	De schutcapaciteit van een hefwerk	66
5.1.5	Het energieverbruik per hefcyclus	67
5.2	Hefwerken met contragewichten	68
5.3	Hefwerken met drijvers	70
5.4	Hefwerken met hydraulische krachtsoverdracht	73
5.5	Conclusies	75
6	Kunstwerk Strépy-Bracquegnies als hellend vlak	76
6.1	Hellend langsvlak	78
6.2	Hellend dwarsvlak	80
6.3	Schutcapaciteit langs hellend vlak in het Kanaal van het Centrum	81
6.4	Het energieverbruik van een hellend langsvlak	82
6.5	Kunstwerk Strépy-Bracquegnies als pente d'eau	84
6.6	Schutcapaciteit van een pente d'eau in het Kanaal van het Centrum	86
6.7	Het energieverbruik van een pente d'eau	87
6.8	Conclusies	89
7	Keuze uitvoeringswijze kunstwerk Strépy-Bracquegnies	90
8	Samenvatting	92

Literatuurlijst

Bijlagen

- 1 Overzichtkaart tracé nieuw kanaalgedeelte
- 2 Geologische doorsnede over het tracé
- 3 Samenvatting Belgische plannen voor het kunstwerk Strépy-Bracquegnies

1 Inleiding

Het Kanaal van het Centrum ontsluit een streek met de naam Borinage, gelegen in Wallonië, België. Het kanaal dat in 1917 voltooid werd, is toegankelijk voor schepen met een maximaal laadvermogen van 300 ton bij een maximale lengte van 38 m.

Sinds de jaren zestig is men bezig het kanaal te verbreden, zodat het kanaal bevaarbaar wordt voor schepen met een maximaal laadvermogen van 1350 ton. Deze schepen, ook wel aangeduid met de naam Europeeschepen, meten 80x9,5 m met een maximale diepgang van 2,5 m.

De verbreding van het kanaal is op 8,3 km na voltooid. In het laatste onvoltooide stuk kanaal bedraagt het hoogteverschil tussen de aangrenzende kanaalpeilen 73,15 m. Om schepen in staat te stellen dit hoogteverschil te overwinnen zijn veel oplossingen denkbaar. Om uit de mogelijke oplossingen een zo verantwoord mogelijke keus te maken is op de volgende wijze te werk gegaan.

Alle mogelijke oplossingen worden achtereenvolgens behandeld. De sterke en zwakke punten werden zo veel mogelijk vermeld. Zaken zoals schutcapaciteit, schutwaterverlies per cyclus en het energieverbruik per cyclus worden berekend. Aan de hand van afwegingen en/of praktijkoplossingen wordt een uitspraak gedaan of de behandelde kunstwerkvariant in staat is schepen het hoogteverschil van 73,15 m te laten overwinnen. De keuze welke oplossing de beste is wordt in de praktijk mede gemaakt op basis van uitvoerige kosten-baten-analyses. Een dergelijk onderzoek is omvangrijk en vereist specialistische kennis van bijvoorbeeld bouwkostencalculaties en economische relatiemodellen. Gegevens over bouwkosten zijn vaak bedrijfsgegevens die niet graag prijsgegeven worden, terwijl economische relatiemodellen buiten het vakgebied van een civiel ingenieur vallen. Hieruit blijkt dat een kosten-baten-analyse buiten beschouwing gelaten moet worden.

De uiteindelijke keuze uit de mogelijke oplossingen van het gestelde hoogteverschilprobleem in het kanaal wordt in deze deelstudie dan ook vooral gemaakt op grond van civieltechnische overwegingen.

Laag energieverbruik, gering schutwaterverlies per cyclus, de omvang van de kunstwerken en personeelsbezetting worden zoveel mogelijk als economische variabelen meegenomen in de afweging.

Hoewel het kunstwerk in België komt te liggen, worden de berekeningen uitgevoerd met Nederlandse normbladen zoals TGB'72 en VOSB'63. De sterkte van de constructie is namelijk onafhankelijk van de bouwplaats.

Voor zover mogelijk is wordt gebruik gemaakt van Belgische gegevens en normen van bijvoorbeeld de binnenvaartvloot of het tracé van het nieuwe gedeelte van het Kanaal van het Centrum. Ontbreken deze dan wordt gebruik gemaakt van Nederlandse of internationale gegevens en normen.

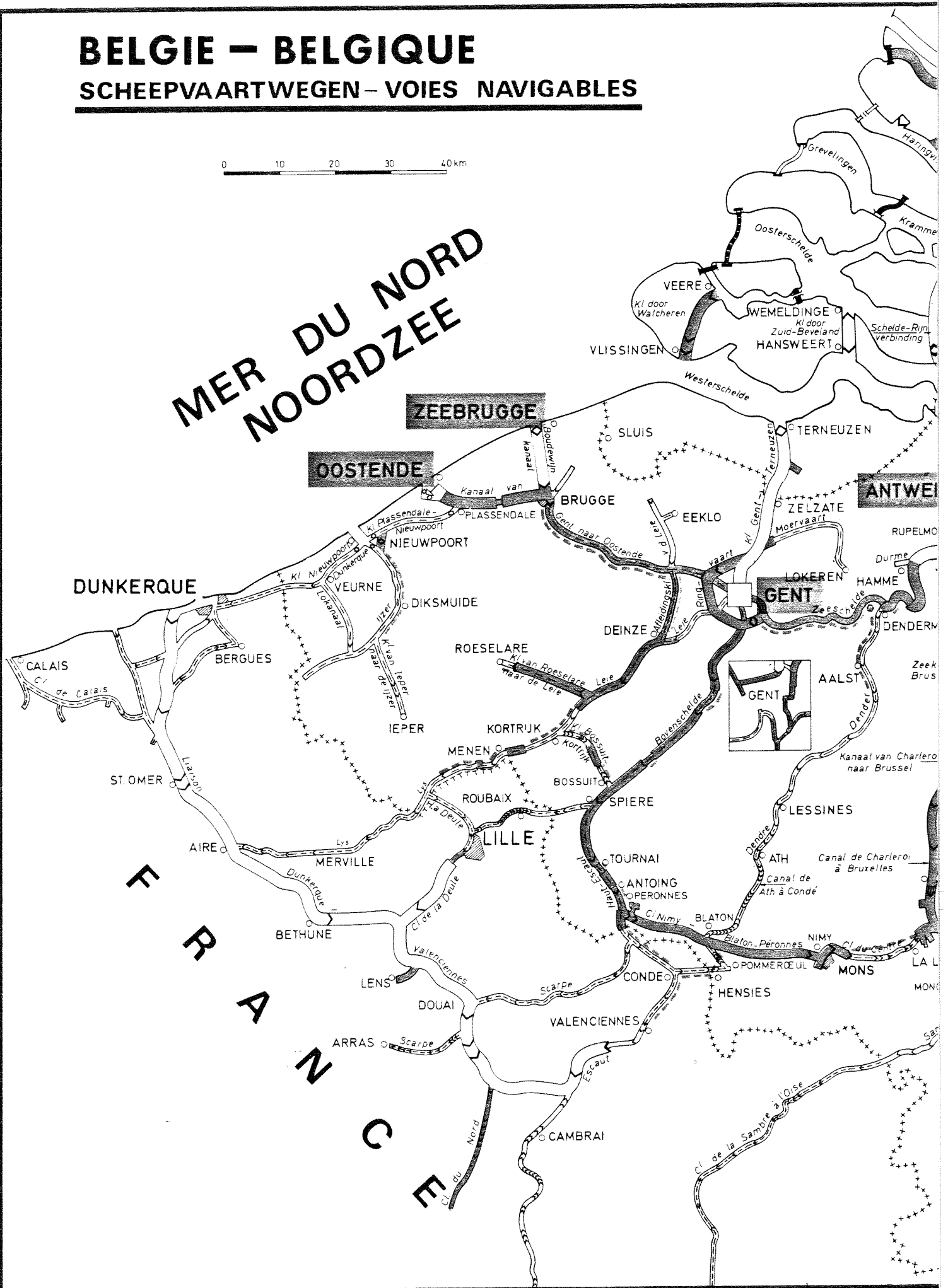
Dit is naar mijn mening toegestaan daar bijvoorbeeld via het Permanent International Association of Navigation Congress (PIANC) zeer veel kennis van scheepvaartkundige kunstwerken internationaal wordt uitgewisseld. Bij toepassing van Nederlandse of Internationale gegevens wordt dit steeds vermeld. Het resultaat van dit vooronderzoek zal zijn dat een keuze gemaakt wordt t.a.v. de uitvoeringswijze van het kunstwerk. Tevens worden eisen en afmetingen van diverse onderdelen van het gekozen kunstwerk vastgelegd. Op basis van deze voorstudie wordt later het kunstwerk verder uitgewerkt en op sterkte berekend. Het vooronderzoek is een onderdeel van het afstudeerverslag. Het wordt in het vervolg aangeduid met deel A.

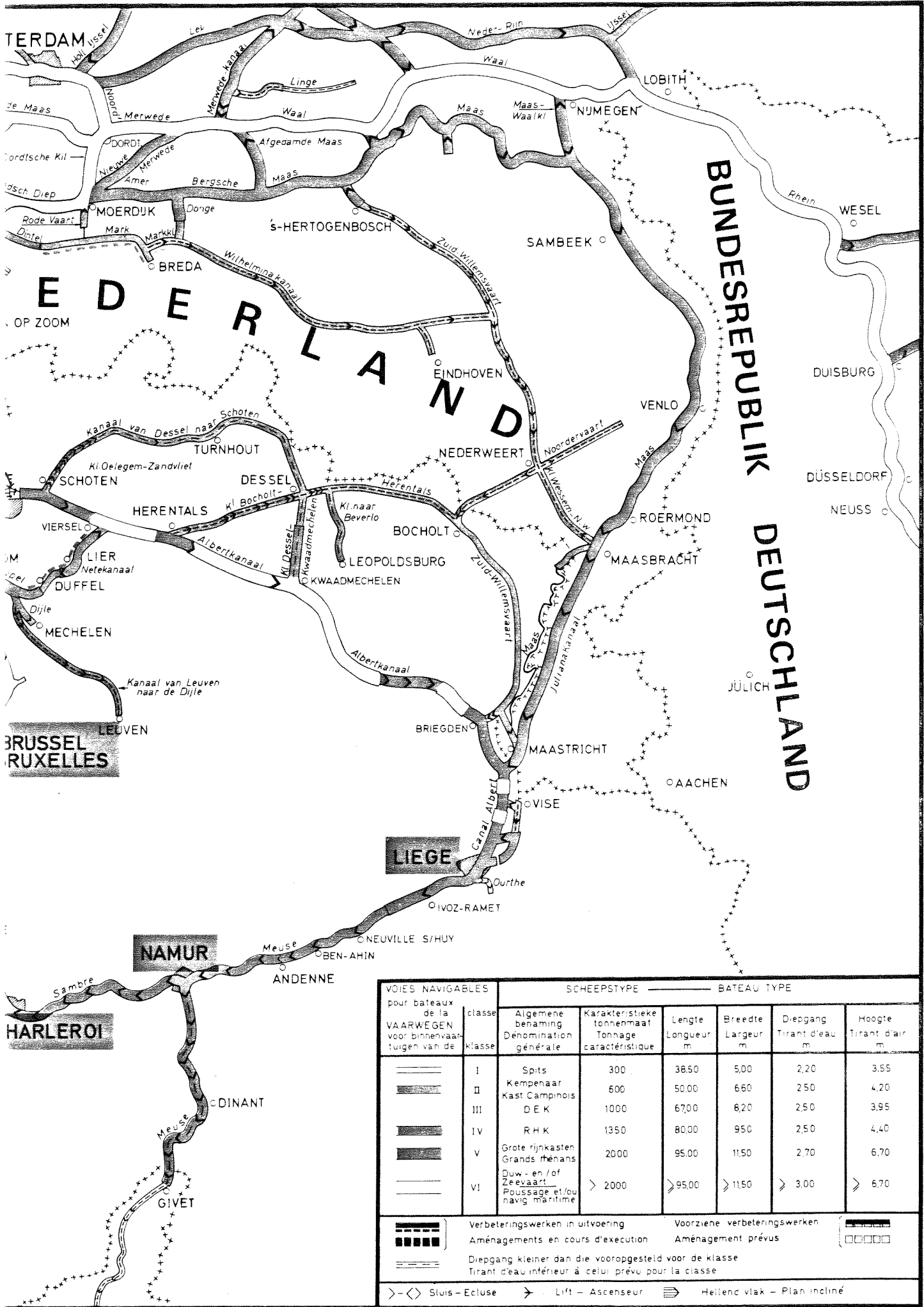
BELGIE – BELGIQUE

SCHEEPVAARTWEGEN – VOIES NAVIGABLES

0 10 20 30 40 km

MER DU NORD
NOORDZEE





VOIES NAVIGABLES pour bateaux de la VAARWEGEN voor binnenvaart- tuigen van de		klasse	SCHEEPSTYPE — BATEAU TYPE					
		klasse	Algemene benaming Dénomination générale	Karakteristieke tonnenmaat Tonnage caractéristique	Lengte Longueur m	Breedte Largeur m	Diepgang Tirant d'eau m	Hoogte Tirant d'air m
[Symbol: thin line]		I	Spits Kempenaar	300	38,50	5,00	2,20	3,55
[Symbol: thin line with dots]		II	Kast Caminois	600	50,00	6,60	2,50	4,20
[Symbol: thin line with vertical bars]		III	D E K	1000	67,00	6,20	2,50	3,95
[Symbol: thin line with horizontal bars]		IV	R H K	1350	80,00	9,50	2,50	4,40
[Symbol: thin line with diagonal bars]		V	Grote rijnkasten Grands rhénans	2000	95,00	11,50	2,70	6,70
[Symbol: thin line with wavy bars]		VI	Duw- en/of Zeevaart Poussage et/ou navig maritime	> 2000	> 95,00	> 11,50	> 3,00	> 6,70

[Symbol: thick line]	Verbeteringswerken in uitvoering	[Symbol: thick line with dots]	Voorziene verbeteringswerken
[Symbol: thick line with vertical bars]	Aménagements en cours d'exécution	[Symbol: thick line with horizontal bars]	Aménagement prévus
[Symbol: thin line with wavy bars]	Diepgang kleiner dan die vooropgesteld voor de klasse Tirant d'eau inférieur à celui prévu pour la classe		

[Symbol: diamond]	Sluis - Ecluse	[Symbol: arrow]	Lift - Ascenseur	[Symbol: double arrow]	Hellend vlak - Plan incliné
-------------------	----------------	-----------------	------------------	------------------------	-----------------------------

2 De vaarweg het Kanaal van het Centrum

Voor het ontwerpen van een kunstwerk dat het hoogteverschil van 73,15 m overwint is het noodzakelijk kennis te hebben van gegevens en functies van het kanaal waarin het kunstwerk is geprojecteerd. In dit hoofdstuk worden de noodzakelijke gegevens en functies van het bewuste kanaal opgesteld en beschreven.

2.1 De geschiedenis en ligging van het Kanaal van het Centrum

Het besluit tot de aanleg van het Kanaal van het Centrum werd in 1879 genomen. Doel was het ontsluiten van de kolenmijnen in de vallei van de rivier de Haine. Deze rivier loopt door de streek Borinage, die ten zuiden van Brussel in Wallonië ligt.

Door de aanleg van het kanaal kwam een vaarweg tussen Frans Vlaanderen met de havenstad Duinkerken en het industriegebied van de Maas en Sombre tot stand. Dit is duidelijk te zien op de kaart van figuur 2.1 Het industriegebied in de vallei van de Haine leverde naast kolen slechts weinig goederenaanbod op voor de scheepvaart op het kanaal. Een belangrijk deel van het verkeer was en is het transitoverkeer.

Het kanaal is aangelgd voor het in die tijd gangbare scheepstype de Spits. Dit scheepstype heeft een maximale lengte van 38 m en een breedte van 5 m.

Het laadvermogen bedraagt 300 ton.

Het Westelijke en laagste beginpunt van het ongeveer 21 km lange kanaal is de stad Bergen (Mons). Het kanaal sluit hier aan op het kanaal Nimy-Blaton-Péronnes. Via het laatst genoemde kanaal kan men de rivier de Bovenschelde bereiken.

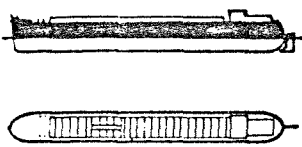
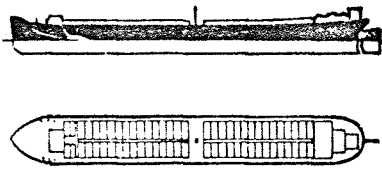
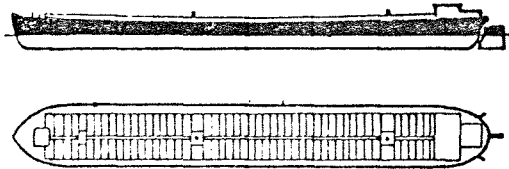
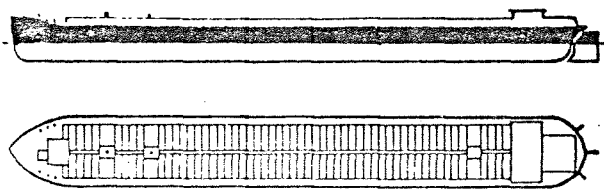
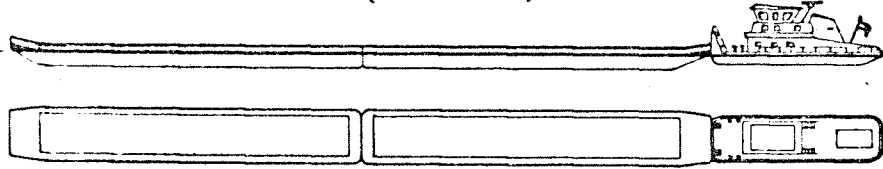
In 1882 werd met de aanleg begonnen. Vanuit Bergen werd het kanaal in oostelijke richting langs de rivier de Haine gegraven. In 1888 werd de plaats Ville sur Haine bereikt.

Het oostelijke eindpunt wordt gevormd door het kanaal van Charleroi naar Brussel, ter hoogte van de plaats Senneffe. Dit kanaal is in de jaren 1882-1888 aangelegd voor het kolenvervoer vanuit Wallonië naar Neder-België.

De kanaalsectie La Louvière-Senneffe werd in 1894 voltooid. Dit kanaalgedeelte ligt op het plateau van Senneffe. Het hoogteverschil tussen dit plateau en de vallei van de rivier de Haine bedraagt ongeveer 67 m. Hemelsbreed een afstand van ongeveer 6,7 km. Het laatste stuk kanaal tussen Ville sur Haine en La Louvière werd in 1917 onder Duitse bezetting voltooid. In dit kanaalgedeelte bevinden zich twee sluizen en vier bubbele hydraulisch werkende scheeps-liften. Deze liften worden in paragraaf 5.4 beschreven. De afmetingen van de sluisgolken en liftbakken zijn: 40,80 m lang, 5,20 m breed met een minimale diepte van 1,90 m.

De liften zijn nog steeds in gebruik en werden na de aanleg van het nieuwe kanaalgedeelte tussen Ville sur Haine en La Louviere niet gesloopt. De bedoeling is ze als een werkend industrieel monument te behouden.

MAATSCHEPEN EN HUN KARAKTERISTIEKE AFMETINGEN

			Afmetingen in meters			
			Lengte	Breedte	Diepgang (geladen)	Hoogte (ledig)
<p>Splits (300 ton)</p> 			38.50	5.00	2.20	3.55
<p>Kempenaar (600 ton)</p> 			50.00	6.60	2.50	4.20
<p>Dortmund-Eemskanaalschip (1000 ton)</p> 			67.00	8.20	2.50	3.95
<p>Rijn-Hernekanaalschip (1350 ton)</p> 			80.00	9.50	2.50	4.40
<p>DUW EENHEID (3000 ton)</p> 			175	11,4	3,0	

Figuur 2.2 Maatschepen en hun karakteristieke afmetingen

2.2 Vergroting van het Kanaal van het Centrum

Op 20-21 oktober 1954 waren de Europese ministers van Verkeerswezen te Parijs bijeen. Op deze conferentie werd het besluit genomen tot de aanleg van een Europees scheepvaartwegennet. Dit plan hield in dat internationale en nationale vaarwegen geschikt gemaakt werden voor schepen van klasse 4. Deze schepen, ook wel Europaschip of Rijn-Hernekanaal schip genoemd, bezitten de volgende afmetingen: lengte 80 m, breedte 9,50 m en een maximale diepgang van 2,50 m. Het laadvermogen is maximaal 1350 ton. In figuur 2.2 is een dergelijk Europaschip getekend.

Bij dit standaardschip hoort ook een standaard natte doorsnede van het scheepvaartkanaal. De waterbreedte moet minimaal 28 m bedragen bij een diepte van 3,50 m. Het totale natte oppervlak moet 5 à 7 maal zo groot zijn als de maximale grootspantdoorsnede van het schip. Dit komt neer op een natte(dwars)doorsnede groter of gelijk aan 120 m².

Voor sluizen in deze kanalen voor klasse 4 schepen wordt de volgende minimale sluiskolkafmetingen aanbevolen: nuttige lengte 85 m, breedte 12 m en een minimale drempeldiepte van 3,60 m.

Om aan de verplichting, voortkomende uit de conferentie van Parijs, te voldoen, vaardigde de Belgische Tweede kamer op 9 maart 1957 een wet uit. Deze wet voorzag in de "Kalibrering" van een aantal scheepvaartwegen tot 1350 tons vaarweg (klasse IV vaarweg). Kalibreren houdt in dat de vaarweg zodanig wordt verbreed, verdiept en verder aangepast, dat zij door Europa schepen bevaren kan worden.

In de wet werden de volgende samenhangende vaarwegsecties met name genoemd:

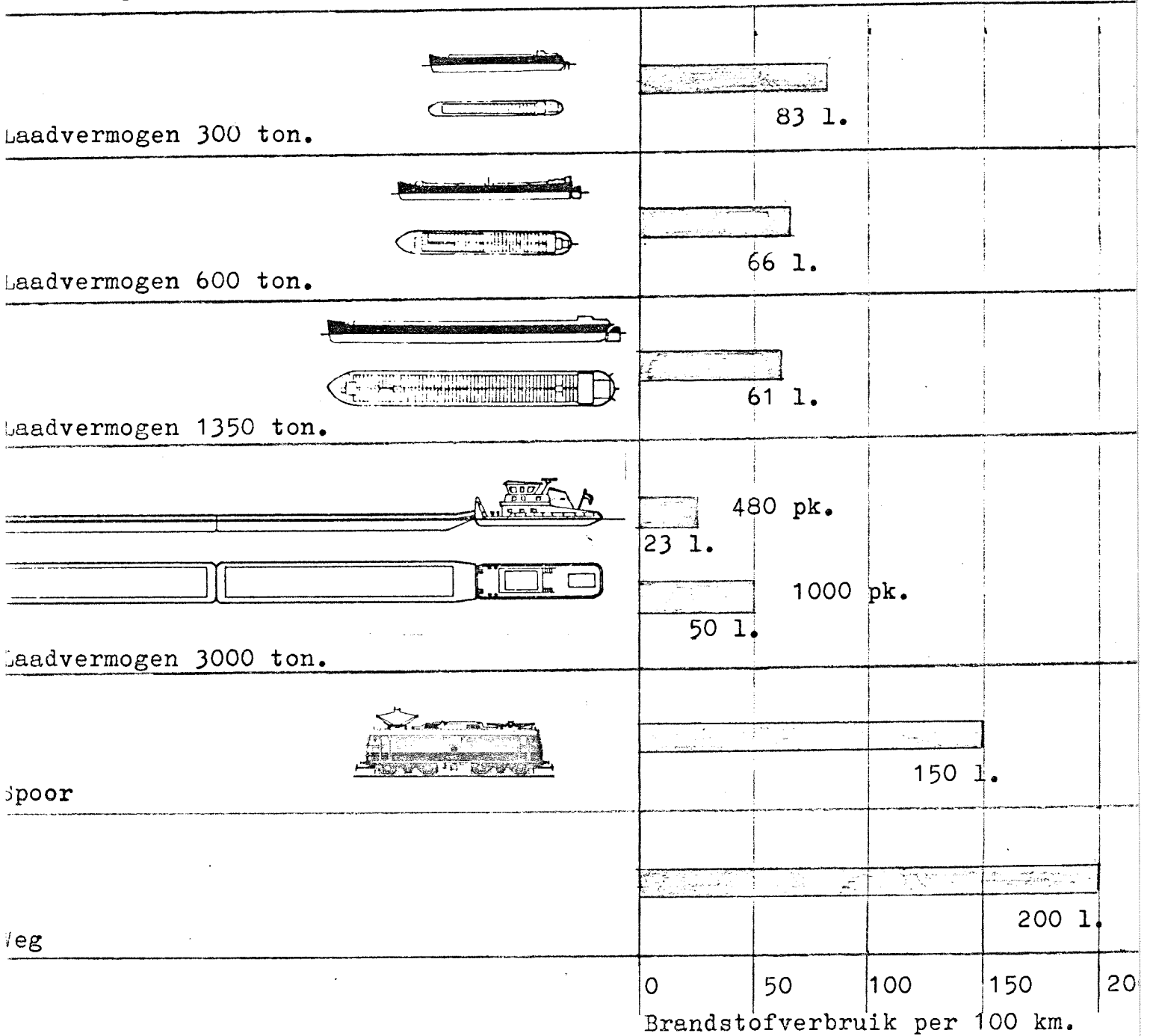
- Kanaal van Charleroi naar Brussel alsmede de "vertakking" van Seneffe naar de haven van La Louviere. Deze vertakking is het hoogste en oostelijke deel van het Kanaal van het Centrum.
- Het kanaal Nimy-Blaton-Péronnes.
- De rivier de Sambre tussen Manceau en Namen.
- De rivier de Maas tussen Luik en de Franse grens.
- De boven rivier de Schelde en de ringvaart rond Gent.
- Het Kanaal van het Centrum.

Al deze vaarwegen staan op de kaart van figuur 2.1. Belangrijke vaarwegen zoals het Albert kanaal en de Maas beneden Luik kwamen niet in deze wet voor. Een reden was dat deze vaarwegen in die tijd al bevaarbaar waren voor schepen tot 2000 ton laadvermogen.

Een tweede reden was dat er in de zelfde tijd plannen werden gemaakt om deze vaarwegen geschikt te maken voor schepen en duwkonvoeien met een maximaal laadvermogen van 9000 ton.

Tabel 2.1 Brandstofverbruik voor het vervoer van 100 ton goederen over 100 km.

Vervoer per:



De wet voorzag de uitvoering van deze werken in een periode van 10 jaar lopende van 1957 tot 1966. Dit streefdoel werd bij lange na niet gehaald. Sterker, de vergroting van de Bovenschelde is nu, 1982, nog steeds niet zover voltooid dat zij bevaarbaar is voor Europaschepen. Daarnaast werden de sluisen in de Schelde vervangen door grotere die in staat zijn duwkonvoeien met een laadvermogen van 3000 ton te laten passeren.

Naast het veranderen van de plannen ten aanzien van bijvoorbeeld de Schelde werden ook nieuwe vaarwegen toegevoegd, zoals de rivieren de Leie en de Beneden-Nete.

Een belangrijke reden voor het niet halen van het streefdoel was dat in de jaren zestig België veel geld heeft gestoken in de modernisering en uitbreiding van haar autowegennet. In die tijd van goedkope brandstof (olie) was dit een juiste beslissing. Deze investeringen gingen ten koste van de investeringen in het vaarwegennet.

De huidige energiecrisis met zijn hoge brandstofprijzen heeft in België tot een heroverweging van investeringen in de infrastructuur geleid. Met voor de vaarwegeninvesteringen een gunstiger vooruitzicht. De reden is dat vervoer over het water veel minder brandstof kost dan vervoer per auto zoals tabel 2.1 laat zien.

Deze aanzienlijke besparing van brandstoffen bij het vervoer van goederen is in deze tijd een belangrijke aansporing voor de Belgen om de modernisering van het Belgische vaarwegennet verder voort te zetten. In 1968 kwam de verbreding van het Kanaal van het Centrum tussen Seneffe en de haven van La Louvière gereed. Tegelijkertijd werd de vergroting van het kanaal van Charleroi naar Brussel over de volledige lengte voltooid. Sinds dat jaar is de grootste overslaghaven, La Louvière, van het Kanaal van het Centrum bereikbaar voor schepen met een laadvermogen van 1350 ton.

In het vergrootte Kanaal van Charleroi naar Brussel bevindt zich het hellend vlak van Ronquières. Met dit kunstwerk wordt in één keer een hoogteverschil van 67,75 m overwonnen. De liftbakken van het hellend vlak meten 85,50x12,00 m² bij een dieptevariatie van 3,00 tot 3,70 m.

In dezelfde jaren werd het kanaal Nimy-Blaton-Péronnes geschikt gemaakt voor Europaschepen. Aansluitend werd het kanaalgedeelte vanaf Bergen tot en met de sluis van Havré van het Kanaal van het Centrum vergroot. Hoewel de sluisen in het kanaal Nimy-Blaton-Péronnes 86x12 m² meten, heeft de sluis bij Havré een kolkafmeting van 124x12,50 m².

Het resterende, niet vergrote kanaalgedeelte tussen Havré en La Louvière heeft een lengte van ongeveer 8,3 km. Het hoogteverschil tussen de twee aangrenzende kanaalpeilen bedraagt 73,15 m. In dit kanaalgedeelte bevinden zich twee sluizen en de vier dubbele scheepsliften met een maximale hefhoogte van 17 m! Deze liften zijn nu nog slechts bruikbaar voor schepen met een maximale lengte van 38 m (spitsen). De plannen voorzien in een nieuw tracé, zoals aangegeven in bijlage 1 en 2, voor het kanaal met daarin opgenomen een dubbele scheepslift of hefwerk. De liftbakken krijgen een nuttige lengte van 112 m en een breedte van 12 m. De hefhoogte is gelijk aan het verschil in de aangrenzende kanaalpeilen en is dus 73,15 m. Hier overwinnen de schepen in één keer het hoogteverschil tussen Havré en La Louvière. In bijlage 3 is een samenvatting van de Belgische plannen voor het hefwerk in het Kanaal van het Centrum weergegeven.

De Belgen hanteren bij het verbreden van het nog niet voltooide kanaalgedeelte enkele zeer zwaarwegende uitgangspunten.

Ten eerste: bij de keuze van het overwinnen van het hoogteverschil in het kanaal wordt er naar gestreefd slechts één kunstwerk te bouwen. Hierdoor worden de personeelskosten en de exploitatiekosten minimaal.

Verder moet het waterverlies minimaal zijn tijdens het overwinnen van het hoogteverschil door een schip. Dit moet omdat het compenseren van waterverlies alleen mogelijk is door het water terug te pompen vanuit het 73,15 m lager gelegen benedenpand.

Dit laatste kost zeer veel energie en dus geld. Tenslotte moet tijdens het bouwen van het kunstwerk het normale scheepvaartverkeer gewoon door kunnen gaan. Dit laatste houdt praktisch gezien in dat er een nieuw tracé ontworpen moet worden tussen de sluis van Havré en de haven La Louvière. Deze is in bijlage 1 aangegeven.

Een bijkomend voordeel is dat voor de constructie van het kunstwerk nabij Strépy-Bracquegnies een zeer goede lokatie gevonden is. In de verdere hoofdstukken van deze studie wordt daarom ook uitgegaan van bovengenoemd tracé en de daaruit voortvloeiende bouwlokatie. Deze keuze van de bouwplaats is gemaakt op grond van het juiste terreinverloop en de juiste geologische ondergrond ter plaatse. Uit onbekendheid met de omgeving wordt in het vervolg de bouwlokatie van bijlage 1 aangehouden als bouwplaats van het te ontwerpen kunstwerk in het Kanaal van het Centrum.

2.3 Toekomstverwachting voor het Kanaal van het Centrum

Het kanaal is aangelegd ter ontsluiting van de kolenmijnen van de Borinage. De reden was dat de kolenmijnen een goedkope en betrouwbare afvoer voor hun kolen wensten. In de loop der tijd ontstond ook een belangrijk transitoverkeer tussen de bekkens van de Bovenschelde en het industriegebied van Charleroi en Luik.

In de toekomst moet het vergrote kanaal een verbinding gaan vormen tussen het 1350 ton vaarwegennet van de Schelde en de Leie en het 1350 ton vaarwegennet van de Maas, Sambre en het kanaal van Charleroi naar Brussel.

Daarnaast hopen de Belgen dat het vergrote Kanaal van het Centrum een belangrijk internationaal transito kanaal gaat worden. Het zou dan de verbinding gaan vormen tussen het Noord Franse kanalenet met als haven Duinkerken en het Ruhrgebied in Duitsland. Deze verbinding is dan bevaarbaar voor Europaschepen en duwkonvoeien van laadvermogen klasse V zoals weergegeven in figuur 2.2.

Willen deze plannen doorgaan dan moet aan enkele voorwaarden voldaan worden. Deze worden in de paragrafen 2.3.1 en 2.3.2 behandeld.

2.3.1 Verbinding met het Noord-Franse kanalennet

Reeds in 1965 kwam een akkoord tot stand tussen Frankrijk en België dat voorzag in een verbinding van het Noord-Franse kanalennet voor grote binnenvaartschepen, klasse IV vaarwegen of groter, met het Belgische vaarwegennet van klasse IV.

Deze verbinding zou tot stand komen tussen de rivier de Bovenschelde en het kanaal Duinkerken-Valenciennes. Dit laatste kanaal omvat gedeeltelijk de rivier de Bovenschelde, zoals op figuur 2.1 te zien is. Deze verbinding moet bevaarbaar zijn voor Europeeschepen.

De grote overlast van water in de vallei van de rivier de Leie in de jaren 1965, '66 en '68 eiste maatregelen. Het rivierbed van de Leie werd verruimd en rechtgetrokken. Bovendien begon men de sluizen aan te passen voor het passeren van Europeeschepen. Deze werken gingen ten koste van de werken aan de rivier de Bovenschelde. Door de werken in de rivier de Leie kwam het akkoord van 1956 op losse schroeven te staan. Daarnaast werden er nieuwe plannen gemaakt voor mogelijke verbindingen.

Op het ogenblik zijn er drie verbindingen mogelijk tussen het Belgische 1350 ton vaarwegennet en het Noord-Franse net:

Ten eerste is een verbinding mogelijk tussen de rivier de Leie en het kanaal Duinkerken-Valenciennes via het te verbreden kanaal de la Deule. De aansluiting op het Franse kanalennet gebeurt dan ter hoogte van de industriestad Lille.

Ten tweede is een verbinding mogelijk door het vergroten van de rivier de Bovenschelde vanaf Peronnes tot aan Valenciennes. Hier sluit de verbinding aan op het reeds vergrote kanaal van Duinkerken-Valenciennes.

Ten derde is een verbinding mogelijk tussen de Bovenschelde en het Kanaal van het Centrum. Hiertoe moet de Bovenschelde vanaf Valenciennes tot Condé vergroot worden. Vanaf Condé wordt een nieuw kanaal gegraven naar het kanaal Nimy-Blaton-Péronnes dat het verlengde is van het Kanaal van het Centrum. In het nieuw te graven kanaal is ter hoogte van Pommeroeul een sluis geprojecteerd met een kolkafmeting van 151,75 x 12,50 m².

De laatste twee verbindingen zijn geschikt voor duwvaartkonvoeien van maximaal 3000 ton laadvermogen, ook wel aangeduwd met Europa II. Een dergelijk konvooi omvat één of twee duwbakken met een laadvermogen van 1500 ton. De afmeting van een duwbak is 76,50 m lang, 11,40 m breed met een maximale diepgang van 3,00 m. De duwer heeft een lengte die kan variëren van 15 tot ongeveer 25 m bij een gemiddelde breedte van 8,5 m.

De voorgestelde scheepslift nabij Strépy-Bracquegnies heeft een liftbak met een lengte van 112 m. Dit betekent dat één duwbak met de duwer samen in één liftbak kunnen. Een konvooi van twee duwbakken moet dus verbroken worden wil het de ontworpen sluis nabij Pommereoul en de lift nabij Strépy-Bracquegnies passeren.

Door de drie voorgestelde verbindingen komt een directe verbinding tot stand tussen het Waalse industriegebied en de havenstad Duinkerken. Deze vaarweg heeft een lengte van ongeveer 375 km. De verbinding is bevaarbaar voor Europaschepen. De laatste twee voorgestelde verbindingen ook voor duwvaartkonvooien. Voor duwkonvooien geldt dat zij vele malen verbroken moeten worden, willen zij vanuit Duinkerken bijvoorbeeld Luik bereiken via het Kanaal van het Centrum. Dit omdat de meeste sluiskolken in de vaarwegen korter dan 87 m zijn.

Het industriegebied van Luik is nu bereikbaar voor duwkonvooien van 2000 ton laadvermogen. In de toekomst voor duwkonvooien van 9000 ton. Deze verbinding via het Albertkanaal met de havenstad Antwerpen is slechts 150 km lang.

Door de hogere transportkosten ten gevolge van de langere vaarweg en toegankelijkheid van slechts 1350 ton laadvermogen schepen, Europaschepen, door het Kanaal van het Centrum zal de havenstad Duinkerken nooit de functie van de havenstad Antwerpen kunnen overnemen voor het Waalse industriegebied.

Hierdoor zal het vervoer over de verbinding tussen Noord-Frankrijk en Wallonië niet erg groot worden. Daar komt nog bij dat Noord-Frankrijk via de Schelde en het Albertkanaal bereikbaar wordt voor duwkonvooien van 3000 ton laadvermogen. De sluisen in deze vaarweg worden zo aangepast in de toekomst dat de konvooien ongebroken de sluisen kunnen passeren.

2.3.2 Verbinding met het Ruhrgebied

Voor het tot stand komen van een verbinding tussen het Kanaal van het Centrum en het Duitse Ruhrgebied is de medewerking van Nederland en Duitsland nodig. Deze twee landen moeten gezeamenlijk het Maas-Rijn kanaal tussen Venlo en Duisburg aanleggen. Door deze verbinding kan Duinkerken als aan- en afvoerhaven voor het Ruhrgebied gaan functioneren. Duisburg is nu via de Waal en de Rijn bereikbaar voor duwkonvoeien met een laadvermogen van 6000 ton. In de toekomst misschien voor duwkonvoeien van 9000 ton laadvermogen. In deze vaarweg komen geen sluizen voor.

De Duitsers zien Hamburg liever als belangrijke aan- en afvoerhaven voor het Ruhrgebied dan bijvoorbeeld Rotterdam of Duinkerken. Zij hebben daarom in de jaren 1967-1977 ongeveer 1,5 miljard DM geïnvesteerd in het Elbe-Seitenkanaal. Dit kanaal verbindt de rivier de Elbe met het Mitlandkanaal. Dit laatste kanaal staat via het Dormund-Eemskanaal in verbinding met de Rijn. Nabij de plaats Duisburg bereikt deze vaarweg de Rijn!

Deze vaarweg via het Elbe-Seitenkanaal is bevaarbaar voor Europaschepen en duwkonvoeien met een laadvermogen van 3000 ton, Europa II.

Door deze Duitse politiek van bevoordeling van eigen havens boven buitenlandse havens en een onnodige investering in een Maas-Rijnkanaal zal het verkeer over de vaarweg naar Noord-Frankrijk, Duinkerken inbegrepen, slechts bestaan uit onderling handelsverkeer. Daar er al een verbinding bestaat tussen de Maas en de Rijn, namelijk het Maas-Waalkanaal nabij Nijmegen, zal de Nederlandse bereidheid tot medewerking aan de aanleg van het Maas-Rijnkanaal erg laag zijn. Voor de Duitsers geldt hetzelfde vanwege het nieuwe Elbe-Seitenkanaal.

Tabel 2.2 Enige vervoersgegevens van het Kanaal van het Centrum

Jaar	Aantal schepen	Laadvermogen v.d. schepen tesamen	Vervoerde lading	Gemiddelde lading per schip	Beladingsgraad v.d. geladen schepen
-	-	10 ³ ton	10 ³ ton	ton	%
1	2	3	4	5	6
I Aantal geladen schepen dat uit het kanaal vertrok					
1970	2830	-	800	283	-
1977	1354	-	397	293	-
1978	1265	-	380	300	-
II Aantal aangekomen geladen schepen in het kanaal					
1970	1984	-	677	341	-
1977	1130	-	563	498	-
1978	713	-	449	630	-
III Aantal geladen schepen dat het kanaal doorvoer					
1970	4250	-	1086	255	-
1977	2534	-	647	255	-
1978	2359	-	603	255	-
IV Sommatie van I, II en III					
1970	9064	3356	2564	283	76
1977	5007	2082	1607	320	77
1978	4337	1848	1432	330	77
V Totaal aantal lege schepen dat op het kanaal voer					
1970	4926	1836	-	-	-
1977	3352	1417	-	-	-
1978	2502	1131	-	-	-

Bron: Ministerie van Economische zaken van het koninkrijk België, Nationaal instituut voor de statistiek. Statistiek van de binnenvaart van de jaren 1970, '77 en '78.

2.4 Vervoersontwikkeling op het Kanaal van het Centrum

Per jaar passeert minder dan 1,5 miljoen ton het nog niet vergrote kanaalgedeelte. Hiervan is ongeveer 0,6 miljoen ton transitoverkeer. Dit is af te lezen in tabel 2.2. Sinds de jaren zestig is het vervoer op het Kanaal van het Centrum sterk gedaald.

Dit is vooral toe te schrijven aan de sluiting van de toen onrendabel geworden kolenmijnen in de Borinage en Wallonie. Daarnaast kunnen de vele grote schepen, die in deze tijd goedkoper zijn, het Kanaal van het Centrum niet bevaren. Hierdoor daalt het vervoer op het kanaal ook sterk.

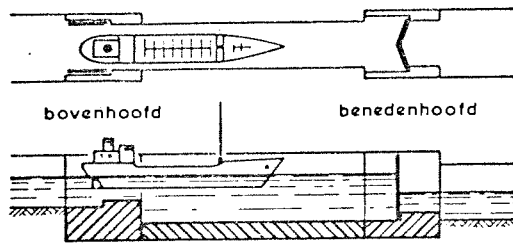
In de paragrafen 2.2 en 2.3 is aangegeven welke plannen zijn ontwikkeld om het vervoer op het Kanaal van het Centrum te verhogen. Het is ook duidelijk gemaakt dat de uitvoering van het merendeel van de plannen erg twijfelachtig is.

Voor het bepalen van de benodigde schutcapaciteit van de kunstwerken of het kunstwerk in het vergrote Kanaal van het Centrum, waarmee het hoogteverschil van 73,15 m wordt overwonnen, moet het jaarlijkse vervoer over het kanaal bekend zijn. Onder (schut)-capaciteit wordt verstaan de maximale hoeveelheid goederen uitgedrukt in tonnen laadvermogen of aantallen schepen, die per tijdseenheid een dwarsdoorsnede van het kanaal (kunstwerk) kan passeren. De voorgestelde plannen voor het kunstwerk in het Kanaal van het Centrum nabij het plaatsje Strépy-Bracquegnies zoals neergelegd in bijlage 3, bezitten een grotere capaciteit dan nodig is voor het werken van het huidige vervoer van 1,5 miljoen ton. Het bepalen van de grootte van de schutcapaciteit van het te bouwen kunstwerk nabij Strépy-Bracquegnies kan gebeuren op de volgende twee manieren:

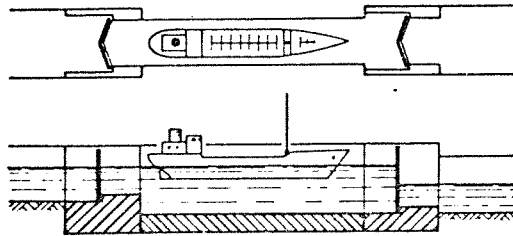
Ten eerste kan men uitgaan van de voorgestelde plannen. Op basis daarvan wordt een economisch model opgezet voor het te verwachten vervoer over water. Hiermee kan dan een vervoersaanbod voor het kunstwerk bepaald worden. Met het berekende vervoersaanbod kan dan op basis van een kosten-baten-analyse de optimale schutcapaciteit bepaald worden. Dit is een economische benadering van de schutcapaciteit.

Ten tweede kan men uitgaan van de "Kalibreringswet van 1957" en het huidige vervoer door het kanaal van 1,5 miljoen ton. Op basis hiervan wordt een kunstwerk ontworpen dat technisch voldoet en in staat is het huidige vervoer te laten passeren met de voorwaarde dat het passeren van Europaschepen mogelijk moet zijn. De overcapaciteit wordt gereserveerd voor de eventuele groei van het vervoer door het kanaal. Met andere woorden, de grootte van de capaciteit komt voort uit de technische oplossing die men kiest als economische overwegingen achterwege worden gelaten.

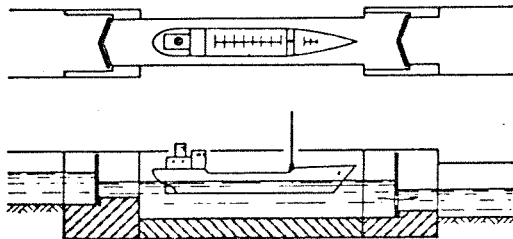
Gezien de moeilijkheidsgraad van de eerste mogelijkheid en de onzekerheid van de uitvoering van de voorgestelde plannen, wordt in deze studie gekozen voor de tweede mogelijkheid. Bovendien sluit deze keuze aan bij de in de inleiding genoemde overwegingen ten aanzien van deze studie. Door de keuze wordt de afweging welke oplossing de beste is vereenvoudigd tot een meer technische kwestie.



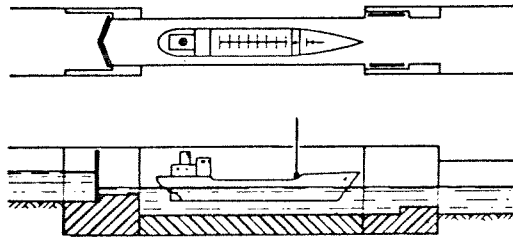
1. invaren kolk



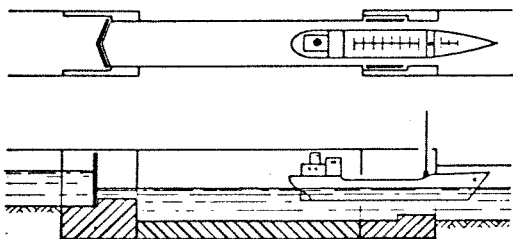
2. deuren bovenhoofd sluiten



3. aflaten kolk



4. deuren benedenhoofd openen



5. uitvaren kolk

afschutten ; opschutten in omgekeerde volgorde

De werking van een schutsluis

Figuur 3.1 De werking van een schutsluis.

3 Het kunstwerk nabij Strépy-Bracquegnies

In hoofdstuk 2 is aangegeven dat voor het voltooiën van de vergroting van het Kanaal van het Centrum één of meer kunstwerken nodig zijn. Deze kunstwerken moeten de schepen in staat stellen het verschil van 73,15 m in het kanaalpeil te overwinnen. In bijlage 1 is een nieuw tracé voor dit kanaalgedeelte aangegeven, dat nog vergroot moet worden. Tevens is de bouwlocatie voor de genoemde kunstwerk(en) aangegeven. Deze bouwlocatie ligt nabij het plaatsje Strépy-Bracquegnies.

De voorkeur van de Belgische overheid gaat uit naar één kunstwerk dat in één keer het hoogteverschil van 73,15 m overwint. Van belang zijn de afmetingen, vormgeving en de schutcapaciteit van het kunstwerk. De schutcapaciteit bepaalt uiteindelijk hoeveel ton goederen het vergrote kanaal kan passeren. In dit hoofdstuk wordt deze schutcapaciteit berekend. De berekening van de schutcapaciteit van het kunstwerk vereist een groot aantal gegevens en berekeningen. Deze gegevens en berekeningen worden in tabelvorm weergegeven. De berekening verloopt analoog aan de berekeningen in het dictaat Verkeerswaterbouwkunde BOI f13C van Ir C.kooman. Alle gegevens, tabellen en vergelijkingen die in dit hoofdstuk 3 worden gebruikt zijn ontleend aan bovengenoemd dictaat, tenzij anders vermeld.

3.1 Het schutproces

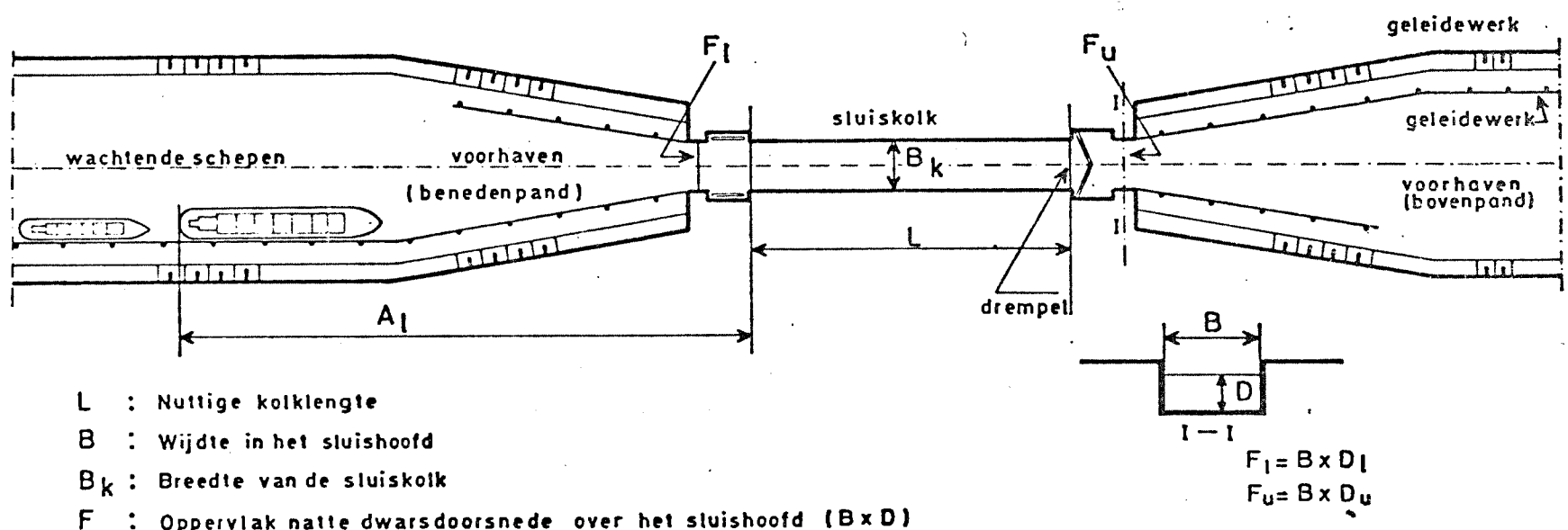
Het schutproces stelt schepen in staat hoogteverschillen in het waterpeil van de aangrenzende vaarweggedeelten te overwinnen. Dit overwinnen van het hoogteverschil vindt plaats in de sluiskolk.

In deze kolk kan het waterpeil worden verhoogd tijdens een bergwaartse schutbeweging of worden verlaagd tijdens een dalwaartse schutbeweging. Het waterpeil wordt gevarieerd door water in of uit de sluiskolk te laten stromen zoals figuur 3.1 laat zien. Tijdens het schutten liggen de schepen stil in de kolk. Dit betekent dat het schutproces tijdverlies oplevert voor schepen die door het kanaal of de vaarweg varen.

Om dit tijdverlies te beperken en het schutproces ordelijk te laten verlopen, worden voorzieningen getroffen zoals aanleg van wachtplaatsen en geleidewerken. In figuur 3.2 is schematisch een schutsluiscomplex weergegeven. Voor de berekening in de volgende paragrafen is het noodzakelijk iets meer over het schutproces te weten.

Het schutproces wordt beschreven door de bewegingen van een schip dat een schutsluis passert te volgen. Begonnen wordt met een opwaartse schutbeweging zoals weergegeven in figuur 3.3. De sluis is geschikt voor tweerichtingsverkeer.

Figuur 3.2 De belangrijkste maten van sluiskolk en voorhavens



- L : Nuttige kolk lengte
- B : Breedte in het sluishoofd
- B_k : Breedte van de sluiskolk
- F : Oppervlak natte dwarsdoorsnede over het sluishoofd ($B \times D$)

- A_1 : Lus afstand

Een schip nadert de schutsluis en kan deze binnenvaren als de kolk onbezet is. Meestal is dit niet het geval. Het schip moet dan wachten op de wachtplaats voordat het schip de sluis kolk kan binnenvaren. Het eerste schip doet over de periode tussen het verlaten van de wachtplaats en het bereiken van het sluishoofd een tijd die aangeduid wordt met lustijd (l_t). De lustijd is afhankelijk van de afstand van het sluishoofd tot het begin van de wachtplaats en de lengte van het eerste schip op de wachtplaats. Dit is duidelijk te zien in figuur 3.2.

De volgende schepen passeren het sluishoofd korte tijd later. Deze tijd wordt aangeduid met invaarvolgtijd (t_i). De gezamenlijke invaarvolgtijden plus de lustijd wordt aangeduid met invaartijd (T_i). Nadat de kolk gevuld is met schepen worden de sluisdeuren gesloten. Nu wordt de sluis kolk gevuld met water. Nadat de waterspiegel op het gewenste peil is gebracht, worden de sluisdeuren van het bovenpand geopend. De tijd voor al deze handelingen wordt aangeduid met de vulbedieningstijd van de kolk, of kortweg bedieningstijd (T_b).

Nu de sluisdeuren weer geopend zijn kunnen de schepen hun weg vervolgen door de sluis kolk uit te varen. De tijd nadat de sluisdeuren geopend zijn en het tijdstip waarop de schepen het sluishoofd passeren wordt aangeduid met de uitvaarvolgtijd (t_u). De gezamenlijke uitvaarvolgtijden van de schepen wordt aangeduid met uitvaartijd (T_u).

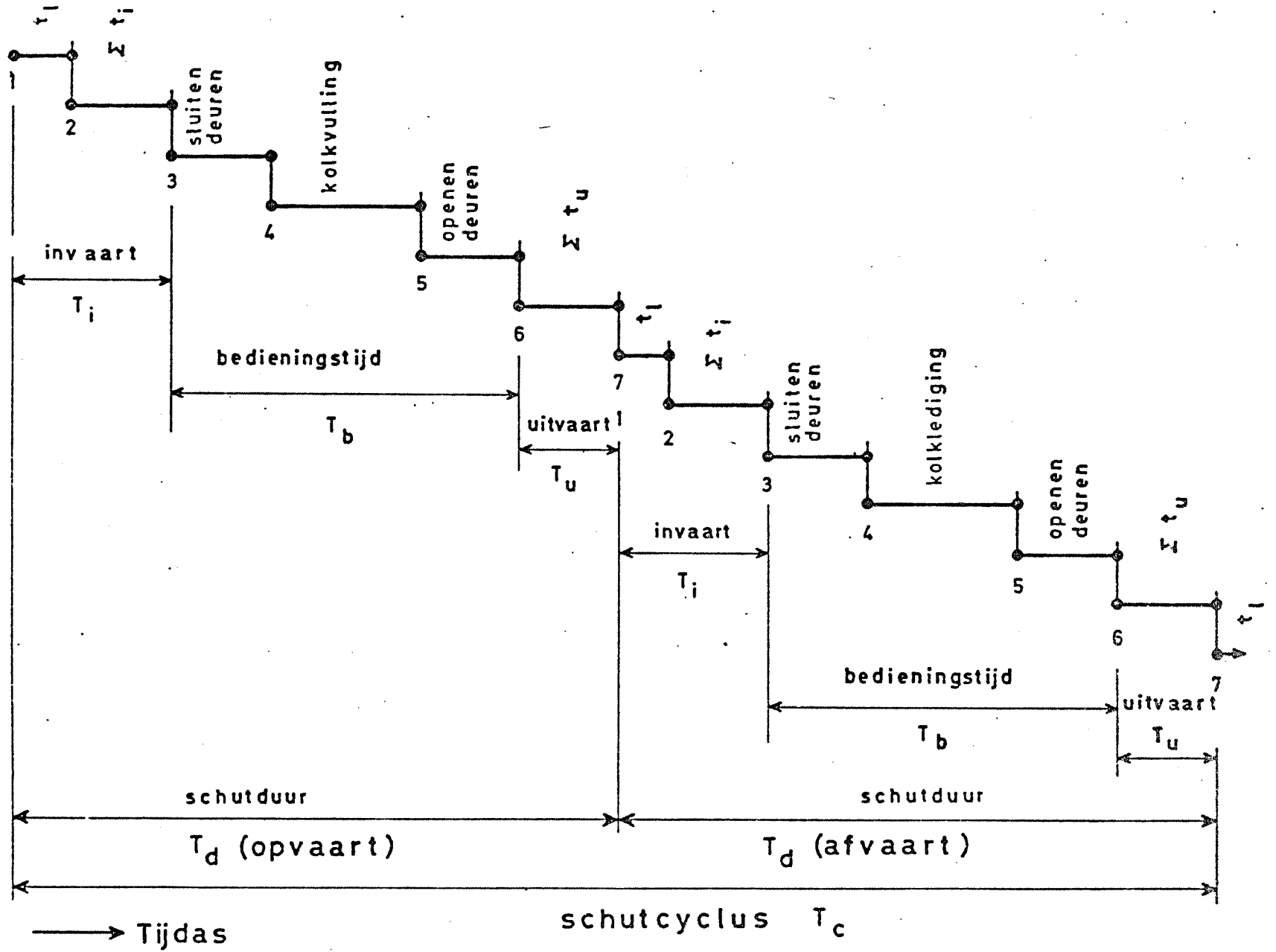
Het tot nu toe beschreven deel van de schutcyclus, een opwaartse schutting, neemt een tijd in beslag die aangeduid wordt met opvaartijd ($T_{opvaart}$). Zodra het laatste schip het sluishoofd is gepasseerd kan het eerste schip dat in tegenovergestelde richting vaart, t.o.v. de kolk uitvarende schepen, de wachtplaats verlaten. Na een tijd aangeduid met lustijd, bereikt het schip het sluishoofd. Het verdere schutproces verloopt op dezelfde wijze als eerder beschreven in deze paragraaf. Het enige verschil is dat het nu een dalwaartse schutting is. De waterstand in de kolk wordt nu verlaagd. De tijd die de dalwaartse schutting in beslag neemt wordt aangeduid met afvaartijd ($T_{afvaart}$).

In de praktijk is $T_{opvaart}$ niet gelijk aan $T_{afvaart}$. De verschillen zijn echter klein. Daarom wordt in deze paragraaf en verder in deze studie gesteld $T_{opvaart} = T_{afvaart} = \text{schutduur}$.

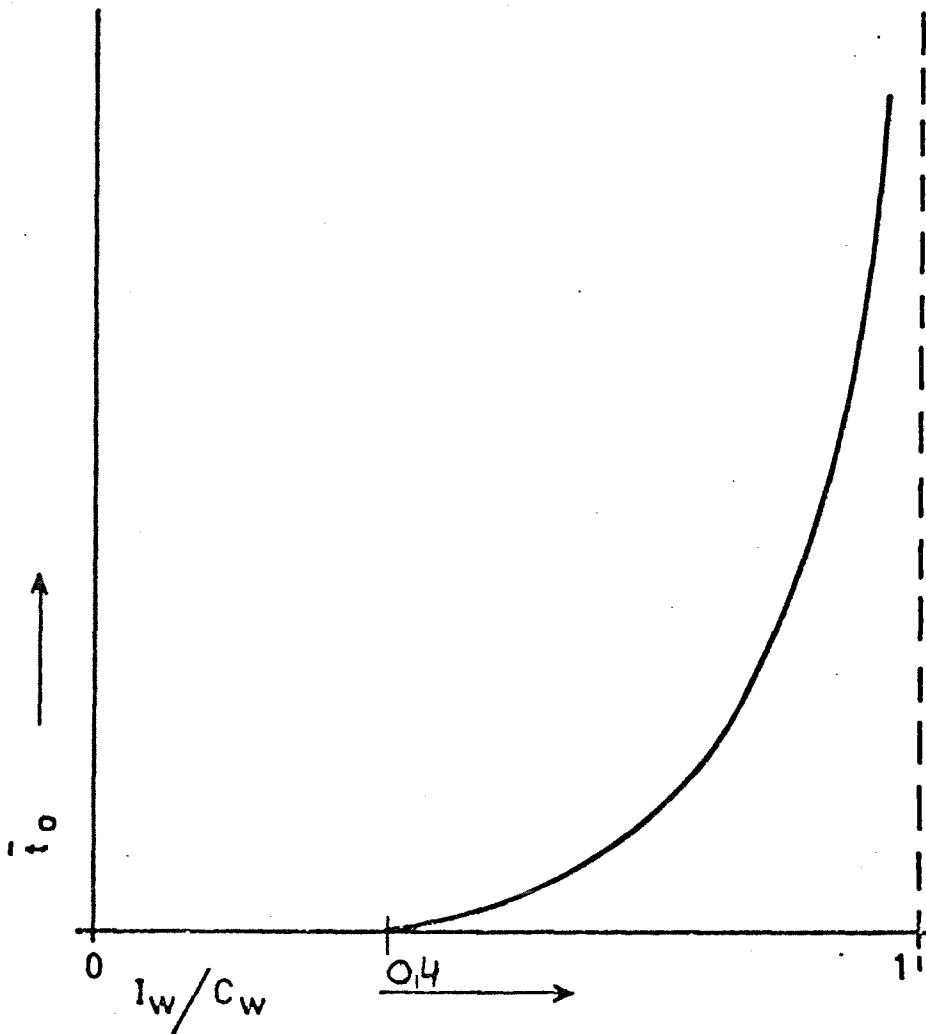
De tijdsopbouw van het schutproces is schematisch weergegeven in figuur 3.3.

De term sluis kolk kan zonder problemen vervangen worden door termen als hef bak van een hefwerk, lift bak van een hellend vlak of water wig. Aan het wezen van het schutproces en de beschreven tijds onderdelen verandert niets. Hierdoor kan het beschreven proces toegepast worden voor ieder kunstwerk dat in staat is het hoogteverschil in een waterweg te overwinnen.

Figuur 3.3 Onderdelen van de schutcyclus.



Het gevolg is dan dat de cyclustijd berekening gebaseerd op dit proces en de daarin genoemde tijdsonderdelen geldig zijn voor bijvoorbeeld het hellend vlak van Ronquières of het hefwerk van Luneburg.



Algemeen beeld van het verband tussen de gemiddelde waarde van de overlichttijd (\bar{t}_0) en de intensiteit-capaciteitsverhouding op weekbasis (overligkurve)

Figuur 3.4 Overlichttijdcurve

3.2 Passertijd van een schutsluis

Het passeren van een schutsluis kost het schip extra tijd, vergeleken met de denkbeeldige toestand zonder schutsluis. Deze extra tijd wordt aangeduid met passeertijd (t_p).

De passeertijd bestaat uit drie onderdelen:

- De wachttijd (t_w), dit is de tijd die het schip moet wachten omdat de kolk reeds bezet is. Deze tijd is praktisch genomen gelijk aan een gemiddelde schutduur.
- De schutduur (t_s) omvat de bedieningstijd van de kolk plus de in en uitvaartijd van de schepen. Zie ook figuur 3.2.
- De overligtijd (t_o), dit is de extra wachttijd die optreedt als blijkt dat na het verstrijken van de wachttijd, het gearriveerde schip niet met de eerstvolgende schutting mee kan omdat de kolk bezet is door eerder gearriveerde schepen.

Vanuit scheepvaartkundig oogpunt is het niet wenselijk dat er grote passeertijden ontstaan bij een schutsluis. De wachttijd en de schuttijd worden bepaald door de technische uitvoering van de schutsluis. Overligtijden ontstaan doordat het scheepsaanbod groter is dan het aantal schepen dat de sluis kan passeren.

De grootte van de gemiddelde overligtijd die economisch aanvaardbaar is kan met een kosten-baten-analyse bepaald worden. Voor de kosten staan de extra investeringen in de vergroting van de capaciteit van de schutsluis. Voor de baten staan de tijdwinst en de besparing op schepen ten gevolge van de vergroting van de schutcapaciteit van de sluis. Een dergelijk onderzoek valt buiten het kader van deze studie en daarom wordt hier de volgende methode gebruikt.

De grootte van de gemiddelde overligtijd blijkt in de praktijk af te hangen van de verhouding intensiteit (I_w) van het scheepvaartverkeer en de schutcapaciteit (C_w) van de sluis.

De intensiteit is de hoeveelheid tonnen laadvermogen of aantal schepen die per tijdseenheid een dwarsdoorsnede van de vaarweg werkelijk passeren.

De capaciteit is de hoeveelheid tonnen laadvermogen of schepen die een dwarsdoorsnede per tijdseenheid maximaal kan passeren.

De grootte van de overligtijd bij diverse verhoudingen intensiteit-capaciteit (I_w/C_w) verloopt volgens de curve van figuur 3.4. Deze curve is geldig voor een schutsluis waar het scheepsaanbod niet beïnvloed wordt door voorafgaande sluisen. De curve is sterk afhankelijk van plaatselijke omstandigheden.

De curve van figuur 3.4 is de meest ongunstige voor Nederlandse omstandigheden. De werkelijk optredende overligtijden voor de te ontwerpen schutsluis nabij Strépy-Bracquegnies worden gunstig beïnvloed door de sluisen in de toegangsvaarwegen.

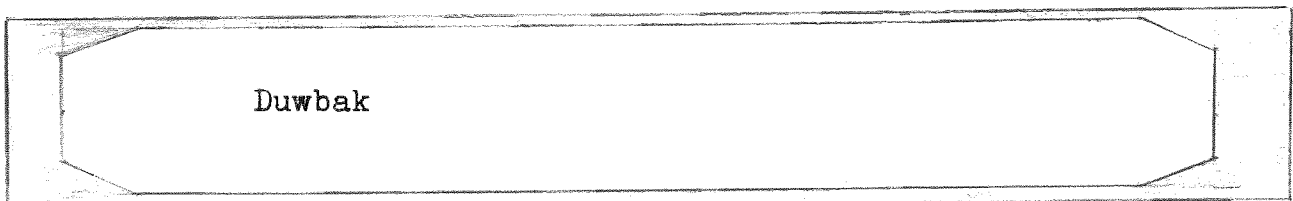
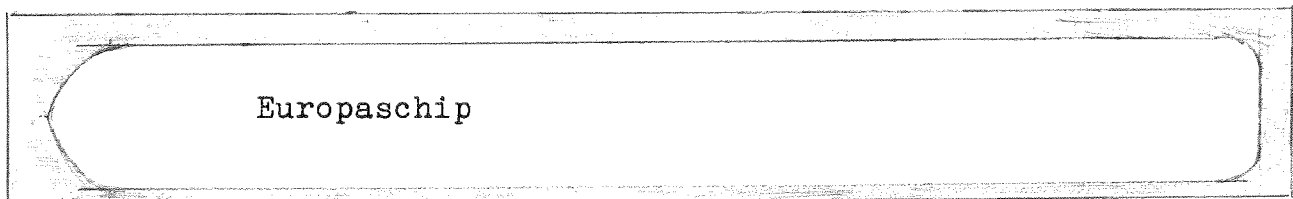
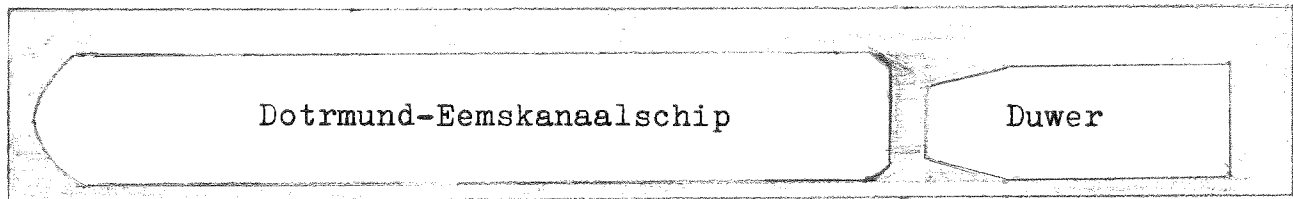
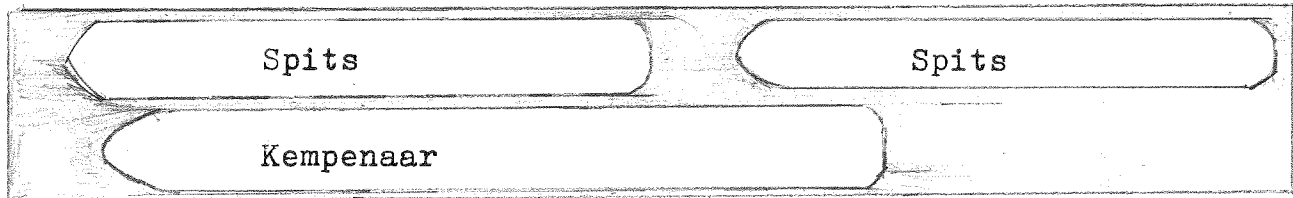
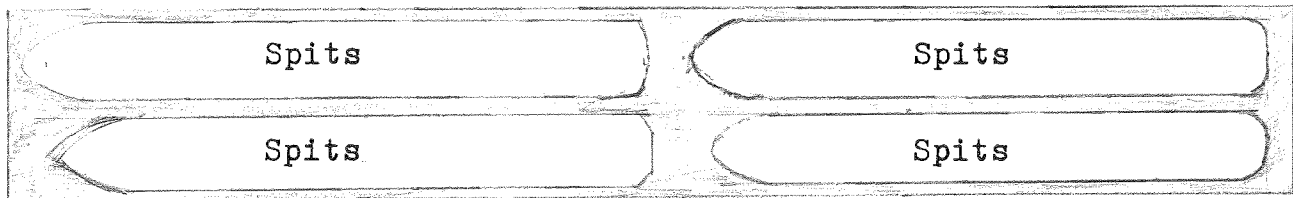
Uitgaande van de overligtijdcurve van figuur 3.4 en het huidige vervoer van 1,5 miljoen ton lading kan een schatting gemaakt worden voor de schutcapaciteit van de sluis nabij Strépy-Bracquegnies waarbij geen overligtijden optreden.

De intensiteit I_w is voor het Kanaal van het Centrum gemiddeld voor de jaren 1977 en 78 ongeveer 1,5 miljoen ton lading per jaar. Dit gaat gepaard met een verplaatsing van rond de 3,0 miljoen ton laadvermogen (tabel 3.1 categorie IV plus V).

Uit de curve van figuur 3.4 blijkt dat de overligtijd gelijk is aan nul voor de verhouding $I_w/C_w \approx 0,4$.

Dit houdt in dat de schutcapaciteit ongeveer 2,5 maal groter moet zijn dan de intensiteit I_w .

De schutcapaciteit moet dus $2,5 \times 3,0$ miljoen ton = 7,5 miljoen ton laadvermogen per jaar zijn. Bij deze schutcapaciteit treden voor het huidige vervoer geen overligtijden op voor de te ontwerpen sluis nabij Strépy-Bracquegnies.



Figuur 3.5 Verschillende kolkvullingen met standaard- of maatschepen.

3.3 Afmetingen van de sluiskolk

In paragraaf 2.2 is gesteld dat de minimale lengte van een sluiskolk 85 m moet zijn, wil de kolk in staat zijn Europaschepen te laten passeren. De breedte wordt op 12 m gehouden, ondanks het feit dat een breedte van 10 m voldoende is. Door deze vergroting van de breedte tot 12 m verkrijgt men een veel gunstiger vulling van de kolk tijdens normale schuttingen.

Een kolkafmeting van $85 \times 12 \text{ m}^2$ laat toe dat maximaal vier spitsen ($38 \times 5 \text{ m}^2$) of twee spitsen plus een Kempenaar ($50 \times 6,60 \text{ m}^2$) zich tegelijkertijd in de kolk bevinden. Bij een kolkbreedte van 10 m is dit maximaal twee spitsen of één Kempenaar. Het aandeel van spitsen en Kempenaars, laadvermogen tot 650 ton per schip, is meer dan 60 % (gegevens 1978), zodat deze gunstige kolkvulling zeer de moeite waard is. In figuur 3.5 zijn enkele mogelijke kolkvullingen weergegeven.

Een duweenheid van 1500 ton of 3000 ton laadvermogen is ook in staat een sluis met dergelijke kolkafmetingen te passeren. Het konvooi bestaat uit één duwer met één duwbak, respectievelijk twee duwbakken. De duwbakken zijn 76,40 m lang, 11,40 m breed en met een maximale diepgang van 3,00 m. Voor een standaard drempeldiepte van 3,60 geeft het passeren van een geladen duwbak geen problemen. Een duwer heeft een lengte die varieert van 15 tot 25 m, bij een gemiddelde breedte van 8,5 m.

Het passeren van een duweenheid houdt in dat deze opengebrouwen moet worden en extra sleepboothulp nodig is. Eén duwbak wordt dooƒ de duwer de kolk binnen gevaren. De duwer wordt losgekoppeld van de duwbak en vaart achteruit het sluishoofd uit. De deuren van de kolk worden gesloten, waarna het schutten kan beginnen. Nadat de deuren weer geopend zijn wordt de duwbak door een sleepboot uit de kolk getrokken. Nu kan een schip dat in tegenovergestelde richting vaart, ten opzichte van het duwkonvooi, van de sluiskolk gebruik maken. Nadat dit schip de kolk weer verlaten heeft kan de duwer geschut worden. Weer buiten de kolk kan de duweenheid worden samengesteld. Voor een duweenheid bestaande uit twee duwbakken heeft men drie schuttingen nodig voor het passeren van de sluis tegen twee schuttingen voor een konvooi met één duwbak. Hierbij moet wel bedacht worden dat de duwer door zijn korte lengte meestal mee kan schutten met schepen zoals spitsen, Kempenaars en Dortmund-Eemskanaal schepen.

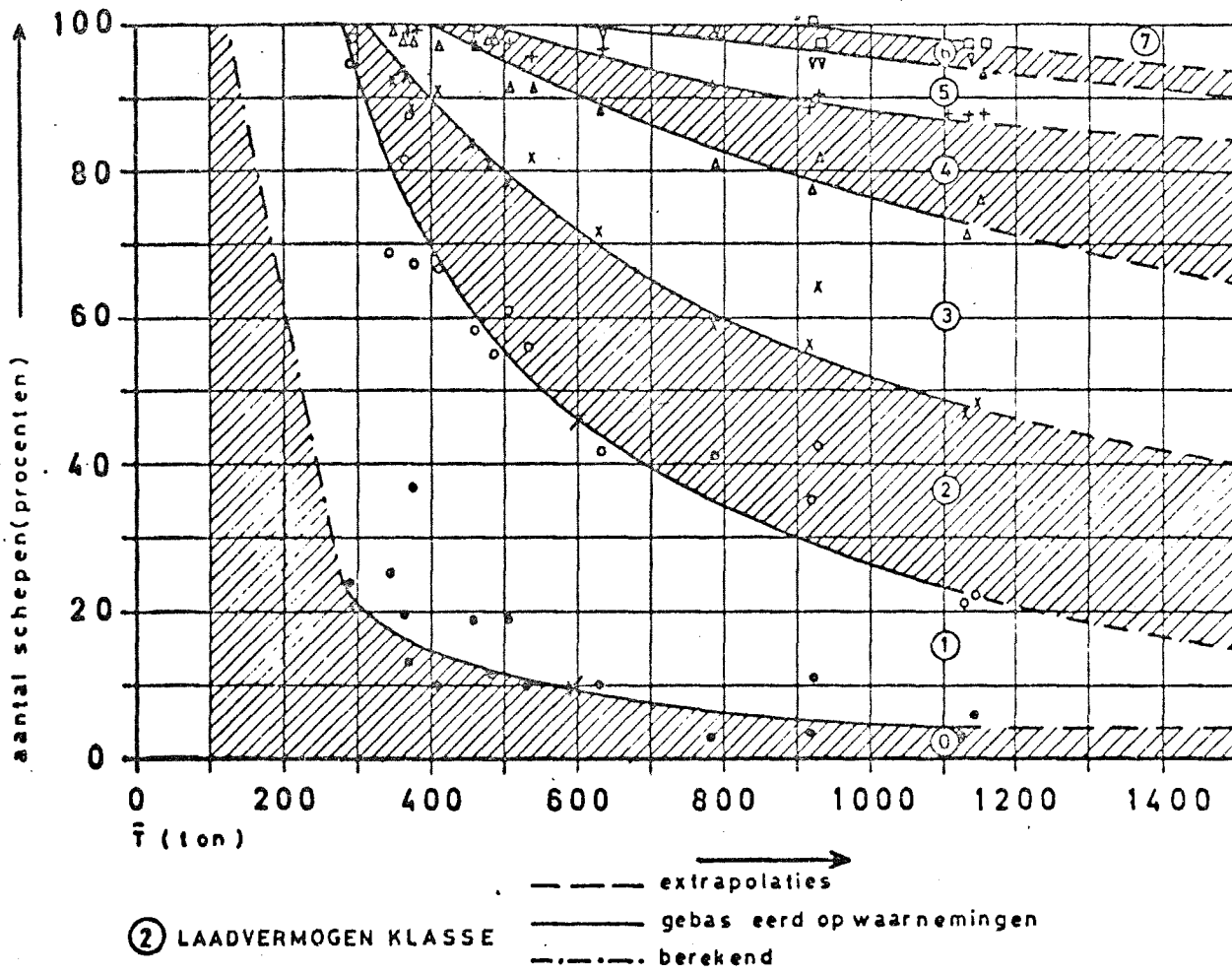
Het passeren van een duweenheid kost veel tijd, doordat dit drie, respectievelijk vijf keer een schutduur in beslag neemt. Daarnaast duurt een schutting van een duwbak langer dan normaal doordat de bakken los dan wel vastgekoppeld moeten worden.

Tabel 3.1 Gegevens laadvermogenklassen en standaard-
schepen binnenvloot.

laadverm. klasse nr.	klassegrenzen (tonnen)	standaardschip										
		laadverm. tonnen	lengte m	breedte m	diepgang		motor- verm. pk.	opp.dwarsprofiel m ²			waterverpl. (tonnen)	
					gel.	85%		gel.	85%	leeg	gel.	leeg
0	50- 199	125	25,0	4,6	1,6	1,4	60	7,4	6,4	3,2	165	40
1	200- 449	325	39,0	5,1	2,3	2,1	140	11,7	10,7	3,6	425	100
2	450- 749	550	50,0	6,6	2,5	2,2	260	16,5	14,5	4,6	710	160
3	750-1149	925	67,0	8,2	2,5	2,2	520	20,5	18,0	6,8	1180	255
4	1150-1549	1350	80,0	9,5	2,6	2,3	730	24,7	21,9	9,3	1740	390
5	1550-2549	2000	95,0	11,5	2,7	2,4	1100	31,0	27,6	12,3	2600	600
6	2550-4999	4100	175,0	11,4	3,0	2,6	1200	34,2	29,5	17,0	5150	1050
7	≥ 5000	8800	185,0	22,8	3,2	2,8	2500	73,0	63,7	17,0	10600	1800

Bovendien kost het uit- dan wel binnenvaren van de duwer of sleepboot iedere keer extra tijd ten opzichte van een normale schutting. Samengevat worden de volgende minimale kolkafmetingen, die tevens aan de Europese normen voldoen, aangehouden:

- Nuttige kolk lengte 85,00 m
- Nuttige kolk breedte 12,00 m
- Minimale drempel en kolk diepte 3,60 m
- Minimale doorvaarthoogte 5,25 m.



Verband tussen het relatieve aandeel
 van de laadvermogenklassen van de
 gepasseerde vloot en het gemiddelde
 laadvermogen.

Figuur 3.6 Vlootsamenstelling.

3.4 Standaard frequentie verdeling van de laadvermogen klassen

De kennis van de vlootsamenstelling is noodzakelijk voor de schutcapaciteitsberekening van een sluis of kunstwerk. Dit omdat de samenstelling van de vloot invloed heeft op de grootte van de schutcapaciteit. De vlootsamenstelling wordt beschreven door de verdeling van de vloot over de verschillende laadvermogenklassen met bijbehorende standaardschepen. Gegevens over de verschillende laadvermogenklassen met bijbehorende standaardschepen zijn vermeld in tabel 3.1.

De verdeling hangt af van het gemiddelde laadvermogen per schip (\bar{T}) van de totale vloot. Bij toename van het gemiddelde laadvermogen per schip neemt het aandeel van de kleine laadvermogen klassen af, terwijl het aandeel van de grote laadvermogenklassen toeneemt.

Een verdeling gebaseerd op Nederlandse meetgegevens, met als uitgangspunt dat de grootte van het laadvermogen per schip bij benadering normaal verdeeld is, is weergegeven in figuur 3,6. Een dergelijke verdeling noemt men een standaard frequentie verdeling van de laadvermogenklassen.

In deze tijd ziet men overal schaalvergroting optreden, zo ook in België wat binnenvaartschepen betreft. Kleine oude schepen worden vervangen door moderne grote schepen. Anders gezegd, het gemiddelde laadvermogen per schip neemt toe.

Deze trend zal zich nog wel enige tijd voortzetten. Zeker op het Kanaal van het Centrum nadat de vergroting van het kanaal voltooid is. Nu is het kanaal volledig bevaarbaar voor schepen van laadvermogenklasse I (spitsen), in de toekomst voor schepen van laadvermogenklasse IV (Europaschepen) en klasse V (duweenheden).

Het is daarom noodzakelijk het gemiddelde laadvermogen per schip in de schutcapaciteitsberekening te laten variëren. Als ondergrens wordt genomen 300 ton laadvermogen per schip (spits). Dit omdat het kanaal nu hoofdzakelijk door deze schepen bevaren wordt.

Als enigzins willekeurige bovengrens wordt gekozen 900 ton laadvermogen per schip. In de praktijk is dit een zeer hoog gemiddeld laadvermogen per schip voor een vaarweg. Een praktische bijkomstigheid is dat de gegevens voor de schutcapaciteitsberekening niet hoger gaan als 900 ton voor het gemiddelde laadvermogen per schip.

Als uitgangspunt in de verdere capaciteitsberekening wordt gesteld dat de vloot alleen maar bestaat uit lege schepen en volledig geladen schepen.

Tabel 3.2

Samenstelling van de vloot in standaardschepen voor verschillende gemiddelde laadvermogens \bar{T} (standaard frequentieverdeling) voor verschillende vaarwegklassen.

\bar{T} ton	Aandeel van de standaardschepen					
	%					
	0	I	II	III	IV	V
1	2	3	4	5	6	7
300	20,0	73,0	7,0	-	-	-
400	15,4	54,2	20,9	9,0	0,5	-
500	12,0	42,0	27,0	13,0	6,0	-
600	8,5	32,0	31,0	17,0	11,5	-
600	7,0	29,0	27,0	22,0	8,0	7,0
700	5,0	24,0	25,0	25,0	10,5	10,5
800	4,0	18,5	23,0	27,0	13,5	14,0
900	3,0	14,0	21,0	28,0	16,0	18,0

De verhouding geladen schepen-totaal aantal schepen (λ) wordt vastgesteld op 0,6. Tabel 3.3 kolom 7. De standaard frequentie verdeling van de laadvermogen klasse is slechts een ruwe benadering van de werkelijk optredende vlootverdeling. Dit is duidelijk te zien in figuur 3.6. Bij gebrek aan inzicht in de juiste frequentie verdeling wordt de standaard frequentie verdeling gebruikt voor de schutcapaciteitsberekening.

In tabel 3.2 is de frequentie verdeling van de laadvermogen klassen aangegeven bij toename van het gemiddelde laadvermogen per schip van 300 ton tot 900 ton. Deze verdeling is gebaseerd op metingen van vlootsamenstelling en op vaarwegen waar het Europeaschip (laadvermogenklasse IV) respectievelijk een duweenheid (laadvermogen klasse V) de grootst toegelaten schepen zijn. Deze verdeling wordt gebruikt in de schutcapaciteitsbepaling.

Tabel 3.3

Frequentieverdeling van de laadvermogenklassen van de Belgische binnenvaartvloot.

Laadvermogenklassen	Aantal reizen	Laadvermogen		Vervoerde lading	Aantal reizen	Laadvermogen		λ	Aandeel klasse in de vloot	Beladingsgraad geladen schepen
		Geladen schepen	ongeladen schepen			10 ³ ton	10 ³ ton			
tonnen		10 ³ ton	10 ³ ton			10 ³ ton			%	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9		
Jaar 1977		$\bar{T} = 686$ ton								
-249	6.949	.973	.768	9.053	.990	0,434	5,1	82,0		
250-399	73.337	26.155	19.458	50.552	17.828	0,592	39,8	74,4		
400-649	35.173	18.172	15.624	28.437	14.612	0,553	20,4	86,3		
650-999	26.037	22.006	19.026	18.300	15.531	0,587	14,2	86,4		
1000-1499	23.560	29.243	25.348	17.847	22.259	0,569	13,3	86,7		
1500-	12.483	25.456	20.542	10.113	20.685	0,552	7,2	80,7		
totaal	177.539	121.943	100.767	134.302	91.905	0,569	100,0	81,0		
Jaar 1978		$\bar{T} = 714$ ton								
-249	6.240	.844	.660	7.619	.817	0,450	4,7	78,2		
250-399	70.120	25.152	18.392	42.772	15.152	0,621	38,1	73,1		
400-649	33.416	17.302	14.777	26.357	13.584	0,559	20,2	85,4		
650-999	25.823	21.832	18.765	18.493	15.739	0,583	14,9	85,9		
1000-1499	23.711	29.567	25.660	18.167	22.756	0,566	14,1	86,8		
1500-	13.116	26.909	21.813	10.655	22.058	0,552	8,0	81,0		
totaal	172.462	121.606	100.068	124.063	90.107	0,582	100,0	80,3		

3.5 Frequentieverdeling van de laadvermogen klassen van de Belgische binnenvaartvloot

De Belgische binnenvaartvloot heeft een frequentie verdeling over de laadvermogen klassen die vermeld staat in tabel 3.4. Vooral het aandeel van de laadvermogen klasse 250-399 ton is groter dan voor een standaard frequentie verdeling gebruikelijk is. In deze laadvermogen klasse vallen alle schepen van 300 ton laadvermogen, ook wel spitsen genoemd. Een reden voor dit verschijnsel kan het volgende zijn. Een belangrijk deel van het Belgische vaarwegennet is in eerste instantie aangelegd of geschikt gemaakt voor deze spitsen. Na de tweede wereldoorlog is men pas op grote schaal begonnen met het vergroten van de diverse vaarwegen. Deze spitsen blijven normaal in de vaart totdat zij vervangen worden door grotere schepen. Dit is de al eerder genoemde schaalvergroting. Het aandeel van de spitsen zal in de toekomst zeker afnemen, maar niet volledig verdwijnen. Dit omdat niet alle vaarwegen vergroot worden. Het juiste verloop van het aandeel van de spitsen in de totale binnenvaart vloot is onbekend. Dit is de reden waarom de schutcapaciteitsberekening plaats vindt met de standaard frequentie verdeling van de laadvermogenklassen. De verhouding geladen-totaal aantal schepen (λ) blijkt te variëren tussen de 0,44 en de 0,62 in tabel 3.3. De λ van de klasse 250-399 ton met een aandeel van + 40% in de vloot ligt echter rond de 0,6 zodat de aanneme $\lambda = 0,6$ in de schutcapaciteitsberekening niet te veel afwijkt van de werkelijkheid. De beladingsgraad, verhouding vervoerde lading-maximaal laadvermogen van geladen schepen is ongeveer 0,8.

3.6 Berekening van de schutcapaciteit als functie van de bedieningstijd t_b

Nu de frequentieverdeling van de laadvermogenklassen bekend is kan aan de hand hiervan de schutduur berekening worden uitgevoerd. Met de schutduur kan dan de schutcapaciteit berekend worden. De schutduur is gelijk aan:

$$\text{Schutduur} = t_b + \sum_{s=0}^m \{ p_s t_{1s} + p_s t_{i n_{s, \max}} + p_s t_{u n_{s, \max}} \} \quad (1)$$

Met t_b = bedieningstijd
 p_s = aandeel laadvermogenklasse s in de passerende vloot
 t_{1s} = lustijd standaardschip s
 t_u = uitvaarvolgtijd standaardschip s
 t_i = invaarvolgtijd standaardschip s
 m = hoogst voorkomende laadvermogenklasse
 $n_{s, \max}$ = maximum aantal schepen dat de sluis kolk kan bevatten als functie van het gemiddelde laadvermogen per schip (\bar{T}) of per laadvermogenklasse s .

De verschillende onbekenden worden in de volgende paragrafen berekend. Een belangrijk uitgangspunt in de schutcapaciteitsberekening is dat er altijd voldoende scheepsaanbod is aan beide zijden van de schutsluis. Hierdoor is de schutskolk altijd bezet tijdens het schutten door één of meer schepen. Hieruit volgt ook dat door de sluis een tweerichtingen verkeer aanwezig is.

Tevens wordt aangenomen dat de vlootsamenstelling van iedere richting gelijk is, evenals de vervoerde hoeveelheid lading per richting.

Naast het berekenen van de schutduur moet ook nog de schutcapaciteit in tonnen laadvermogen per schutting bekend zijn. De schutcapaciteit is gelijk aan:

$$\text{Schutcapaciteit per schutting} = \sum_{s=0}^m p_s \cdot \bar{T}_s \cdot n_{s, \max} \quad (2)$$

Met p_s = aandeel laadvermogenklasse s in de vloot.
 \bar{T} = gemiddelde laadvermogen per schip van de laadvermogenklasse s
 $n_{s, \max}$ = maximum aantal schepen dat de sluis kolk kan bevatten als functie van het gemiddelde laadvermogen per schip (\bar{T}) of per laadvermogenklasse s .

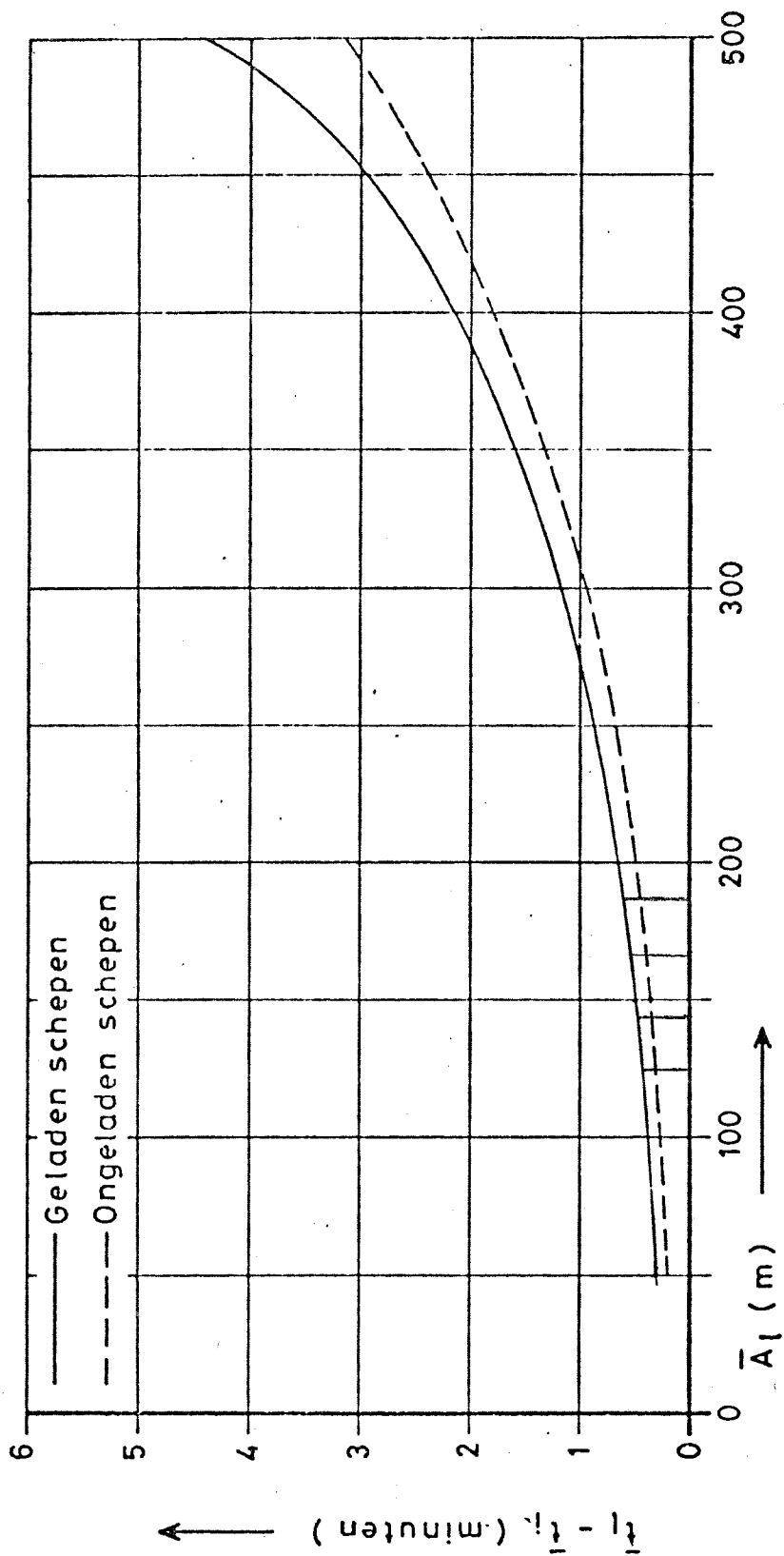
3.6.1 Berekening van de in en uitvaarvolgtijden van
standaardschip S

De in en uitvaarvolgtijden zijn niet alleen afhankelijk van de grootte van het schip, maar ook van de verhouding van de grootspant oppervlakte van het schip (f) en de natte dwarsoppervlakte van het sluishoofd of drempel (F). De grootte van de schepen met grootspantoppervlakten worden weergegeven door de standaardschepen van tabel 3.1. Het natte dwarsoppervlak van het sluishoofd (F) is $12 \times 3,6 = 43,2 \text{ m}^2$ groot. Met deze gegevens kunnen met behulp van de grafieken van figuur 3.8 de in en uitvaarvolgtijden bepaald worden. De invaarvolgtijd is gemiddeld 0,6 maal de invaartijd van geladen schepen plus 0,4 maal de invaartijd van ongeladen schepen. De uitvaarvolgtijden worden op dezelfde wijze berekend. De lustijden worden bepaald met behulp van figuur 3.7. De luslengte is gelijk aan 100 m plus de lengte van het standaardschip. De waarden zijn alle weergegeven in tabel 3.4. De waarde van 100 m in de luslengte is de geschatte afstand tussen het begin van de wachtplaats en het sluishoofd.

De laadvermogenklasse V omvat uitsluitend duweenheden. Dit omdat schepen met een lengte langer dan 85 m niet in de sluis kolk passen. Een Rijnaak met een lengte van 95 m en een laadvermogen van 2000 ton kan dus niet het Kanaal van het Centrum bevaren. Een duweenheden van 3000 ton met een lengte van 175 m kan het kanaal wel bevaren. Dit kan omdat een duweenheden opengebrouwen wordt bij het passeren van een schutsluis. In paragraaf 3.3 is dit reeds beschreven. Het gemiddelde laadvermogen per schip is 2000 ton voor laadvermogenklasse V. Een standaard duwbak met afmetingen $76,4 \times 11,4 \times 3,0 \text{ m}^3$ heeft een laadvermogen van 1500 ton. Dit houdt in dat $\frac{2}{3}$ deel van de duweenheden één bak omvat en $\frac{1}{3}$ deel twee duwbakken. Het in en uitvaren van een duwbak kost meer tijd dan van schepen met een eigen voortstuwning. Dit extra tijdverlies ontstaat doordat de duwer van de duwbak losgekoppeld moet worden en achteruitvarend de kolk moet verlaten voordat de kolkdeuren gesloten kunnen worden. Na de kolkomzetting worden de deuren geopend aan de tegenovergestelde zijde. Een sleepboot vaart de kolk binnen en maakt vast aan de duwbak en trekt deze naar buiten.

Voor dit tijdverlies wordt per in en uitvaarvolgtijd van klasse V 5 minuten opgeteld. De duwer wordt dan los van de duwbak gescht.

Het passeren van een duweenheden bestaande uit een duwer met één duwbak kost twee schuttingen. Eén schutting heeft een volledig bezette kolk, terwijl tijdens de andere schutting de kolk slechts gedeeltelijk bezet is.



Korrektiegrafiek voor de gemiddelde lustijd (\bar{t}_1).

Figuur 3.7 Korrektiegrafiek voor de gemiddelde lustijd (t_1).

Het passeren van een duweenheid bestaande uit twee duwbakken met een duwer kost drie schuttingen. Tijdens het schutten is twee maal de kolk volledig bezet, terwijl tijdens de derde schutting de kolk gedeeltelijk bezet is door de duwer.

Het passeren van een vloot van 100 duweenheden met een gemiddeld laadvermogen van 2000 ton kost maximaal $100 \times (\frac{2}{3} \times 2 + \frac{1}{3} \times 3) = \frac{7}{3} \times 100$ schuttingen. Hiervan zijn dan $100 \times (\frac{2}{3} \times 1 + \frac{1}{3} \times 2) = \frac{4}{3} \times 100$ schuttingen met volledig bezette kolk, zodat $\frac{3}{3} \times 100$ schuttingen plaats vinden met een gedeeltelijk gevulde kolk.

Tijdens deze schutting bestaat de kans dat een tweede duwer of andere kleine schepen zoals Spitsen meege-schut kunnen worden. Dit omdat een duwer gemiddeld slechts een lengte heeft van 20 tot 30 m, ofwel ongeveer $\frac{1}{3}$ maal de nuttige kolk lengte van 85 m.

De figuren 2.2 en 3.5 maken dit duidelijk.

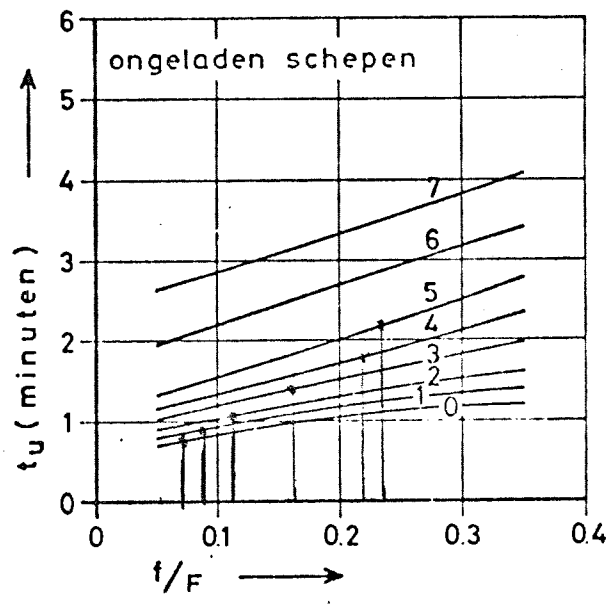
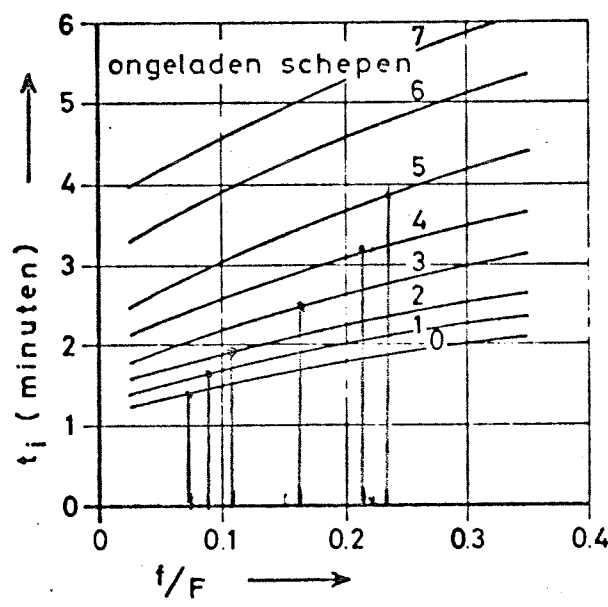
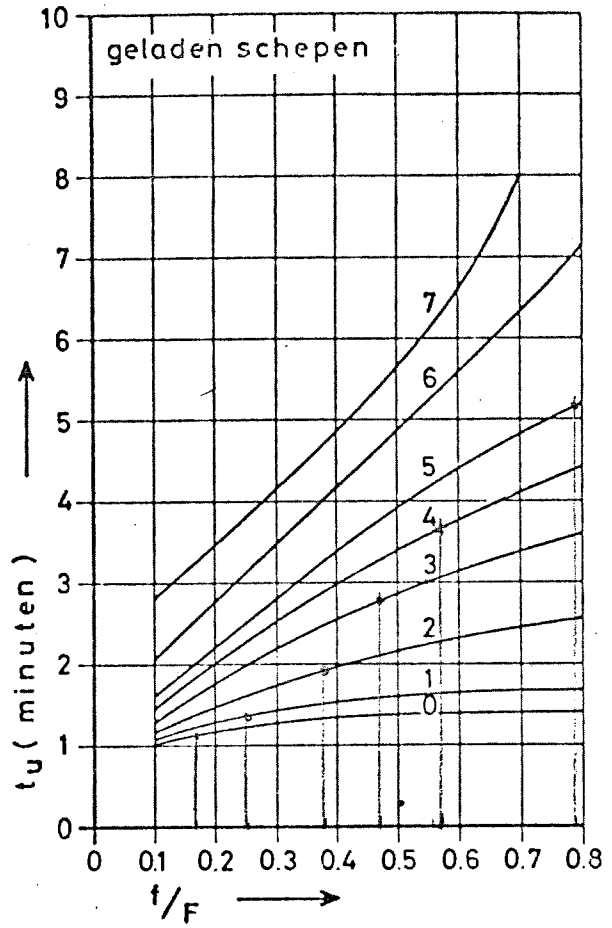
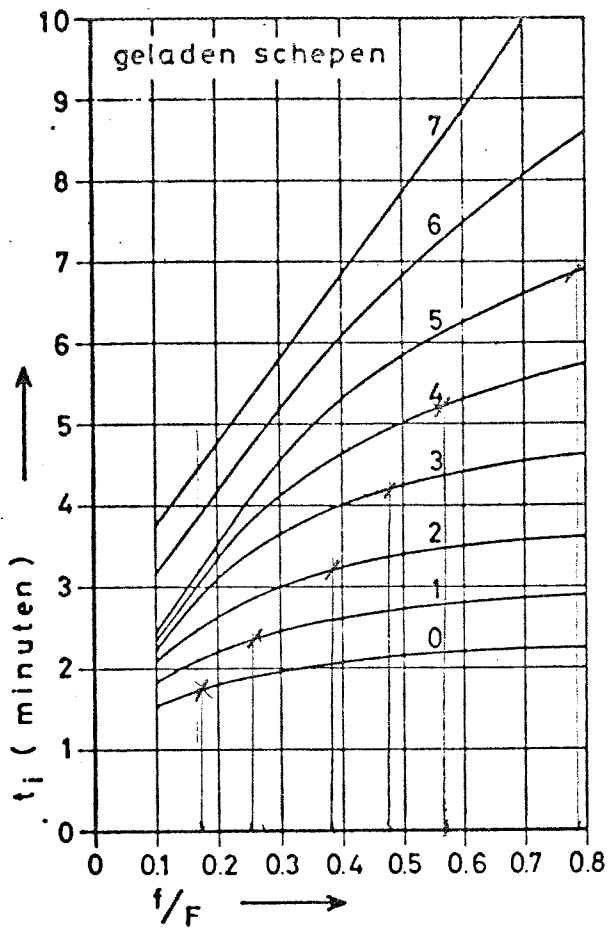
Het gevolg hiervan is dat het aantal schuttingen door het passeren van duweenheden extra toeneemt.

Het maximum aantal schuttingen nodig voor het passeren van 100 duweenheden is in het ongunstigste geval $\frac{7}{3} \times 100$ schuttingen. De kolk is dan bezet door één duwbak of door één duwer. In het gunstigste geval is het minimum aantal van $\frac{5}{3} \times 100$ schuttingen nodig. In dit geval is de kolk dan bezet door één duwbak of drie duwers. De kans dat één van de twee situaties voorkomt is gering. In de praktijk zal een duwer met andere schepen mee schutten.

De aanwezigheid van de duwer op de kolkbezetting is zeer moeilijk te berekenen. Hierdoor wordt namelijk bepaald hoeveel schuttingen er gemiddeld extra nodig zijn voor het passeren van duweenheden dan er duweenheden zijn. Deze toename zal ergens tussen de $\frac{5}{3}$ en $\frac{7}{3}$ moeten liggen. Bij gebrek aan inzicht wordt gekozen voor het gemiddelde van de twee waarden, namelijk $\frac{6}{3}$.

Het tijdverlies tijdens het passeren van duweenheden door het toenemen van het aantal schuttingen wordt in de berekening van de schutcapaciteit op de volgende wijze ingevoerd.

Het aandeel van laadvermogen klasse V in frequentie verdeling van de vloot die het kunstwerk passeert wordt vergroot met een factor $\frac{6}{3}$. In tabel 3.5 is dit voor de standaardfrequentie verdeling van tabel 3.2 uitgevoerd. In de verdere berekeningen wordt voor de frequentie verdeling in het vervolg tabel 3.5 gebruikt.



In- en uitvaarvolgtijden van geladen en ongeladen standaardschepen.

Figuur 3.8 In- en uitvaarvolgtijden van geladen en ongeladen standaardschepen.

Tabel 3.4

Berekening van de in en uitvaarvolgtijden voor standaardschepen en een samengestelde vloot, met 60 % geladen en 40 % ongeladen schepen, met behulp van de figuren 3.7 en 3.8.

Laadvermogen klasse	f/F	Invaar volgtijd min.	Uitvaar volgtijd min.	Lustijd min.	In + uit- vaar volg- tijd min.
Ongeladen standaardschepen					
0	0,074	1,4	0,8	0,3	-
1	0,083	1,5	0,9	0,3	-
2	0,106	1,9	1,1	0,4	-
3	0,157	2,5	1,4	0,4	-
4	0,215	3,2	1,8	0,5	-
5	0,230	9,9	7,2	0,5	-
Geladen standaardschepen					
0	0,170	1,7	1,1	0,4	-
1	0,250	2,3	1,4	0,5	-
2	0,380	3,2	1,9	0,5	-
3	0,470	4,4	2,7	0,6	-
4	0,570	5,2	3,7	0,6	-
5	0,790	11,9	10,2	0,6	-
Samengestelde vloot					
0	-	1,58	0,98	0,36	2,56
1	-	1,98	1,20	0,42	3,18
2	-	2,68	1,58	0,46	4,26
3	-	3,64	2,18	0,52	5,82
4	-	4,40	2,94	0,56	7,34
5	-	11,00	9,00	0,56	20,00

Tabel 3.5

Frequentie verdeling van de laadvermogen klassen gebruikt bij het berekenen van de schutcapaciteit. In deze tabel is de invloed verwerkt van de toename van het aantal schuttingen doordat laadvermogen klasse V uit duweenheden bestaat. Deze duweenheden moeten in verschillende delen de schutsluis passeren.
 \bar{T} = gemiddelde laadvermogen per schip van de passerende vloot.

\bar{T}	Aandeel van de laadvermogen klassen in de vloot in %						
	0	1	2	3	4	$\sum 1 \text{ t/m } 4$	5
1	2	3	4	5	6	7	8
300	20,0	73,0	7,0	-	-	100,0	-
400	15,4	54,2	20,9	9,0	0,5	100,0	-
500	12,0	42,0	27,0	13,0	6,0	100,0	-
600	8,5	32,0	31,0	17,0	11,5	100,0	-
600	6,5	26,8	25,0	20,3	7,4	86,0	14,0
700	4,4	21,2	22,0	22,1	9,3	79,0	21,0
800	3,4	15,5	19,2	22,6	11,3	72,0	28,0
900	2,4	10,9	16,4	21,8	12,5	64,0	36,0

3.6.2 Berekening van het maximum aantal schepen dat de sluis kolk kan bevatten (n_{\max}).

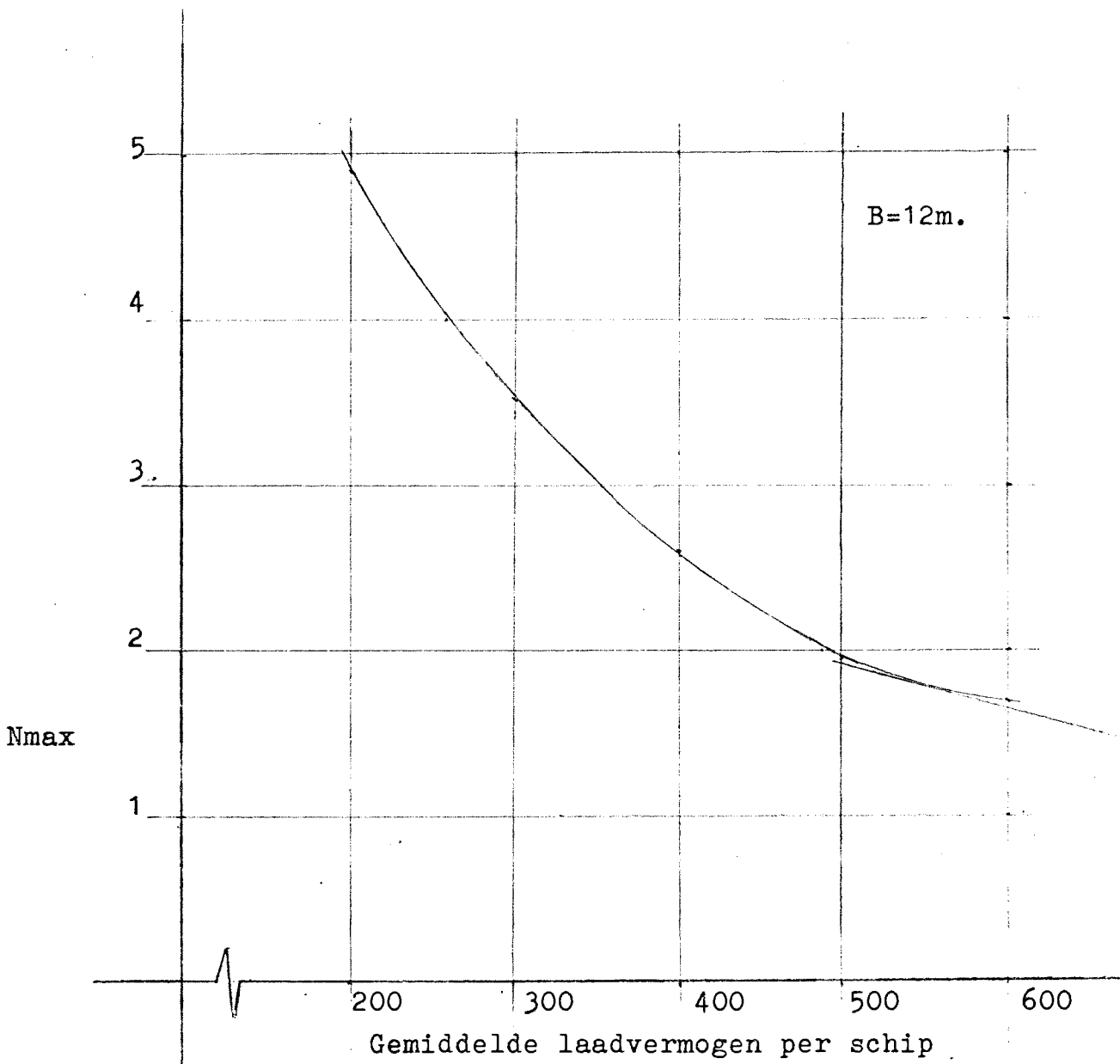
Het bepalen van het maximum aantal schepen dat de sluis kolk kan bevatten gebeurt aan de hand van de grafiek van figuur 3.9. Het gemiddelde laadvermogen per schip (\bar{T}) op de horizontale as van de grafiek varieert van 200 ton tot ongeveer 600 ton. Dit terwijl het gemiddelde laadvermogen per schip in de schutcapaciteitsberekening varieert van 300 ton tot 900 ton. Dit probleem wordt op de volgende wijze opgelost.

Voor het gezamenlijke aandeel van de laadvermogen klassen 0 t/m 3 wordt het gemiddelde laadvermogen per schip berekend. Met deze \bar{T} wordt dan met behulp van figuur 3.9 n_{\max} bepaald voor laadvermogenklasse 0 t/m 3. De n_{\max} voor laadvermogenklasse 4 met als standaardschip het Europaschip is gelijk aan 1.

Er past namelijk maar één schip tegelijkertijd in de kolk zoals uit figuur 3.5 blijkt.

De n_{\max} voor laadvermogenklasse 5, die alleen duweenheden omvat, heeft twee waarden. Dit komt omdat de duwers, met laadvermogen nul, wel beslag leggen op de ruimte in de kolk tijdens het schutten.

Voor de berekening van het aandeel van laadvermogenklasse 5 in de gemiddelde in en uitvaarvolgtijden is n_{\max} gelijk aan 1 omdat elke schutting bezet is door duwers of duwbakken. Voor de berekening van de schutcapaciteit in tonnen laadvermogen per schutting moet de waarde n_{\max} gelijk aan 0,67 worden genomen. Uit de vorige paragraaf blijkt dat voor het passeren van 100 duweenheden met een gemiddelde van 2000 ton 200 schuttingen nodig zijn. Hiervan zijn $\frac{4}{3} \times 100$ schutting met duwbakken met een laadvermogen van 1500 ton. Tijdens de andere $\frac{2}{3} \times 100$ schuttingen is de kolk bezet door duwers met laadvermogen nul. Hieruit volgt het gemiddelde aantal geladen schepen per schutting, dat $\frac{2}{3}$ oftewel 0,67 bedraagt. Het gemiddelde laadvermogen per schip is hier dan 1500 ton, dus het laadvermogen van een duwbak. In tabel 3.6 is voor de verschillende laadvermogenklassen de waarde van n_{\max} vermeld.



Figuur 3.9 Maximum aantal scepen dat de sluisolk kan bevatten (N_{max}) als functie van het gemiddelde laadvermogen (\bar{T}) per schip. Kolkafmeting: $80 \times 12 \text{ m}^2$.

Tabel 3.6

Berekening maximum aantal schepen dat de sluisolk kan bevatten (n_{\max}) als functie van het gemiddelde laadvermogen per schip (\bar{T}) volgens de berekeningswijze van paragraaf 3.6.2.

T	Aandeel klassen 0 t/m 3 in de vloot	\bar{T} klas- sen 0 t/m 3	n_{\max} klassen 0 t/m 3	Aandeel klasse 4 in de vloot	n_{\max} klasse 4	Aandeel klasse 5 in de vloot	n_{\max} klasse 5
tonnen	%	ton	-	%	-	%	-
1	2	3	4	5	6	7	8
300	100	300	3,50	0,0	1	-	-
400	99,5	395	2,60	0,5	1	-	-
500	94,0	446	2,25	6,0	1	-	-
600	88,5	487	2,05	12,5	1	-	-
600	78,6	536	1,85	7,4	1	14,0	0,67
700	69,7	574	1,72	9,3	1	21,0	0,67
800	60,7	608	1,60	11,3	1	28,0	0,67
900	51,5	642	1,53	12,5	1	36,0	0,67

- Kolom 2: tabel 3.5
- Kolom 3: toepassing van tabel 3.1 op kolom 1
- Kolom 4: figuur 3.9
- Kolom 5: tabel 3.5
- Kolom 6: paragraaf 3.6.2
- Kolom 7: tabel 3.5
- Kolom 8: paragraaf 3.6.2

Tabel 3.7

Schutduur en schutcapaciteit als functie van het gemiddelde laadvermogen per schip (\bar{T}) en de bedieningstijd t_b van de sluiskolk.

De berekeningswijze is beschreven in paragraaf 3.6.3.

T ton	Schutduur	Capaciteit per schutting ton laadvermogen	Capaciteit per uur $t_b=11$ min. ton laadvermogen
1	2	3	4
300	11,4 + t_b	1150	3080
400	9,75 + t_b	1029	2975
500	8,9 + t_b	1024	3087
600	8,7 + t_b	1049	3195
600	10,34 + t_b	1020	2868
700	10,55 + t_b	1024	2851
800	11,53 + t_b	1023	2724
900	12,27 + t_b	1036	2671

3.6.3 Schutcapaciteit van een schutsluis

De schutcapaciteits berekening vindt plaats op basis van de vergelijking (1) van paragraaf 3.6. Begonnen wordt met het bepalen van het aandeel van de klasse 0 t/m 3 in de gemiddelde in en uitvaartijden van de vloot. In tabel 3.4 zijn de in en uitvaartijden plus de lustijd van de verschillende laadvermogenklassen vermeld. Met behulp van de frequentie verdeling van de laadvermogenklassen van tabel 3.5 wordt de grootheid

$$\sum_{s=0}^{s=3} \{p_s \cdot t_{1s} + p_s \cdot t_i + p_s \cdot t_u\} \quad (1)$$

bepaald. Met de waarde n_{\max} voor laadvermogenklassen 0 t/m 3, tabel 3.6 kolom 4 wordt de grootheid

$$\sum_{s=0}^{s=3} \{p_s \cdot t_{1s} + p_s \cdot t_i \cdot n_{s,\max} + p_s \cdot t_u \cdot n_{s,\max}\} \quad (2)$$

bepaald. Op dezelfde wijze, en met behulp van dezelfde tabellen wordt voor laadvermogen klassen 4 en 5 de grootheid (2) bepaald. Sommatie van de berekende drie grootheden levert de som van de in en uitvaartijd van de vloot die de schutsluis passeert als functie van het gemiddelde laadvermogen per schip (\bar{T}).

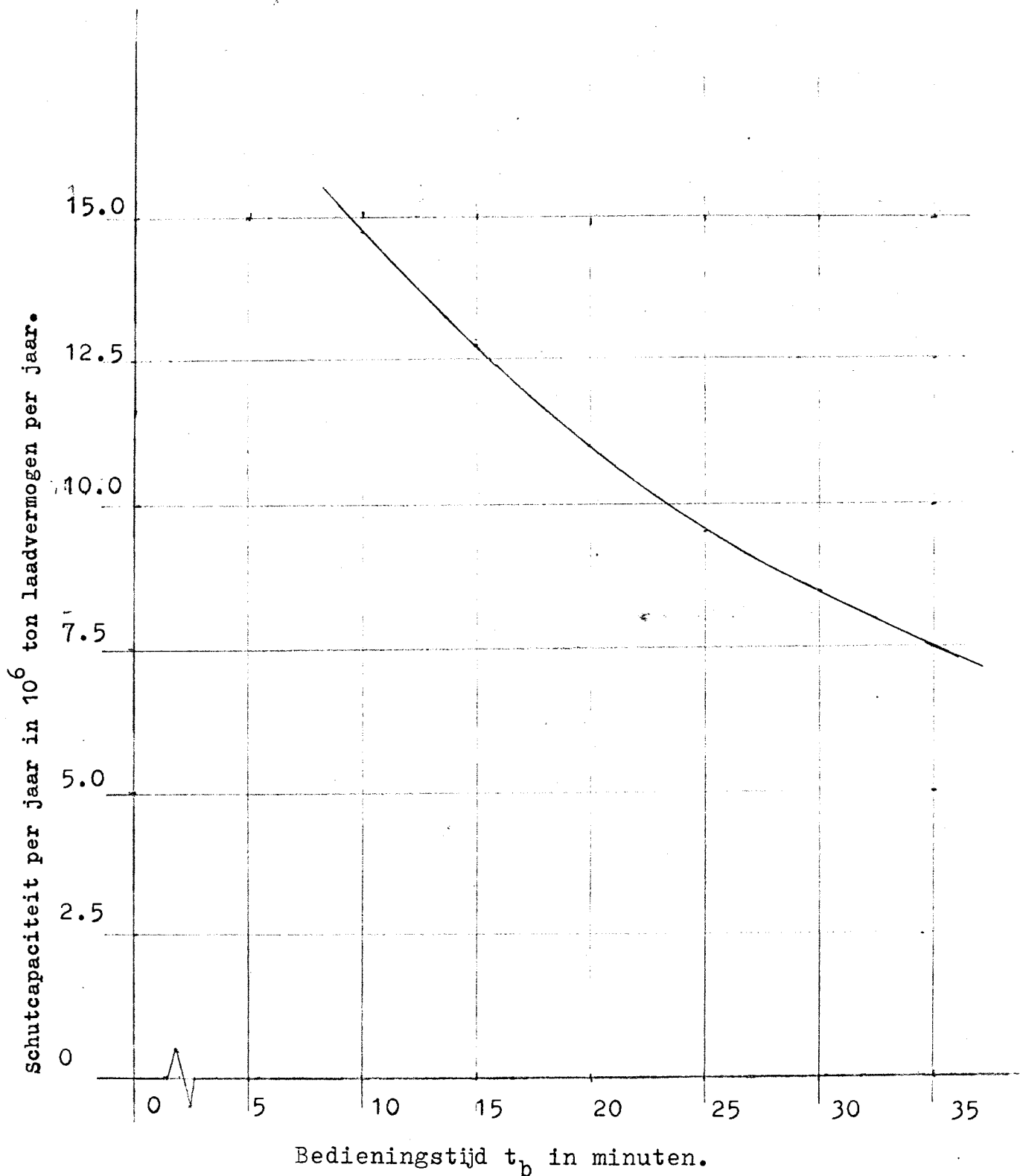
De schutduur is gelijk aan de som van de in en uitvaartijd plus de bedieningstijd t_b . Het resultaat is vermeld in tabel 3.7, kolom 2.

De schutcapaciteit in tonnen laadvermogen per schutting wordt op dezelfde wijze bepaald. Het aandeel van de laadvermogenklasse 0 t/m 3 wordt weer ontleend aan tabel 3.5, het gemiddelde laadvermogen per schip van de vier klassen tesamen aan tabel 3.6, kolom 3 en de waarde van n_{\max} van de vier klassen te samen aan tabel 3.6 kolom 4. Deze waarden gesubstitueerd in vergelijking (2) van paragraaf 3.6 geeft het aandeel van de laadvermogenklasse 0 t/m 3 als functie van \bar{T} in de schutcapaciteit per schutting. Op dezelfde wijze wordt voor de laadvermogenklassen 4 en 5 het aandeel in de schutcapaciteit bepaald. Sommatie van de drie berekende aandelen in de schutcapaciteit geeft de schutcapaciteit per schutting. Het resultaat is weergegeven in tabel 3.7 kolom 3.

De schutcapaciteit per uur is gelijk aan:

(60 min./schutduur) maal de schutcapaciteit per schutting. De schutduur omvat naast de gemiddelde in en uitvaartijd ook de bedieningstijd t_b . Het gevolg is dus dat de schutcapaciteit per uur afhankelijk is van de grootte van de bedieningstijd t_b .

De jaarlijkse schutcapaciteit in tonnen laadvermogen is gelijk aan: schutcapaciteit in tonnen laadvermogen per uur maal het aantal bedrijfsuren per week maal 52 weken per jaar maal een correctiefactor.



Figuur 3.10 Schutcapaciteit per jaar als functie van de bedieningstijd van de kolk (t_b). De schutsluis is 120 uur per week in bedrijf.

Bij 18 bedrijfsuren per werkdag en 30 bedrijfsuren per weekeinde is het aantal bedrijfsuren per week 120. De correctiefactor is 0,9. Deze voor Nederlandse omstandigheden geldende waarde omvat schutcapaciteitsverliezen. Deze verliezen ontstaan door storingen in de schutsluis, scheepsbotsingen, bijzondere transporten ed.

Uit de schutcapaciteit per uur bij een bedieningstijd van 11 minuten, tabel 3.7 kolom 3, blijkt dat deze afhangt van het gemiddelde laadvermogen per schip dat de schutsluis passeert. Voor een gemiddeld laadvermogen per schip van 900 ton bedraagt de schutcapaciteit per uur slechts 2671 ton. Een gemiddeld laadvermogen van 900 ton per schip op een 1350 tons vaarweg is zeer hoog. De kans dat dit optreedt is dan ook zeer klein. Onderzoekt men voor bedieningstijden groter of gelijk aan 11 minuten de schutcapaciteit per uur, dan blijkt dat deze voor een vloot met een gemiddeld laadvermogen per schip van 900 ton het kleinst is.

Construeert men met de vergelijking van de schutduur $= 12,27 + t_b$ voor $\bar{T} = 900$ ton een curve voor de jaarlijkse schutcapaciteit in tonnen laadvermogen als functie van de grootte van de bedieningstijd t_b , dan is deze curve een ondergrens voor de schutcapaciteit. Immers de kans is bijna 100 % dat het gemiddelde laadvermogen per schip kleiner of gelijk is aan 900 ton.

De kans op een schutcapaciteit groter of gelijk aan de schutcapaciteit volgens de ondergrenscurve is dan ook bijna 100 %. De kans dat de schutcapaciteit lager ligt dan de ondergrenscurve wordt aanvaardbaar klein geacht. Vooral bij korte bedieningstijden ligt de schutcapaciteit voldoende boven de gewenste schutcapaciteit van 7,5 miljoen ton laadvermogen per jaar. Hierdoor is de schutcapaciteit bij kleine bedieningstijden voldoende. De ondergrenscurve van de schutcapaciteit in miljoenen tonnen laadvermogen is weer gegeven in grafiek 3.10. Deze curve is geconstrueerd op basis van de beschreven berekeningsmethoden van deze paragraaf.

Een opvallend resultaat is het feit dat de schutcapaciteit per schutting zo groot is voor een gemiddeld laadvermogen per schip van 300 ton. Bij deze waarden van \bar{T} bestaat de passerende vloot voor 73 % uit laadvermogenklasse 3 zoals uit tabel 3.5 blijkt. Deze klasse omvat alle Spitsen. Deze Spitsen kunnen met vier tegelijk of twee tegelijk samen met één Kempenaar in de kolk, zoals figuur 3.5 laat zien. Van beide kolkvullingen bedraagt het totale laadvermogen der schepen 1200 ton. Laadvermogenklasse 0 bestaat uit zeer kleine schepen, deze kunnen "gaten" in de kolkvulling bezetten. Het gevolg is een zeer hoog laadvermogen per schutting, wat de schutcapaciteit ten goede komt.

Door het toenemen van het aandeel van laadvermogen klasse 5 in de vlootsamenstelling daalt de schutcapaciteit. Dit heeft twee oorzaken. Het gemiddelde laadvermogen per schutting van klasse 5 schepen, dus duwbakken en duwers, is slechts 1000 ton, zoals uit de laatste alinea van paragraaf 3.6.2 berekend kan worden, namelijk $0,67 \times 1500 = 1000$ ton laadvermogen per schutting. De tweede oorzaak is dat de gemiddelde schutduur ongeveer 5 minuten langer is dan voor andere laadvermogenklassen. Dit blijkt uit tabel 3.4. De in en uitvaarvolgtijden zijn ruim 5 minuten groter dan die van de klassen 0 t/m 4. Dit komt omdat de duwer, nadat de duwbak vastgelegd is in de schutkolk zich los moet koppelen van de duwbak en achteruitvarend de kolk moet verlaten. Na de schutting moet een hulpsleepboot de duwbak uit de kolk trekken. Dit alles kost veel tijd en verlaagt daardoor de schutcapaciteit. Dit laatste nog versterkt door de lage schutcapaciteit per schutting.

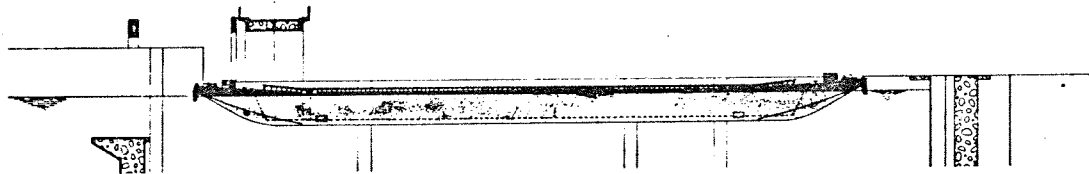
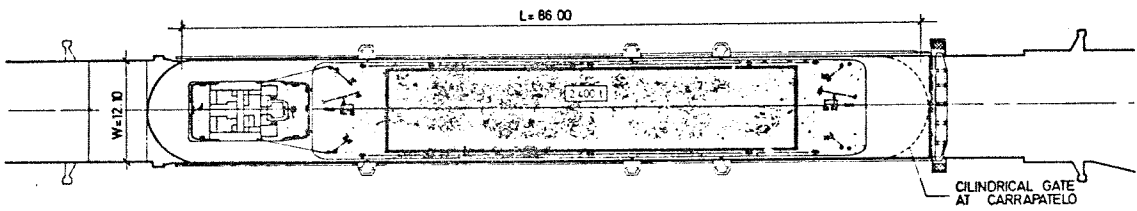
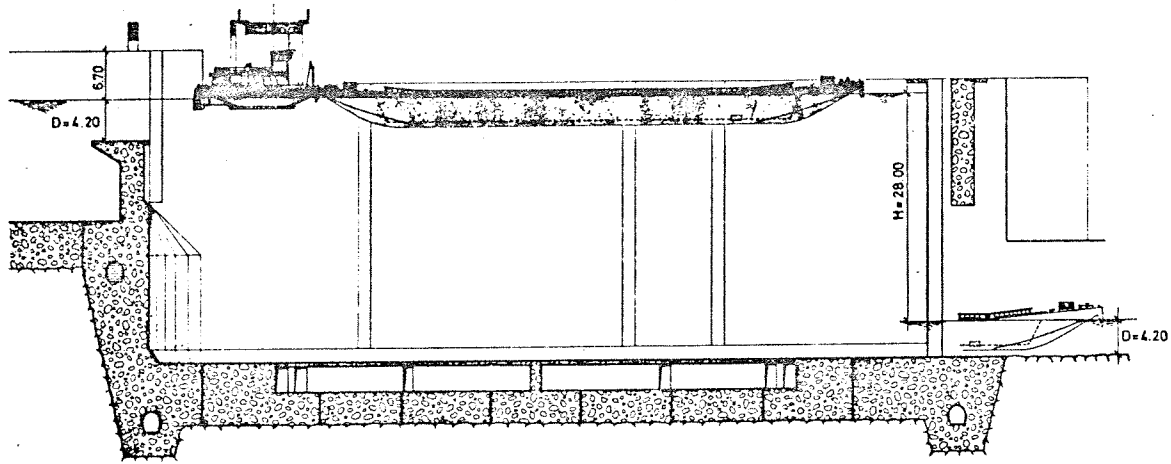
3.7 Conclusies

Voor het laten passeren van een gemengde binnenvaart vloot van een schutsluis, is een kolkafmeting van 85,00 x 12,00 m² met een drempeldiepte van 3,60 m een goede keus.

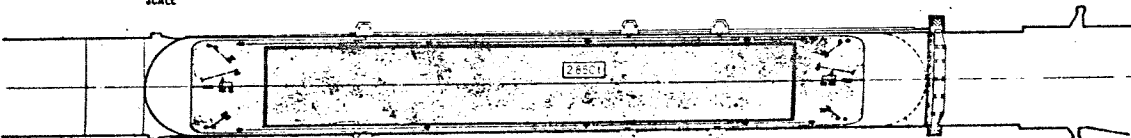
Zowel Europaschepen, afmetingen 80,00 x 9,50 x 2,50 m³ met een laadvermogen van 1350 ton, als duweenheden kunnen gebruik maken van deze kolk. De duweenheden moeten dan wel open gebroken worden, daar in de kolk slechts plaats is voor één standaard duwbak met de afmetingen 74,60 x 11,40 x 3,00 m³ en een laadvermogen van 1500 ton.

Uit scheepvaartkundige overwegingen is vastgesteld dat de schutcapaciteit minimaal 7,5 miljoen ton laadvermogen per jaar bedraagt voor het te ontwerpen kunstwerk in het Kanaal van het Centrum. Deze schutcapaciteit is voldoende voor het huidige vervoer van 1,5 miljoen ton lading per jaar door het kanaal. Toename van het vervoer leidt tot overligtijden voor het kunstwerk als de overschutcapaciteit van het kunstwerk benut is. Door het accepteren van overlig- of wachttijden voor het kunstwerk neemt de hoeveelheid lading die het kunstwerk kan passeren sterk toe. Het gevolg is dat bij groei van het vervoer de schutcapaciteit van 7,5 miljoen ton per jaar niet direct vergroot moet worden.

De samenstelling van de binnenvaartvloot heeft een geringe invloed op de schutcapaciteit. Echter bij een bedieningstijd van 35 minuten of minder is de schutcapaciteit voldoende groot, zelfs voor de meest ongunstige vlootsamenstelling. Vooral de aanwezigheid van duweenheden verkleint de schutcapaciteit.



CROSS SECTION



PLAN

Figuur 4.1 Duoro riviersluis met een hoogte verschil van 28 m.

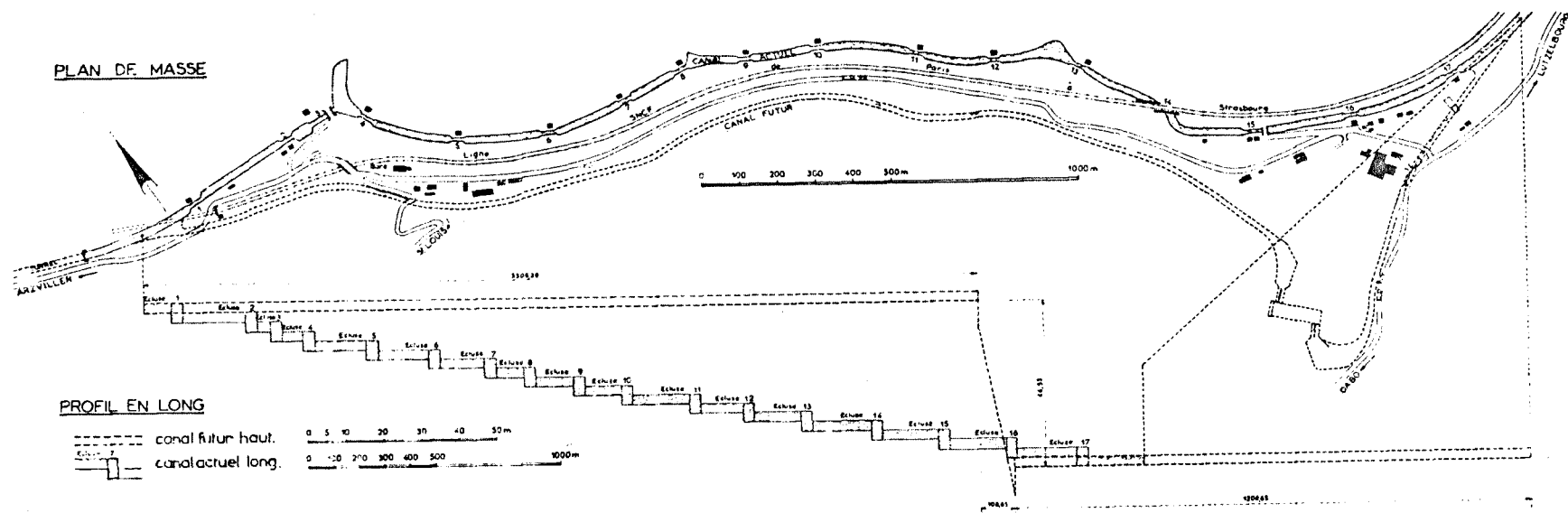
4 Kunstwerk Strépy-Bracquegnies als sluizentrap

Over een lengte van 8,3 km moet een hoogteverschil van 73,15 m overwonnen worden. De oudste en meest toegepaste methode om een dergelijk hoogteverschil te overwinnen is met behulp van een groot aantal sluizen. De hoogte die per sluis overwonnen kan worden is in de loop de tijden sterk toegenomen. Vóór 1300 reeds functioneerde de eerste sluis in Holland in een dam in de getijrivier de Spaarne in de buurt van Haarlem. De sluis overwon een hoogteverschil van 0,5 à 1,0 m ten gevolge van het getij. In het in Frankrijk in de 18^e eeuw aangelgde kanalenstelsel werden hoogteverschillen van 2,95 m per sluis overwonnen.

In 1957 kwam de Ecluse de Saint Pierre in de rivier de Rhône gereed. Met deze sluis wordt een hoogteverschil van 26 m in 7,5 minuten overwonnen. Dit betekent een stijg-daalsnelheid van 3,4 m per minuut. Rond die tijd volttoide de USSR in de rivier Irtisch, Kazachstan, een sluis waarmee in één kolk een hoogteverschil van 42 m overwonnen kan worden. Deze Ust-Kamenogosk sluis is grotendeels in de rotsen uitgehakt.

Voor het overwinnen van het hoogteverschil van 73,15 m in het Kanaal van het Centrum kan men kiezen voor één of meer sluizen. Hierdoor neemt het hoogteverschil per sluiskolk af. Dit heeft invloed op de schutcapaciteit en het waterverlies per schutting. De sluizen, of beter gezegd de sluiskolken, kunnen op verschillende wijze gerangschikt worden. De kolken zelf kunnen op verschillende wijze geconstrueerd worden. Het onderzoeken van de sluiskolkvarianten wordt in dit hoofdstuk systematisch aangepakt.

Figuur 4.2. Sluizentrap d'Arzwiller, Frankrijk.



4.1 Rangschikking van de sluiskolken

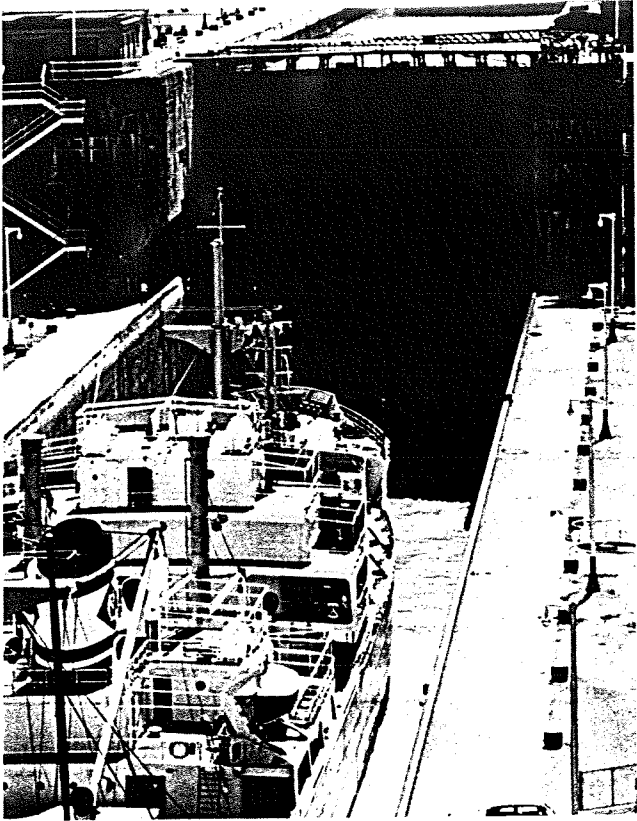
Het aantal sluiskolken varieert van 1 tot en met n , waarbij n gezien moet worden voor een groot aantal kolken. Deze n kolken te samen overwinnen het hoogteverschil van 73,15 m. Ter vereenvoudiging wordt het hoogteverschil per kolk vastgesteld op $73,15 \times 1/n$ m. De keuze van n wordt enigzins willekeurig gemaakt. In dit hoofdstuk is n gelijk aan 7. De rangschikking van de sluiskolken wordt in de volgende paragrafen behandeld. In de volgende paragrafen kan n ook gezien worden als het aantal stappen waarmee het hoogteverschil van 73,15 m wordt overwonnen.

4.1.1 Sluizen met tussenpanden

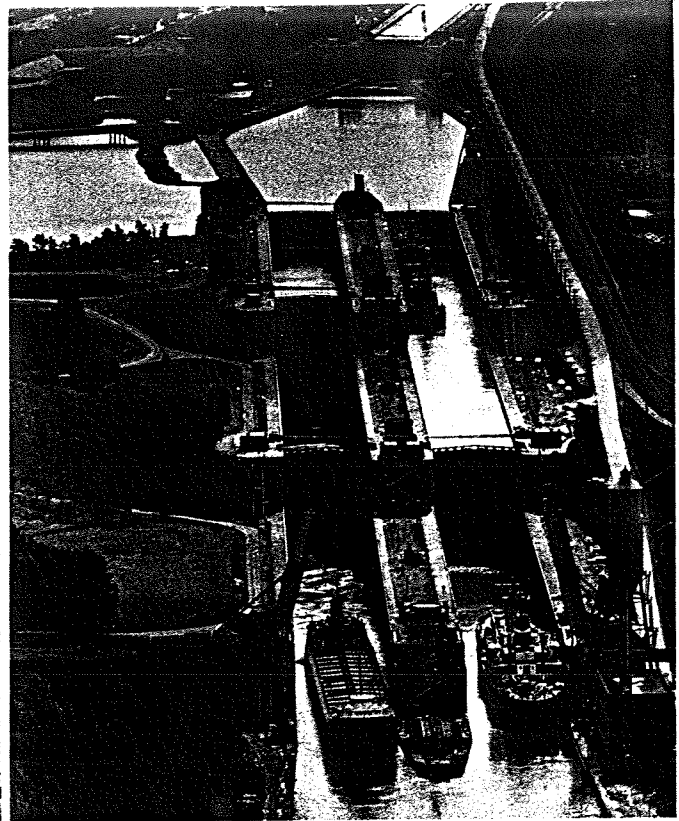
In het in de 18^e eeuw aangelegde kanalenstelsel voor schepen met een maximale lengte van 38 m (Peniches) in Frankrijk werden grote hoogteverschillen overwonnen. In het Rijn-Maine kanaal nabij Arzviller werd een hoogteverschil van 44,55 m met behulp van 17 sluizen overwonnen. Het hoogteverschil is voor de eerste sluis 2,95 m en voor de andere sluizen 2,60 m. Deze sluizen trap, weergegeven in figuur 4.2, heeft een lengte van slechts 3600 m.

In de jaren zestig is parallel aan deze sluizen trap het eerste Franse Transversale hellend vlak gebouwd. Deze constructie is in staat schepen van 350 ton laadvermogen het hoogteverschil van 44,55 m in één keer te laten overwinnen.

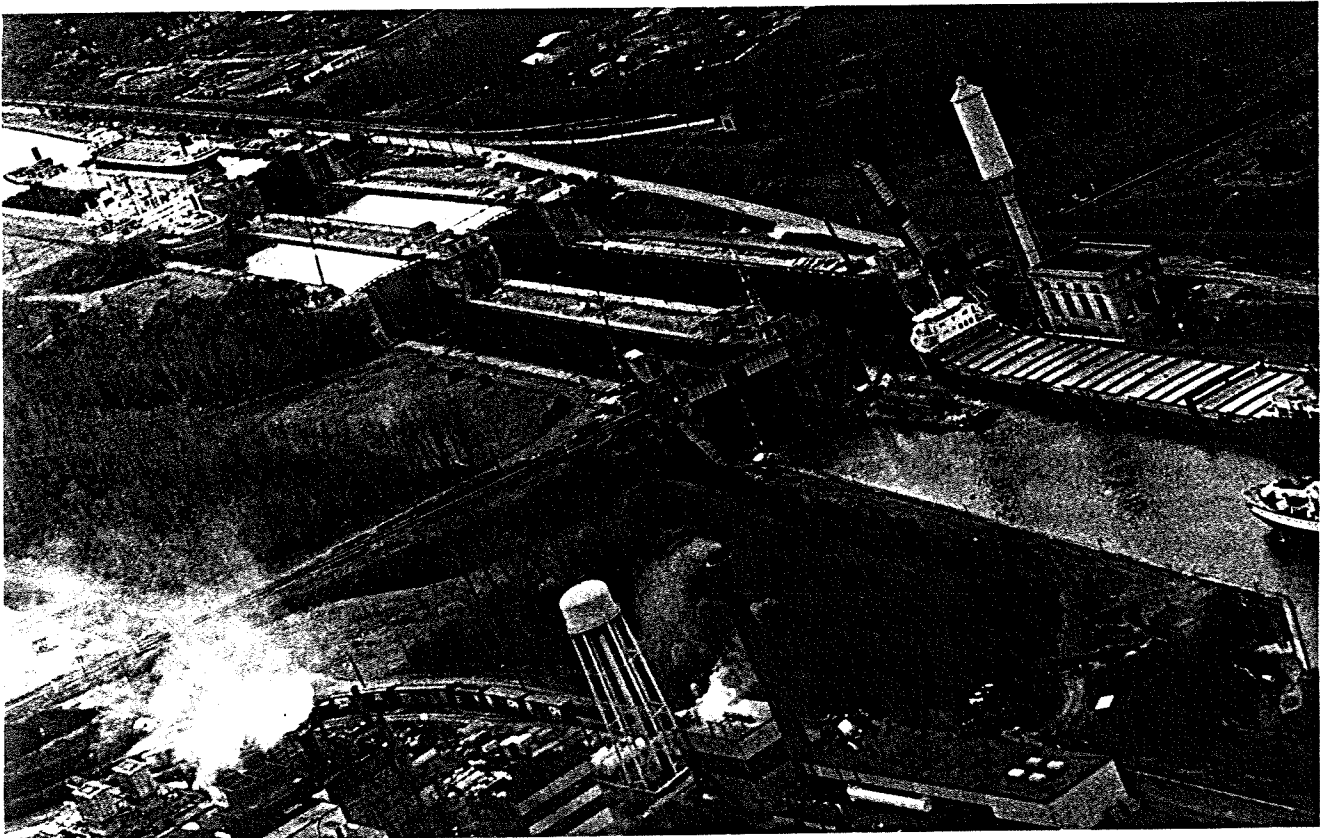
Een kenmerkende eigenschap van deze sluiskolken rangschikking is dat de sluiskolken zich op zekere afstanden van elkaar bevinden. Tussen de kolken bevinden zich korte kanaalpanden. Op deze kanaalpanden kunnen schepen elkaar passeren. Per hoogte stap is slechts één sluiskolk beschikbaar. Deze wordt dus in twee richtingen bevaren door schepen. De rangschikking van kolken wordt aangeduid met Variant 1. Zijn er per hoogtestap twee sluiskolken beschikbaar, dan kan men overwegen één sluiskolk per richting te gebruiken. Dit heeft tot gevolg dat één kolkschutting plaats vindt met een onbezette kolk. Dit is erg onrendabel, zodat de sluiskolken toch voor tweerichtingsverkeer worden gebruikt. Deze rangschikking van kolken wordt aangeduid met Variant 2.



Ship passes through Welland Canal.



Another aerial view of Welland locks four, five and six, twinned and in flight. Together they lift or lower ships 140 feet.



Aerial view shows part of Welland lock system.

Figuur 4.3 Voorbeeld van een dubbele koppelsluis.

4.1.2 Koppelsluizen

Tegelijkertijd met het voltooiën van de sluis Ust-Kamenogosk, met een hoogteverschil van 42 m over de sluis, werd stroomopwaarts in de rivier de Irtisch een koppelsluis voltooid. Deze Bukhtarminsk sluis overwint een hoogteverschil van 67 m! Deze sluis bestaat uit vier sluiskolken die direct achter elkaar liggen. De sluizen zijn ook aan elkaar gekoppeld door een gemeenschappelijk sluiskolkhoofd die slechts een stel deuren, of deur bevat zoals figuur 4.3 laat zien. Deze sluis in het Welland kanaal, Verenigde Staten, bestaat uit twee koppelsluizen naast elkaar. Deze sluizen worden aangeduid met de term dubbele koppelsluis.

Een sluis zoals die van Bukhtarminsk wordt aangeduid met de term enkelvoudige koppelsluis. In deze paragraaf en de volgende paragrafen vallen enkelvoudige koppelsluizen onder variant 3 waarbij het aantal kolken per sluis (n) toeneemt van 2 tot en met 7. Een dubbele koppelsluis valt onder variant 4 waarbij n het aantal stappen is waarmee het hoogteverschil wordt overwonnen. Het aantal kolken per sluis is dan $2n$.

Tabel 4.1

Vul- en ledigingstijden van de kolken. De bedieningstijd per kolk wordt berekend door bij de vul- en ledigingstijd van kolom 3 5 minuten op te tellen. Deze 5 minuten omvatten de sluitings- en openingstijden van de kolkdeuren.

Aantal kolken n	Hoogteverschil per kolk m	Vul/ledigings- tijd per kolk min	Bedienings- tijd van de kolk min
1	2	3	4
1	73,15	36,0	41,0
2	36,58	18,0	23,0
3	24,38	12,0	17,0
4	18,29	9,0	14,0
5	14,63	7,0	12,0
6	12,19	6,0	11,0
7	10,45	5,0	10,0

4.2 De schutcapaciteit van de verschillende varianten

Van belang is de minimum schutcapaciteit van de verschillende varianten. Deze bepaalt of een variant aan de gestelde voorwaarden van een minimale jaar-schutcapaciteit van 7,5 miljoen ton laadvermogen per jaar voldoet. Het is daarom belangrijk de invloed van de rangschikking van de kolken op de schutcapaciteit te onderzoeken. Per variant wordt de bedieningstijd van de kolken bepaald. Op de zelfde wijze als in paragraaf 3.6.3 wordt dan de schutcapaciteit per jaar bepaald als functie van de bedieningstijden van de kolken van iedere variant.

Er wordt uitgegaan van de vergelijking van de schutduur van tabel 3.7 kolom 2, $\text{schutduur} = 12,27 \text{ min} + t_b$ met bijbehorende schutcapaciteit van 1036 ton laadvermogen per schutting in de schutcapaciteitsberekening. Hierdoor ontstaat de minimum schutcapaciteit per jaar voor de te verwachten vloot die door het Kanaal van het Centrum gaat varen. Deze minimum schutcapaciteit is geldig voor elke willekeurige vlootsamenstelling met een gemiddeld laadvermogen per schip die kleiner of gelijk is aan 900 ton.

De bedieningstijd omvat de openings- en sluitingstijden van de kolkdeuren en de omzettingstijd van de kolk. De openings- en sluitingstijden van de deuren worden te samen op 5 minuten geschat voor iedere kolk in deze schutcapaciteitsberekening. De omzettingstijd van de kolk is gelijk aan de tijd die de kolk nodig heeft om zich zelf te vullen of te ledigen. Dit is afhankelijk van de gemiddelde stijg en daalsnelheid van de waterspiegel in de kolk. Voor moderne sluizen ligt deze in de orde van grootte van 2 m per minuut.

In tabel 4.1 kolom 3 is de gemiddelde vul- en ledigingstijd weergegeven als het aantal sluiskolken toeneemt van 1 tot en met 7. De daal- en stijgsnelheid is ongeveer 2 m per minuut. De vul en ledigingstijden worden even groot aangenomen.

Het legen of vullen van de kolk gebeurt onder invloed van de zwaartekracht. De water aan- en afvoer gaat via openingen in de kolkvloer. Dit heeft als voordeel dat zeer grote hoeveelheden water snel de kolk kunnen verlaten of binnenstromen. Dit geeft een grote spiegel daal-stijgsnelheid. Daarnaast ontstaan beperkte stromingen in het water doordat de energie vernietiging bij het vullen van de kolk over een groot oppervlakte plaats vindt. De riolen die het water aan- en afvoeren worden met behulp van modelproeven gedimensioneerd. Tevens wordt dan een regelprogramma opgesteld voor het openen en sluiten van de kleppen in de riolen. Dit om te voorkomen dat door het grote aanvangs hoogteverschil te grote versnelingen optreden in het water van de sluiskolk.

Tabel 4.2

Schutduur en schutcapaciteit varianten 1 en 2. De berekening is uitgevoerd volgens paragraaf 3.6.3

Aantal kolken n	Bedienings- tijd per kolk min	Bedienings- tijd v.d. sluizen min	Schut- duur min	Schutca- paciteit variant 1 10 ⁶ ton/jr	Schutca- paciteit variant 2 10 ⁶ ton/jr
-	2	3	4	5	6
1	41,0	41,0	53,27	6,33	12,65
2	23,0	23,0	35,27	9,55	19,10
3	17,0	17,0	29,27	11,51	23,02
4	14,0	14,0	26,27	12,83	25,65
5	12,0	12,0	24,27	13,88	27,77
6	11,0	11,0	23,27	14,48	28,96
7	10,0	10,0	22,27	15,13	30,26

4.2.1 De schutcapaciteit van de varianten 1 en 2

Door de rangschikking van de sluiscolken wordt de schutduur die uiteindelijk de schutcapaciteit bepaalt gunstig beïnvloed. Deze schutduur is gelijk aan de schutduur van één schutkolk. Dit omdat de definitie van de schutcapaciteit aangeeft de hoeveelheid laadvermogen of het aantal schepen dat per tijdseenheid een dwarsdoorsnede in de vaarweg kan passeren. Wordt deze dwarsdoorsnede van de vaarweg ter hoogte van een sluishoofd gelegd dan blijkt dat de schepen deze plaats passeren met een volgtijd gelijk aan de schutduur van de kolk. Door de sluisen is dan wel een tweerichtingen verkeer aanwezig.

De schutduur omvat tevens de bedieningstijd van de sluisen. Deze bedieningstijden zijn weergegeven in tabel 4.2. kolom 3. De grootte van de schutduur met de bijbehorende bedieningstijd zijn per kolk gelijk voor variant 1 en 2. Hieruit volgt dat de schutcapaciteit per sluis ook gelijk is voor variant 1 en 2. Echter in variant 2 liggen twee sluiscolken naast elkaar zodat de uiteindelijke schutcapaciteit twee maal zo groot is dan die van variant 1. De berekende schutcapaciteit in miljoenen ton laadvermogen per jaar, berekend volgens paragraaf 3.6.3 staan vermeld in tabel 4.2 kolom 5 en 6.

Tabel 4.3

Schutduur en schutcapaciteit van de koppelsluis, variant 3, als functie van het aantal kolken (n). De berekening is uitgevoerd volgens paragraaf 3.6.3.

Aantal kolken n	Bedienings- tijd per kolk	Bedienings- tijd van de koppelsluis	Schutduur van de koppelsluis	Capaciteit van de koppelsluis
-	min	min	min	10 ⁶ ton/jaar
1	2	3	4	5
2	23,0	51,0	63,27	5,32
3	17,0	61,0	73,27	4,60
4	14,0	71,0	83,27	4,05
5	12,0	80,0	92,27	3,65
6	11,0	91,0	103,27	3,26
7	10,0	100,0	112,27	2,75

4.2.2 De schutcapaciteit van variant 3

De rangschikking van de kolken in een enkelvoudige koppelsluis is zeer nadelig voor de schutcapaciteit van de sluis. De bedieningsrijd van de koppelsluis omvat onder andere de gesommeerde bedieningstijden van de afzonderlijke kolken. Daarbij moet men nog de verlegtijden optellen. Deze verlegtijd is de tijd die de schepen nodig hebben om zich vanuit de vorige kolk naar de volgende kolk te verplaatsen. Bij n kolken in één koppelsluis houdt dit in dat ieder schip $(n-1)$ maal verlegd moet worden voordat deze de koppelsluis kan verlaten. De verlegtijd wordt willekeurig gekozen, groot 5 minuten.

Uitgangspunt van de schutcapaciteitsberekening is dat één schip de eerste kolk binnenvaart en omhoog wordt geschut naar het bovenpand. Tijdens het schutten in de verschillende kolken blijft dit schip het enige in de hele koppelsluis. Nadat dit schip het bovenpand bereikt, vaart een tweede schip vanuit het bovenpand de sluis binnen. Het derde schip vaart dus pas de koppelsluis binnen als het tweede schip de koppelsluis verlaat en het benedenpand opvaart. Dit gaat gedurende de volledige bedrijfstijd van de koppelsluis door. Het begrip schip in deze alinea kan ook een verzameling schepen, die te samen in een kolk passeren, inhouden. Het gevolg is dus dat de schepen n maal een kolkomzetting moeten wachten van het voorafgaande schip voordat een schip in tegengestelde richting de sluis kan binnenvaren. Figuur 4.5 laat dit op schematische wijze zien. De bedieningstijden met de daaruit volgende schutcapaciteit staan vermeld in tabel 4.3.

Tabel 4.4

Schutduur, schutcapaciteit en op-afvaartijd van variant 4, een dubbele koppelsluis, als functie van het aantal kolken. Berekening volgens paragraaf 3.6.3.

Aantal kolken n	Bedienings-tijd per kolk	Schutduur ivm. capaciteitsberekening	Op-afvaartijd koppelsluis	Schutcapaciteit per richting	Scutcapaciteit in totaal
-	min	min	min	10 ⁶ ton/jr	10 ⁶ ton/jr
1	2	3	4	5	6
2	23,0	63,27	63,27	5,33	10,65
3	17,0	51,27	73,27	6,57	13,14
4	14,0	45,27	83,27	7,44	14,88
5	12,0	41,27	92,27	8,07	16,14
6	11,0	39,27	103,27	8,58	17,16
7	10,0	37,27	112,27	9,04	18,08

4.2.3 De schutcapaciteit van variant 4

In deze variant is per richting een koppelsluis beschikbaar zodat per richting éénrichtingsverkeer mogelijk is. De schutduur gebruikt in de schutcapaciteitsberekening wordt bepaald door het tijdstip waarop het laatste schip van de voorafgaande schutting de wachtplaats heeft verlaten en het tijdstip waarop het eerste schip de wachtplaats verlaat om de sluis binnen te varen om gebruik te maken van de komende sluiskolkschutting.

Deze tijd is gelijk aan twee maal de bedieningstijd van de kolk plus de verlegtijd van de schepen.

In paragraaf 4.2.2 is deze verlegtijd reeds op 5 min gesteld. Het gevolg is dat voor een koppelsluis met meer dan twee kolken de op en afvaartijd van de koppelsluis niet gelijk is aan de schutduur. Dit omdat een schip n maal een kolkomzetting ondergaat voordat het schip de koppelsluis kan verlaten. Dit terwijl de schutduur slechts twee kolkomzettingen in beslag neemt. Dit houdt dus in dat meer dan één kolk met schepen bezet is. Figuur 4.6 laat dit op schematische wijze zien. In tabel 4.4 zijn de waarden van de schutduur, schutcapaciteit en de op en afvaartijden van de koppelsluis vermeld als functie van het aantal kolken per koppelsluis.

4.3 Schutwaterverlies van de verschillende varianten

Het waterverlies per schutting per sluis kan een grote post op de exploitatie rekening worden als dit waterverlies vanuit het benedenpand in het bovenpand teruggepompt moet worden. Dooral de pompenergie kost veel geld. In het Kanaal van het Centrum moet het water vanaf peil 48.00 m omhoog naar peil 121.15 m gepompt worden omdat er geen natuurlijke wateraanvoer is op het bovenpand van het kanaal. Wordt voor het overwinnen van het hoogteverschil van 73.15 m slechts één sluiscolk gebruikt, dan is het waterverlies per schutcyclus ongeveer $75 \times 10^3 \text{ m}^3$. De kolk oppervlakte is $85 \times 12 \text{ m}^2$. Het water verlaat de kolk aan de benedenpand zijde en bij vulling van de kolk wordt het water aan het bovenpand onttrokken. Het energieverbruik per schutcyclus is op de volgende wijze geschat. De pomparbeid is in totaal:

$$A = \eta \cdot V \cdot \gamma_w \cdot g \cdot h$$

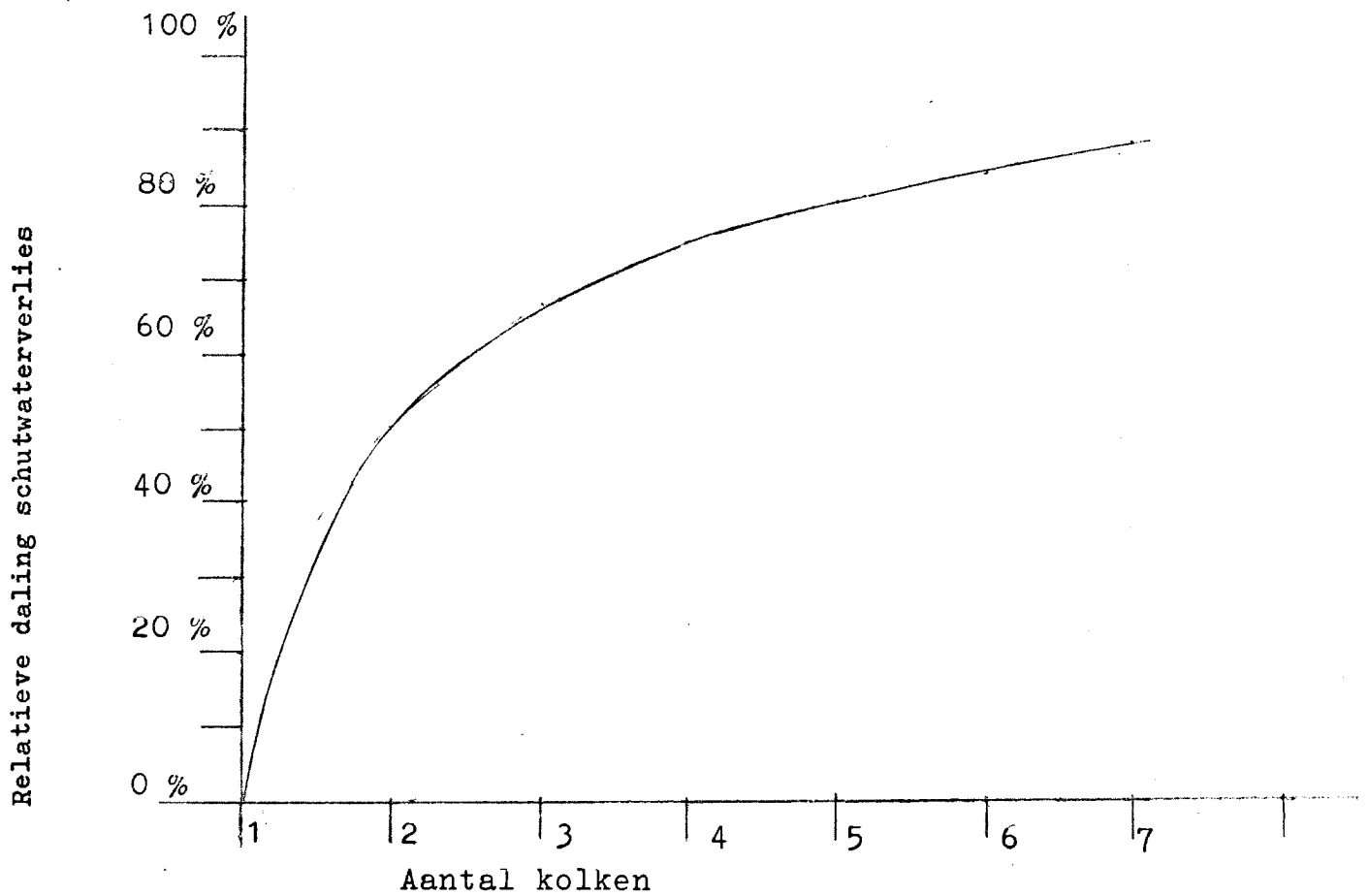
met A = pomparbeid
 V = volume kolk $\approx 75 \times 10^3 \text{ m}^3$
 γ_w = soortelijke massa water $\approx 10^3 \text{ kg/m}^3$
 g = zwaartekracht versnelling $\approx 10 \text{ m/s}^2$
 h = geschatte manometrische opvoerhoogte $\approx 75 \text{ m}$
 η = correctiefactor voor de verliezen $\approx 1,2$
De correctiefactor omvat pompverlies, leidingverliezen en intree en uittree verliezen van het water. De waarde is een schatting.

Substitutie geeft voor de pomparbeid $67,5 \times 10^9 \text{ J}$ of $18,75 \times 10^3 \text{ Kwh}$. Het aantal cycli per jaar ten gevolge van het huidige vervoer van 1,5 miljoen lading door het Kanaal van het Centrum kan berekend worden. Uitgangspunt is wel dat de vloot die door het vergrote kanaal vaart een frequentieverdeling heeft gelijk aan de standaardfrequentie van de laadvermogenklassen zoals deze is weergegeven in de tabel 3.7. Het aantal schut cycli is nu gelijk aan:

$$\text{Schutcycli} = \frac{\text{Vervoerde lading}}{2} \times \beta \times \lambda \times \frac{\text{capaciteit per schutting}}{\text{schutting}}$$

Met de vervoerde lading is $1,5 \times 10^6 \text{ ton}$, tabel 2.2 kolom 3. De beladingsgraad is 0,8, tabel 3.3 kolom 9. De verhouding λ geladen-totaal aantal schepen is 0,6, tabel 3.3 kolom 8. Uit tabel 2.2 kolom 4 blijkt dat bij een vervoer van 1,5 miljoen ton lading het gemiddelde laadvermogen per schip ongeveer 330 ton bedraagt. De schutcapaciteit per schutting kan nu benaderd worden door lineaire interpolatie in tabel 3.7 kolom 3. Het resultaat is dan 1114 ton laadvermogen per schutting. Substitutie van de verschillende waarden geeft dan 1403 schutcycli per jaar als minimum aantal.

Het aantal schutcycli van 1403 komt overeen met een energieverbruik van $1403 \times 18,75 \times 10^3 = 26,3 \times 10^6$ Kwh per jaar voor het terugpompen van het water van uit het benedenpand naar het bovenpand. Bij een geschatte Kwh prijs van f0,15 kost dit pompen ongeveer 3,9 miljoen gulden per jaar bij elektrisch aangedreven pompen. In de volgende paragrafen worden de schutwater verliezen van de verschillende varianten bepaald. De kolkoppervlakten van de gebruikte sluizen en koppelsluiskolken zijn $85 \times 12 \text{ m}^2$. Het schutwaterverlies per schutcyclus van de varianten is de hoeveelheid water die het benedenpand opstroomt vanuit het 73,15 m hoger gelegen bovenpand. Dit verlies ontstaat bij een dalwaartse schutting vanuit het 73,15 hoger gelegen bovenpand naar het benedenpand. Dit omdat de waterstand in de kolken verlaagd wordt door water op de benedenpand(en) te lozen. Tijdens een bergwaartse schutting vanuit het 73,15 m lager gelegen pand naar het bovenpand kan het voorkomen dat er geen water geloosd wordt op lager gelegen benedenpand(en). Het water verlies voor de schuttingsrichting is dan nul. De daling van het waterverlies van de verschillende varianten wordt gerelateerd aan een kolkoppervlak van $85 \times 12 \text{ m}^2$ met een hoogteverschil van 73,15 m over de kolk. De inhoud van deze kolk is $75 \times 10^3 \text{ m}^3$.



Figuur 4.4 Relatieve daling van het schutwaterverlies als functie van het aantal kolken (n) waarmee het hoogteverschil van 73.15 m wordt overwonnen.

4.3.1 Schutwaterverlies van de varianten 1 en 2

Het hoogte verschil van 73,15 m wordt door middel van meer dan één sluis overwonnen. Het waterverlies per schutting per sluis is gelijk aan kolkoppervlakte maal het hoogteverschil van de sluis. Bij gelijke grootte van de kolken is het schutwaterverlies voor een combinatie van schepen die te samen een kolkvulling vormen gelijk aan $V \times 1/n$. Met V wordt het volume van de kolk met een hoogteverschil van 73,15 m bedoeld en met n de toename van het aantal kolken waarmee het hoogteverschil van 73,15 m wordt overwonnen. Het waterverlies treedt op bij een dalwaartse schutting terwijl het waterverlies bij een bergwaartse schutting gelijk aan nul is.

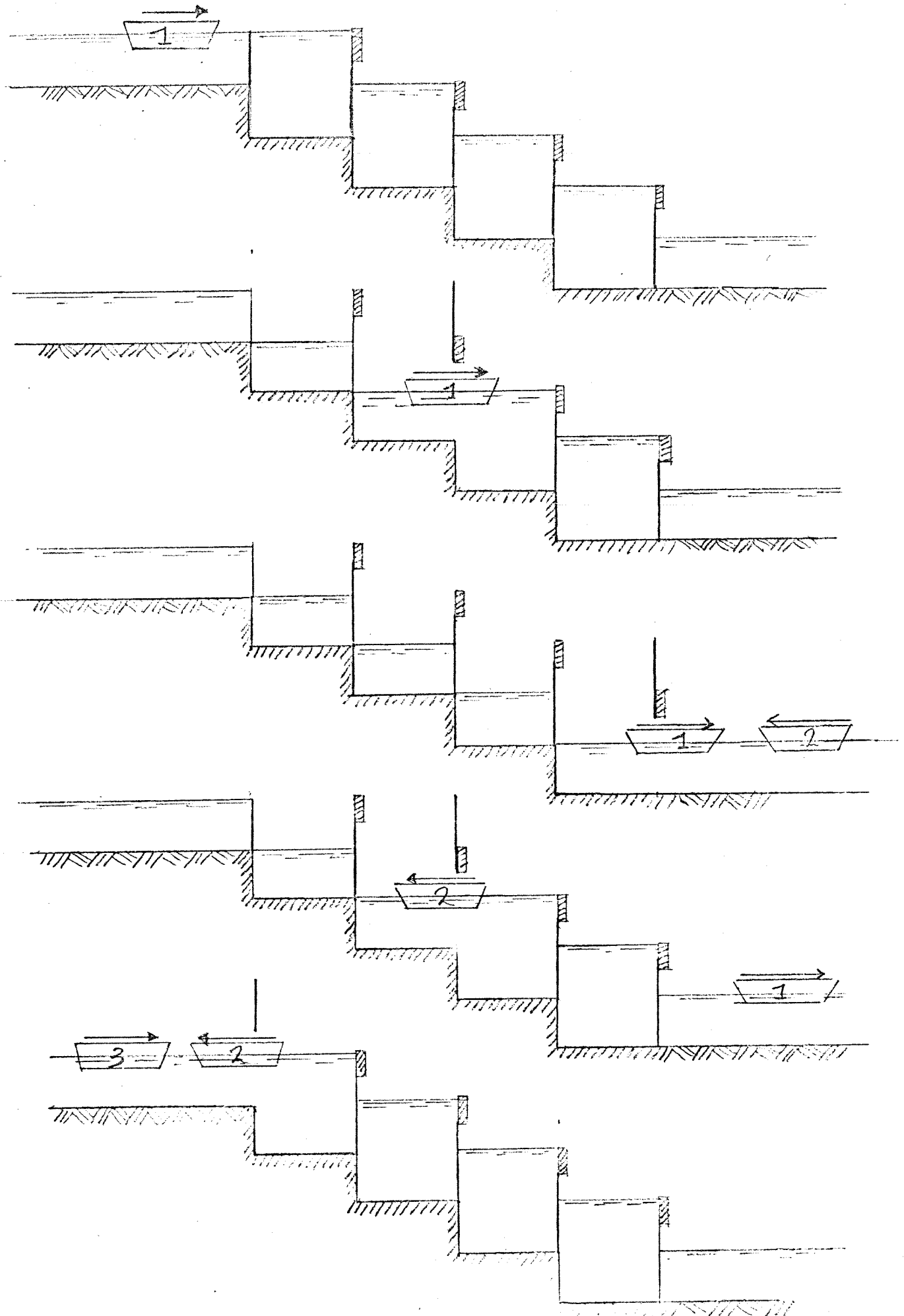
De relatieve daling van het schutwater verlies per schutcyclus van de sluizentrap in zijn geheel als functie van het aantal kolken is weergegeven in figuur 4.4. De vergelijking van de curve van figuur 4.4 is $(1-1/n) \times 100 \%$. Hieruit volgt ook dat het schutwaterverlies $75 \times 10^3 \text{ m}^3$ is en wordt kortweg met V aangeduid. Uit paragraaf 4.3 blijkt dat het terugpompen van deze hoeveelheid water, $75 \times 10^3 \text{ m}^3$, vanuit het benedenpand naar het 73,15 m hoger gelegen bovenpand $67,5 \times 10^9 \text{ J}$ energie kost.

Nu kan eenvoudig het energieverbruik van variant 1 berekend worden. De opvoerhoogte blijft gelijk aan 73,15 m voor het schutwaterverlies van de variant 1. Echter het schutwaterverlies van de variant 1 daalt bij toename van het aantal kolken gelijk de curve van figuur 4.4. Deze curve heeft de vergelijking $(1-1/n) V$. Het is duidelijk dat het pompenergieverbruik van variant 1 dan ook volgens deze curve daalt. Het pompenergieverbruik is dan gelijk aan $(1-1/n) \times 67,5 \times 10^9 \text{ J}$. In tabel 4.5 zijn de dalingen van het schutwaterverlies en het pompenergieverbruik als functie van het aantal kolken n weergegeven.

Tabel 4.5

Pomp energieverbruik en schutwaterverlies van variant 1 als functie van het aantal sluisgolven.

Aantal golven n	Hoogteverschil per sluis	Relatieve daling schutwater verlies	Pomp energie verbruik variant 1
-	m	%	10 ⁹
1	2	3	4
1	73,15	100,0	67,50
2	36,60	50,0	33,75
3	24,40	33,3	22,50
4	18,30	25,0	16,88
5	14,60	20,0	13,50
6	12,20	16,7	11,25
7	10,45	14,3	9,64

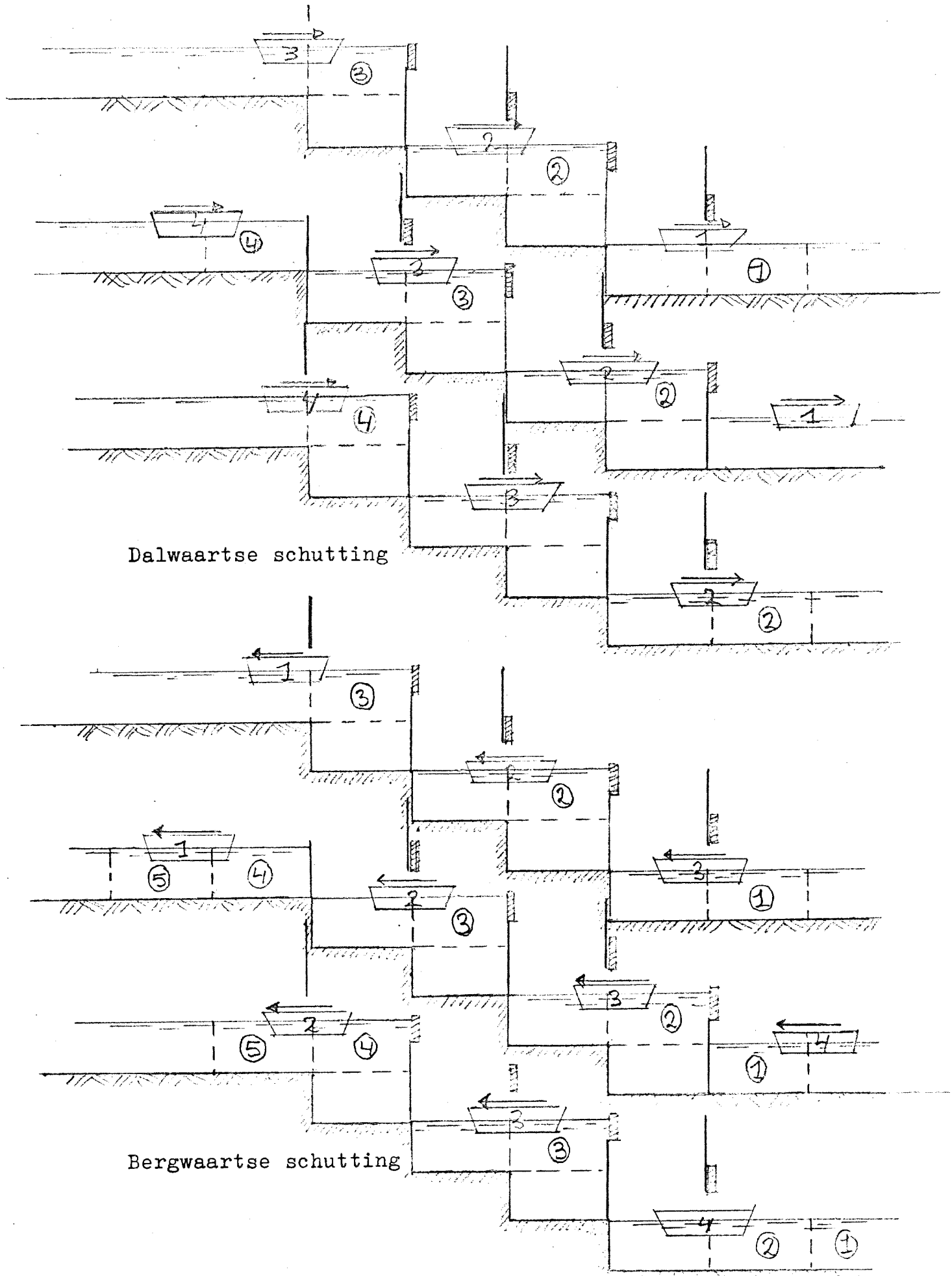


Figuur 4.5 Verschillende stadia in het schutproces van een enkelvoudige koppelsluis met vier kolken.

4.3.2 Schutwaterverlies van variant 3

Het schutwaterverlies van een enkelvoudige koppel-sluis is gelijk aan het volume V van de sluis-kolk die in één keer het hoogteverschil van 73,15 m overwint. In figuur 4.5 is dit duidelijk gemaakt. Als uitgangstoestand zijn alle kolken gevuld tot hun hoogste stand. Een schip vaart nu van links naar rechts en vaart dus dalwaarts. Dit schip kan alleen het benedenpand bereiken als alle kolken geleegd zijn. Het schutwaterverlies is dan $V \times 1/n \times n = V$, dit is $75 \times 10^3 \text{ m}^3$ water.

Een schip dat nu bergwaarts vaart kan alleen het bovenpand bereiken als alle kolken weer gevuld worden met water. De aanvulling vindt plaats vanuit het bovenpand. Er stroomt geen water vanuit de koppel-sluis het benedenpand op, zodat het schutwaterverlies van de sluis voor een bergwaartse schutting gelijk is aan nul. Schutwaterverlies treedt alleen op voor dalwaartse schuttingen als na iedere dalwaartse schutting een schip omhoog geschut wordt. Deze berekening van het schutwaterverlies is gebaseerd op de zelfde aanname als van de schutcapaciteitsberekening van paragraaf 4.2.2. Namelijk na elke dalwaartse schutting wordt een schip bergwaarts geschut, waarna een schip weer dalwaarts wordt geschut enz. Tijdens het schutten is dan slechts één kolk gevuld met schepen.



Figuur 4.6 Verschillende stadia in het schutproces van een richtingsverkeer door een enkelvoudige koppelsluis.

4.3.3 Schutwaterverlies van variant 4

In deze variant is per richting een koppelsluis beschikbaar. Het schutwaterverlies wordt dan ook per richting bepaald. In figuur 4.6 zijn drie stadia van een dalwaartse schutting weergegeven. In de figuur is te zien dat per schip of kolkvulling van schepen een volume water gelijk aan de inhoud van een kolk gelijktijdig de koppelsluis binnenstroomt als de schepen de sluiskolk binnenvaren. Dit volume aan water verlaat de koppelsluis als de schepen de laatste kolk verlaten.

Bij n kolken per koppelsluis is de inhoud van één kolk gelijk aan $V \times 1/n$. De relatieve schutwaterverlies daling van een dalwaartse schutting als functie van het aantal kolken per koppelsluis met een totaal hoogteverschil over de sluis van 73,15 m is dan $100 \% \times 1/n$.

Uit figuur 4.6 blijkt dat dit ook geldt voor een bergwaartse schutting. Het schip vaart de koppelsluis binnen vanuit het benedenpand, terwijl water, gelijk aan de inhoud van de kolk, vanuit het bovenpand de koppelsluis binnenstroomt. De relatieve schutwater daling van een bergwaartse schutting als functie van het aantal kolken per koppelsluis met een totaal hoogte over de sluis van 73,15 m is dan $100 \% \times 1/n$. In figuur 4.4 is dit grafisch weergegeven.

4.3.4 Afweging van de verschillende varianten

Op basis van de schutcapaciteit en het waterverlies van de verschillende varianten wordt een keus gemaakt voor de sluisoplossing van het overwinnen van 73,15 m hoogte verschil in het Kanaal van het Centrum. Het schutwaterverlies van variant 3 is onafhankelijk van het aantal kolken en is groot $75 \times 10^3 \text{ m}^3$. Dit terwijl bij andere varianten het schutwaterverlies afneemt bij toename van het aantal kolken of stappen waarmee het hoogte verschil wordt overwonnen.

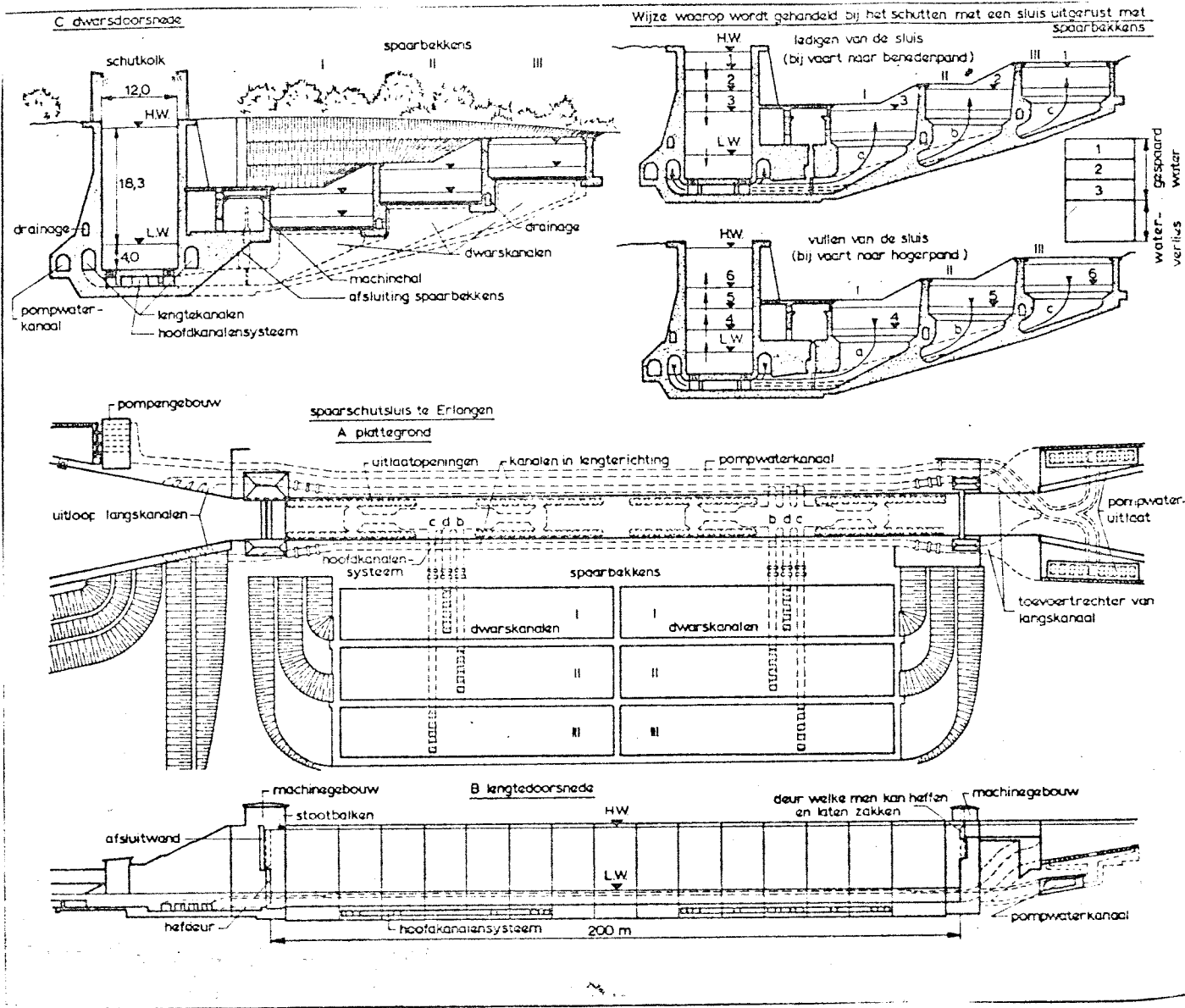
De eis van een minimale schutcapaciteit van 7,5 miljoen ton laadvermogen bij 120 bedrijfsuren per week wordt niet gehaald door variant 3. Dit blijkt uit tabel 4.3 kolom 5. Door deze geringe schutcapaciteit gepaard gaande met een groot schutwaterverlies per schutcyclus is deze variant ongeschikt als oplossing voor het overwinnen van het hoogteverschil in het kanaal.

Variant 2 is een verdubbeling van variant 1 en ontstaat in de praktijk vaak als de capaciteit van variant 1 onvoldoende geworden is zodat verdubbeling van de schutcapaciteit noodzakelijk is geworden. Uit tabel 4.2 blijkt dat voor $n \geq 2$ de schutcapaciteit van variant 4 al voldoende is. De verdubbeling van de schutcapaciteit is dus niet noodzakelijk zodat variant 2 afvalt. De schutcapaciteit van variant 4 is voor $n \geq 1$ reeds ruim voldoende.

Voor de berekening van schutwaterverliezen is uitgegaan van de aannames voor de schutcapaciteitsberekening. Van belang is de aanname van paragraaf 3.6. Namelijk dat per richting altijd voldoende scheepsaanbod is voor een schutting. Tevens is het vervoer en de vlootsamenstelling per richting gemiddeld gelijk. Dit maakt het mogelijk het schutwaterverlies van variant 1 en 4 met elkaar te vergelijken voor een bepaalde hoeveelheid lading die de sluisen passeert. Uitgangspunt voor de vergelijkingen van de grootte van het waterverlies van de varianten 1 en 4 is het waterverlies dat optreedt als een schip vanuit het benedenpand het 73,15 m hoger gelegen bovenpand bereikt en dan weer afdaalt naar het benedenpand. Tijdens het passeren van dit schip door de sluisen is normaal verkeer door de sluisen dat voldoet aan de aannames van deze paragraaf, aanwezig.

Het schutwaterverlies bij variant 1 bij een bergwaartse schutting is gelijk aan nul. Het schutwaterverlies bij een dalwaartse schutting is gelijk aan $1/n \times V \text{ m}^3$ volgens paragraaf 4.3.1. Het totale schutwaterverlies van variant 1 is dan gelijk aan $1/n \times V \text{ m}^3$. Het schutwaterverlies van variant 4 bij een bergwaartse schutting is gelijk aan $1/n \times V \text{ m}^3$. Het schutwaterverlies bij een dalwaartse schutting is gelijk aan $1/n \times V \text{ m}^3$ zoals uit paragraaf 4.3.3 blijkt. Het totale verlies van variant 4 is dus gelijk aan $2/n \times V \text{ m}^3$ en twee maal zo groot als die van variant 1.

Een vergelijking van het aantal sluisgolven levert op dat variant 2 twee maal zoveel golven omvat als variant 1 als het hoogteverschil in de beide varianten over de golven gelijk is. Tevens is dan het schut waterverlies van variant 4 twee maal zo groot als dat van variant 1. Uit tabel 4.2 kolom 5 blijkt dat voor $n \geq 2$ de schutcapaciteit van variant 1 voldoende groot is. Op basis hiervan wordt variant 1 gekozen als rangschikking van de sluisgolven van de sluisoplossing.



Figuur 4.7 Spaarsluis uitgerust met drie open spaar-bekkens.

4.4 Beperking van het schutwaterverlies en pompenegie- verbruik per schutsluis.

In paragraaf 4.3 is gesteld dat het overwinnen van het hoogteverschil met meer dan één sluis moet gebeuren. Het resultaat is dan een sluizen trap met n schutsluizen zoals weergegeven in figuur 4.2. Met het toenemen van het aantal sluisen neemt het schutwaterverlies af. Een oplossing met een beperkt aantal sluisen houdt in dat de sluisen een vrij groot hoogteverschil, zeg groter dan 10 m bezitten met de daarbij behorende grote schutwaterverliezen per schutcyclus.

Het is daarom interessant het schutwaterverlies per schutcyclus te beperken. Hierdoor vermindert ook het verbruik aan pompenegie. Daarnaast kan men onderzoeken of er mogelijkheden zijn voor vermindering van het verbruik van pompenegie. Dit wordt in de volgende paragrafen uitgevoerd. Het kosten aspect van deze oplossingen wordt behandeld in paragraaf 4.4.4.

4.4.1 Sluisen uitgerust met open spaarbekkens

Sluisen met een groot hoogteverschil kunnen worden uitgerust met één of meer spaarbekkens. In de open spaarbekkens wordt het water van de schutkolk tijdelijk opgeslagen als de waterspiegel in de kolk verlaagd wordt. Tijdens het vullen van de kolk wordt het water van uit de spaarbekkens de kolk weer ingeleid zoals figuur 4.7 laat zien.

De aan en afvoer van water vanuit de spaarbekkens gebeurt op de volgende wijze. In de kolkvloer bevinden zich openingen die in verbinding staan met een langskanaal. Dit langskanaal is uitgespaard in de kolkwand. De langskanalen staan via zijkanalen en schuivenhuis in verbinding met de spaarbekkens. Het regelen van het omzetten van de kolk, dat onder invloed van de zwaartekracht plaatsvindt, gebeurt m.b.v. de schuiven van het schuivenhuis.

Tijdens het legen van de kolk vult men eerst het hoogst gelegen spaarbekken. Daarna het een na hoogst gelegen spaarbekken enz. Nadat het laagst gelegen spaarbekken gevuld is met water wordt het resterende water in de sluis kolk geloosd op het benedenpand. Dit is het schutwaterverlies tijdens een dalwaartse schutting.

Tijdens het vullen van de kolk laat men water van het laagst gelegen spaarbekken de kolk instromen. Daarna stroom het een na laagst gelegen spaarbekken leeg enz. Nadat het hoogst gelegen spaarbekken leeg is wordt water aan het bovenpand onttrokken. Hierdoor kan de waterspiegel op het zelfde peil gebracht worden als dat van het bovenpand. Dit is nog geen waterverlies voor het bovenpand omdat dit water het benedenpand niet bereikt heeft.

Tabel 4.6

Besparing van schutwater van een sluis met een hoogteverschil van 24,4 m als functie van het aantal spaarbekkens (s)

Aantal spaar- bekkens	Hoogte vulling spaar- bekkens	v = 1		v = 2		
		Waterbe- sparing	Waterbe- sparing aandeel kolk in- houd	Hoogte vulling spaar- bekkens	Waterbe- sparing	Waterbe- sparing aandeel kolk in- houd
s	y	E	%	y	E	%
-	m	m	%	m	m	%
1	2	3	4	5	6	7
1	8,03	8,03	32,9	4,82	9,64	39,5
2	6,03	12,06	49,4	3,44	13,76	56,4
3	4,82	14,46	59,3	2,68	16,08	65,9
4	4,02	16,08	65,9	2,19	17,52	71,8
5	3,44	17,20	70,5	1,85	18,50	75,8
6	3,01	18,06	74,0	1,61	19,32	79,2
7	2,68	18,76	76,9	1,42	19,88	81,5

In Duitsland zijn enkele sluizen volgens dit systeem gebouwd. Onder andere de sluis nabij Ulzen in het Elbe-Seiten kanaal, hoogte verschil 23 m, en de sluis nabij Erlangen, weergegeven in figuur 4.7, in het Main-Donau kanaal. Beide sluizen zijn uitgerust met drie open spaarbekkens.

De Duitsers hanteren voor het berekenen van de waterbesparing van een schutsluis uitgerust met open spaarbekkens de onderstaande vergelijkingen. Zij zijn ontleend aan het boek Wasserstraßen und Häfen van H.Press (21)

$$E = s \times v \times y \text{ of } y = E / (s \times v)$$

$$y = (H - 2e - E) / (v + 1)$$

met H = hoogteverschil over de sluis in meters
E = waterbesparing in meters
s = aantal open spaarbekkens per sluis
 $v = \frac{\text{oppervlakte sluiskolk}}{\text{oppervlakte spaarbekken}} \quad 0,5 < v < 2,5$
y = vulhoogte spaarbekkens in meters, bij gelijke grootte van de spaarbekkens
e = waterspiegelverschil tussen de sluiskolk en de spaarbekkens afhankelijk van de omzettijd van de kolk 0,1 à 0,2 aangenomen 0,15 m.

Het berekenen van de waterbesparing per schutsluis begint met het vaststellen van de waarden van enkele bovengenoemde variabelen. Voor de hoogte H wordt een hoogteverschil van 24,4 m over de schutkolk genomen. Dit betekent dat het hoogteverschil in het kanaal met behulp van drie sluizen wordt overwonnen. Het aantal spaarbekkens s wordt gevarieerd van 1 tot en met het willekeurig gekozen getal 7. Voor de waarde wordt zowel 1 als 2 ingevuld. Uit de literatuur blijkt dat de oppervlakte van ieder spaarbekken bijna altijd gelijk aan de oppervlakte van de schutkolk wordt gekozen., zodat dus 1 is. De variabele e heeft de waarde 0,15 gekregen.

Gelijkstelling van de twee vergelijkingen en substitutie van de bekende waarden levert de schutwater besparing E in meters op. Het quotiënt $100 \times E / H$ levert de schutwaterbesparing in procenten op. Met de waarde van E kan nu de vulhoogte van de spaarbekkens berekend worden door substitutie van E in de eerste vergelijking. Voor een schutsluis met een hoogte van 24,4 m is de waterbesparing als functie van het aantal open spaarbekkens (s) per schutcyclus weergegeven in tabel 4.6.

De toename van de waterbesparing neemt sterk af als het aantal spaarbekkens groter wordt dan drie zoals tabel 4.6, kolommen 4 en 7 laat zien.

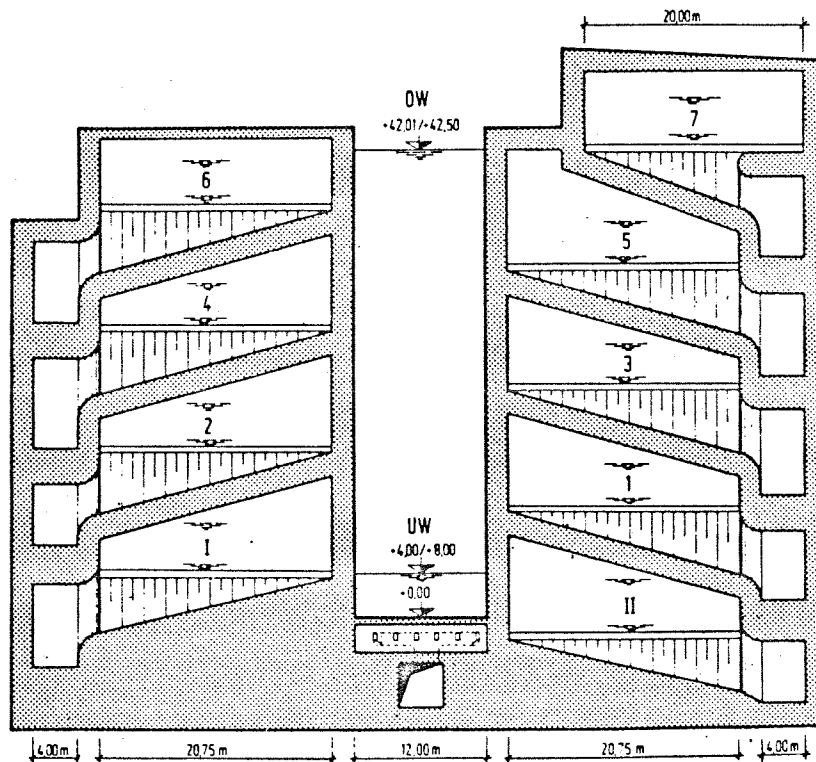
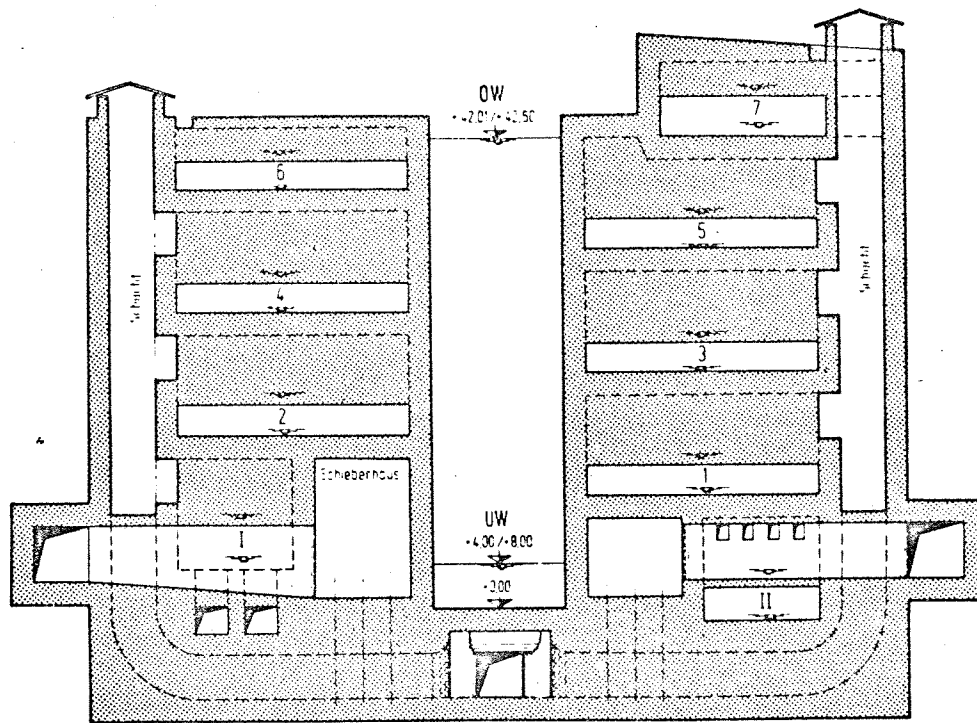


Fig. 16-a)

Coupe transversale du modèle d'une écluse à Lüneburg. - Modèle hydraulique d'une écluse d'épargne à Lüneburg.
Coupe transversale en travers du bassin d'épargne.

Fig. 16-b).

Coupe transversale du modèle d'une écluse à Lüneburg. - Modèle hydraulique d'une écluse d'épargne à Lüneburg.
Coupe transversale à travers le bassin d'épargne. - Chenaux d'accès.

Figuur 4.8 Ontwerp van een spaarsluis met gesloten spaar-
bekkens.

In de praktijk blijkt dat het aantal spaarbekkens beperkt blijft tot maximaal drie. Voorbeelden zijn de schutsluizen in het Rijn-Donau kanaal en het Elbe-Seiten kanaal. Zij zijn uitgerust met maximaal drie open spaarbekkens.

Naast open spaarbekkens kunnen ook gesloten spaarbekkens worden toegepast. Figuur 4.8 geeft een spaarsluis met 7 gesloten spaarkamers weer. Het betreft hier een ontwerp dat alleen in het laboratorium is getest. Het heeft een hoogteverschil van 38 m en is ontworpen als alternatief voor de gebouwde dubbele scheepslift van Luneburg. De waterbesparing is op 71,4 % berekend.

Uitgaande van drie open spaarbekkens per sluis en de berekende pompenergie verbruik van een sluis met hoogteverschil van 73,15 m kan het energieverbruik van de sluizentrap berekend worden. Het energie verbruik van de sluis met een hoogteverschil van 73,15 m is $67,5 \times 10^9 \text{ J}$ per cyclus volgens paragraaf 4.3. De afname van het pompenergie verbruik is evenredig met de afname van het schutwaterverlies per sluis. Het aantal sluizen in de sluizentrap neemt toe van 1 tot en met 7.

Het energieverbruik van de sluizentrap wordt berekend met behulp van tabel 4.7. In de derde kolom staat de afname van het schutwaterverlies als functie van het aantal kolken. Deze kolom komt overeen met figuur 4.4. In kolom 4 is de afname van het schutwaterverlies weergegeven per sluis als deze sluis wordt uitgerust met drie open spaarbekkens. De eigenschappen van de spaarbekkens zijn $v = 1$ en $e = 0,15 \text{ m}$. Het product van kolom 3 en 4 levert de schutwaterverliesafname van de sluizentrap op als functie van het aantal sluizen, terwijl iedere sluis is uitgerust met drie open spaarbekkens.

Door kolom 5 te vermenigvuldigen met $67,5 \times 10^9 \text{ J}$ ontstaat het verbruik van pompenergie van de sluizentrap per schutcyclus

Tabel 4.7

Schutwaterverlies en pompenergie verbruik per cyclus van de sluizen- trap als functie van het aantal sluisgolven in de trap. Iedere sluis is uitgerust met drie open spaarbekkens met de eigenschap $v = 1$ en $e = 0,15$ m.

Aantal sluizen in de sluizen- trap	Hoogte verschil per sluis	Relatieve daling schutwater verlies sluizen- trap	Relatieve daling schutwater verlies per sluis door spaar- bekken	Relatieve daling schutwater verlies sluizen- trap	Pomp ener- gie ver- bruik sluizen- trap per cyclus
-	m	%	%	%	10^9 J
1	2	3	4	5	6
1	73,15	100,0	40,2	40,2	27,14
2	36,60	50,0	40,2	20,1	13,57
3	24,40	33,3	40,7	13,4	9,05
4	18,30	25,0	41,0	10,2	6,89
5	14,60	20,0	41,2	8,2	5,44
6	12,20	16,7	41,5	6,9	4,66
7	10,45	14,3	41,7	6,0	4,05

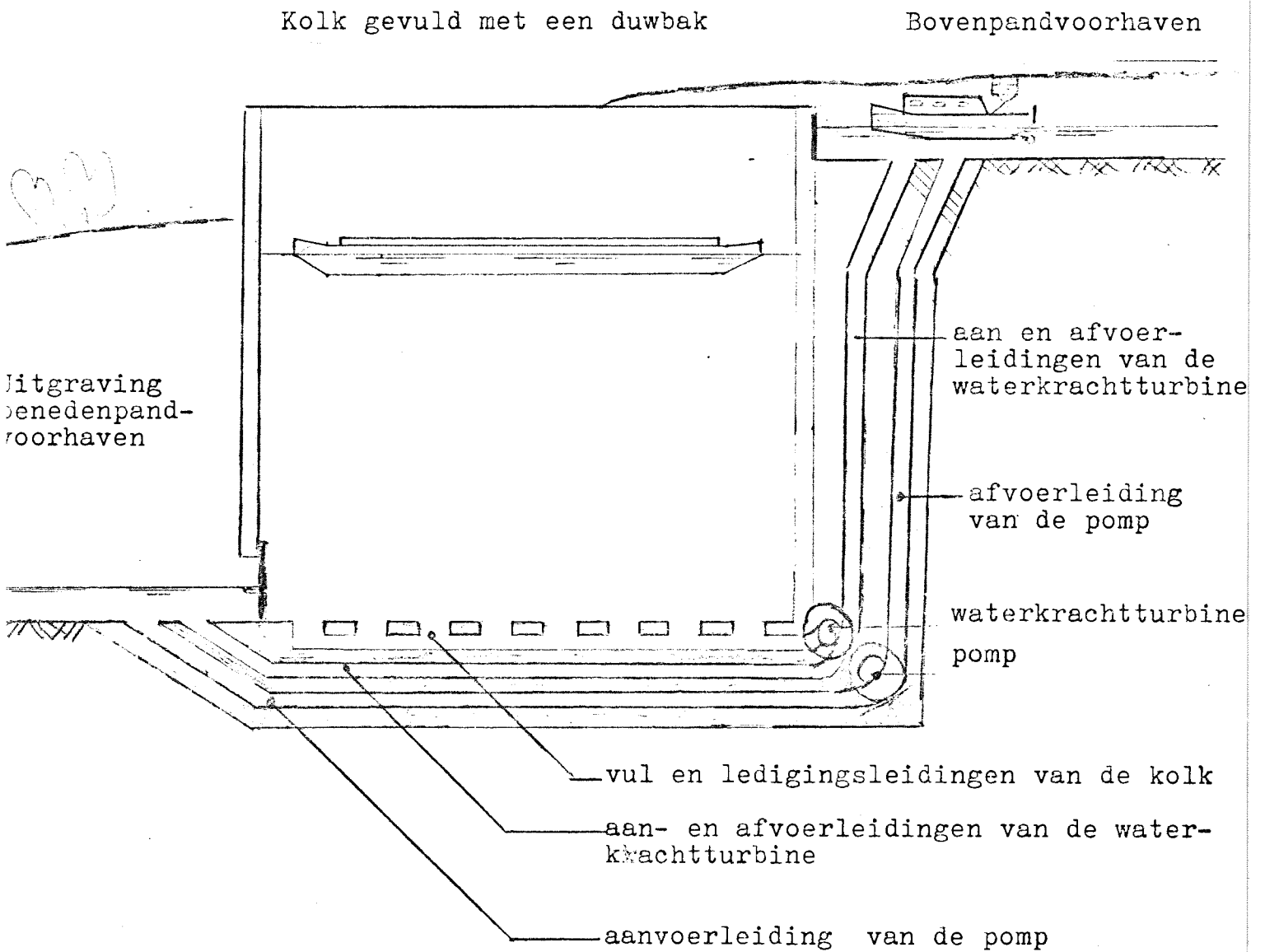
4.4.2 Sluizen met energiewinning uit stromend water

Uitgangspunt van deze sluisuitvoering is dat met het in en uitstromend schutwater van de kolk energie wordt opgewekt. Deze opgewekte energie wordt gebruikt voor het terugpompen van water uit het benedenpand naar het bovenpand. Hoerdoor wordt getracht het pomp-energieverbruik te verminderen. Dit heeft als gunstig gevolg een lagere rekening voor het energieverbruik waardoor de exploitatie kosten van de sluis kunnen dalen.

In figuur 4.9 is op schematische wijze het idee weergegeven. Het wegstromende water tijdens een dalwaartse schutting van de kolk wordt over een waterkrachtturbine geleid voordat het wegstroomt op het benedenpand. De waterkrachtturbine wekt dan stroom op met behulp van het wegstromende water. Deze energie wordt direct geleverd aan een pomp. Deze pomp pompt het water van uit het benedenpand terug naar het bovenpand. Tijdens een bergwaartse schutting van de kolk stroomt het water van uit het bovenpand over de waterkrachtturbine de kolk binnen. Met de opgewekte energie wordt dan ook water vanuit het benedenpand in het bovenpand gepompt.

De energie inhoud van de kolk bij een dalwaartse schutting is de potentiële energie ten opzichte van het benedenpandpeil. Deze is slechts de helft van de toename van de potentiële energie van een hoeveelheid water gelijk aan een kolkinhoud die vanuit het benedenpand omhoog naar het bovenpand wordt gepompt. Dit komt omdat de gemiddelde daling van de massa van het water dat uit de kolk stroomt, de helft is van het hoogteverschil van de sluiskolk. De opvoerhoogte is echter gelijk aan het hoogteverschil van de sluiskolk en blijft constant.

De energie inhoud van de kolk bij een bergwaartse schutting is de potentiële energie afname ten opzichte van het bovenpand peil. Deze is gelijk aan de helft van de afname van de potentiële energie van een hoeveelheid water gelijk een kolkinhoud die van uit het bovenpand het benedenpand instroomt. Per schutcyclus kan dan een energie hoeveelheid worden opgewekt gelijk aan de hoeveelheid energie die nodig is voor het terugpompen van het water dat vanuit de kolk het benedenpand opstroomt tijdens een dalwaartse schutting. Dit is dan theoretisch de wet van behoud van energie. Dit kan alleen optrecen bij afwezigheid van wrijvingsverliezen en 100 % rendement bij het omzetten van de energie van bijvoorbeeld stromend water in elektrisch energie in de waterkrachtturbine. De besparing op het energieverbruik wordt nu berekend. Het hoogteverschil over de waterkrachtturbine neemt af doordat de waterspiegel in de kolk verandert tijdens het stromen van het water. Dit zowel bij dalwaartse als bij bergwaartse schuttingen. Voor het functioneren van de waterkrachtturbine is een geschat minimum hoogteverschil van 10 m noodzakelijk.



Figuur 4.9 Schutsluis met voorzieningen voor het winnen van energie uit stromend schutwater.

Bij een kleiner hoogteverschil dan 10 m wordt de turbine stilgezet. Daarnaast moeten de energieverliezen meegenomen worden die ontstaan in de aan en afvoerleidingen van de waterkraachtturbine. Deze verliezen treden ook op in de aan en afvoerleidingen van de pomp. In de waterkrachtturbine en in de pomp treden omzetverliezen op bij het omzetten van energie van het stromende water in elektrische energie en omgekeerd. De energie inhoud van de kolk die door de turbine omgezet kan worden in elektrische energie is gelijk aan:

$$E_{\text{kolk}} = A \cdot \gamma_w \cdot g \cdot \left(\int_0^H h \, dh - \int_0^{H_t} h \, dh \right) \cdot \eta_t$$

met $A =$ oppervlakte kolk $\approx 85 \times 12 \text{ m}^2$
 $\gamma_w =$ soortelijke massa van water $\approx 10^3 \text{ kg/m}^3$
 $g =$ zwaartekrachtversnelling $\approx 10 \text{ m/s}^2$
 $H =$ hoogteverschil van de sluiskolk in meters
 $h =$ hoogteverschil over de turbine in meters
 $H_t =$ minimaal benodigde hoogteverschil over de turbine $\approx 10 \text{ m}$
 $\eta_t =$ correctiefactor voor de verliezen van de turbine en de leidingen, geschat op 0,8

De hoeveelheid water die per schutting door de opgewekte energie vanuit het benedenpand in het bovenpand teruggepompt kan worden is gelijk aan:

$$V_{\text{pomp}} = \gamma_w^{-1} \cdot \eta_p^{-1} \cdot E_{\text{kolk}}$$

met $\gamma_w =$ soortelijke massa van water $\approx 10^3 \text{ kg/m}^3$
 $\eta_p =$ correctiefactor voor de verliezen $\approx 1,2$
ontleend aan paragraaf 4.3
 $E_{\text{kolk}} =$ hoeveelheid energie die per schutting door de waterkrachtturbine kan worden opgewekt

De variabele H in de formule voor E_{kolk} is het hoogteverschil van de sluiskolken van de sluizen. Met n sluizen in de sluizen trap en een hoogteverschil van 73,15 m over de sluizen trap is H gelijk aan $73,15/n$ m. In tabel 4.8 kolom 3 is E_{kolk} berekend voor verschillende waarden van H . Door het uitvoeren van de integratie en substitutie in de vergelijking van E_{kolk} wordt kolom 3 berekend.

Tabel 4.8

Schutwaterverlies en pompenergieverbruik van de sluizen-
trap als functie van het aantal kolken.
Iedere sluis-
trap is voorzien van een voorziening voor het
opwekken van energie uit stromend schutwater.

Aantal sluizen in de sluizen- trap	Hoogte verschil per sluis- kolk	Opgewekte energie per sluis per schut- ting E_{kolk}	Opgewekte energie per sluis per schut- cyclus	Pompener- gie ver- bruik v.d slui- zentrap ^x	Pompener- gie ver- bruik v.d slui- zentrap ^x	Daling pomp energie ver- bruik
-	m	10^9J	10^9J	10^9J	10^9J	%
1	2	3	4	5	6	7
1	73,15	21,43	42,85	67,50	24,65	36,5
2	36,58	5,05	10,10	33,75	23,65	70,1
3	24,38	2,02	4,04	22,50	18,46	82,0
4	18,29	1,44	2,89	16,88	13,99	82,9
5	14,63	0,46	0,91	13,50	12,59	93,2
6	12,19	0,10	0,20	11,25	11,05	98,2
7	10,45	0,02	0,04	9,64	9,60	99,6

^xKolom 5 : Sluizen-
trap zonder voorzieningen voor het opwekken van
energie met behulp van stromend schutwater.

^xKolom 6 : Sluizen-
trap met voorzieningen voor het opwekken van
energie met behulp van stromend schutwater.

In het begin van deze paragraaf is reeds vermeld dat zowel bij dalwaartse als bij bergwaartse schuttingen energie wordt opgewekt, dus twee maal per schutcyclus. Door kolom 3 met een factor 2 te vermenigvuldigen ontstaat kolom 4. Deze geeft dan de hoeveelheid opgewekte energie per schutcyclus weer.

In kolom 5 is het pompenergieverbruik van de sluizen-trap weergegeven. Deze is berekend voor sluizen zonder voorzieningen voor het beperken van het schutwaterverlies of pompenergieverbruik. Kolom 5 is ontleend aan paragraaf 4.3.1 tabel 4.5 kolom 4. Door kolom 4 van kolom 5 af te trekken ontstaat kolom 6. Deze kolom 6 geeft dan het energieverbruik weer van de sluizen-trap als functie van het aantal kolken, terwijl iedere sluiskolk is uitgerust met een voorziening voor het opwekken van energie uit stromend water. Door kolom 6 op kolom 5 te delen ontstaat kolom 7. Kolom 7 geeft de relatieve daling van het pompenergieverbruik ten opzichte van de situatie zonder voorzieningen voor het opwekken van energie uit stromend schutwater weer.

Uit kolom 7 blijkt dat het rendement van deze voorziening sterk toeneemt met de toename van het hoogteverschil van de sluiskolk. Dit komt omdat de verliezen die optreden relatief kleiner worden ten opzichte van de theoretische potentiële energie inhoud van de kolk. Het grootste verlies ontstaat door de eis van een minimum hoogteverschil over de waterkrachtturbine. Bij kleine hoogteverschillen is de invloed van dit verlies erg groot. Bij een hoogte verschil van 10,45 m over de schutkolk, n is dan gelijk aan 7, bedraagt de opgewekte energie ongeveer 5 % van de potentiële energie van de kolkinhoud.

4.4.3 Kolkvulling door de kolk vanuit het benedenpand vol te pompen

Bij deze uitvoering van de schutsluis wordt tijdens het schutproces geen water onttrokken aan het bovenpand, maar alleen van het benedenpand. Het water wordt door een pomp de schutkolk uitgepompt tot een hoogte van maximaal gelijk aan het bovenpandpeil. In de kolk bevinden zich schepen tijdens het volpompen van de kolk. Door het pompen stijgt de waterspiegel in de kolk. Hierdoor stijgen de schepen mee omhoog. Nadat de waterspiegel gelijk is aan het bovenpandpeil kunnen de deuren worden geopend en de schepen hun weg vervolgen. Dit is dan een bergwaartse schutting.

Tijdens de dalwaartse schutting stroomt het water vanuit de kolk vrij weg op het benedenpand. Hierdoor ontstaat geen watertransport door de sluis van uit het bovenpand naar het benedenpand zoals bij normale schutsluizen het geval is. Het voordeel van deze uitvoering is de besparing op het energieverbruik van de pomp ten opzichte van de situatie dat het schutwaterverlies terug in het bovenpand wordt gepompt. In de laatste situatie is de opvoerhoogte constant en gelijk aan het hoogteverschil van de sluis. Bij het volpompen van de kolk neemt de opvoerhoogte van de pomp van nul toe tot het hoogteverschil van de sluis. De gemiddelde opvoerhoogte is dan gelijk aan het halve hoogteverschil van de schutsluis. In beide uitvoeringen van de sluis moet dezelfde hoeveelheid schutwater verpompt worden per schutcyclus.

Het pompenenergieverbruik tijdens een bergwaartse schutting is tevens het pompenenergieverbruik per schutcyclus en gelijk aan:

$$E_{\text{pomp}} = A \cdot \gamma_w \cdot g \cdot \left\{ \int_0^H h \, dh \right\} \cdot \eta$$

met

- A = oppervlakte kolk $\approx 85 \times 12 \text{ m}^2$
- γ_w = soortelijke massa water $\approx 10^3 \text{ kg/m}^3$
- g^w = zwaartekrachtversnelling $\approx 10 \text{ m/s}^2$
- h = opvoerhoogte van de pomp
- H = hoogteverschil over de schutkolk
- = correctiefactor voor de verliezen $\approx 1,2$
ontleend aan paragraaf 4.3

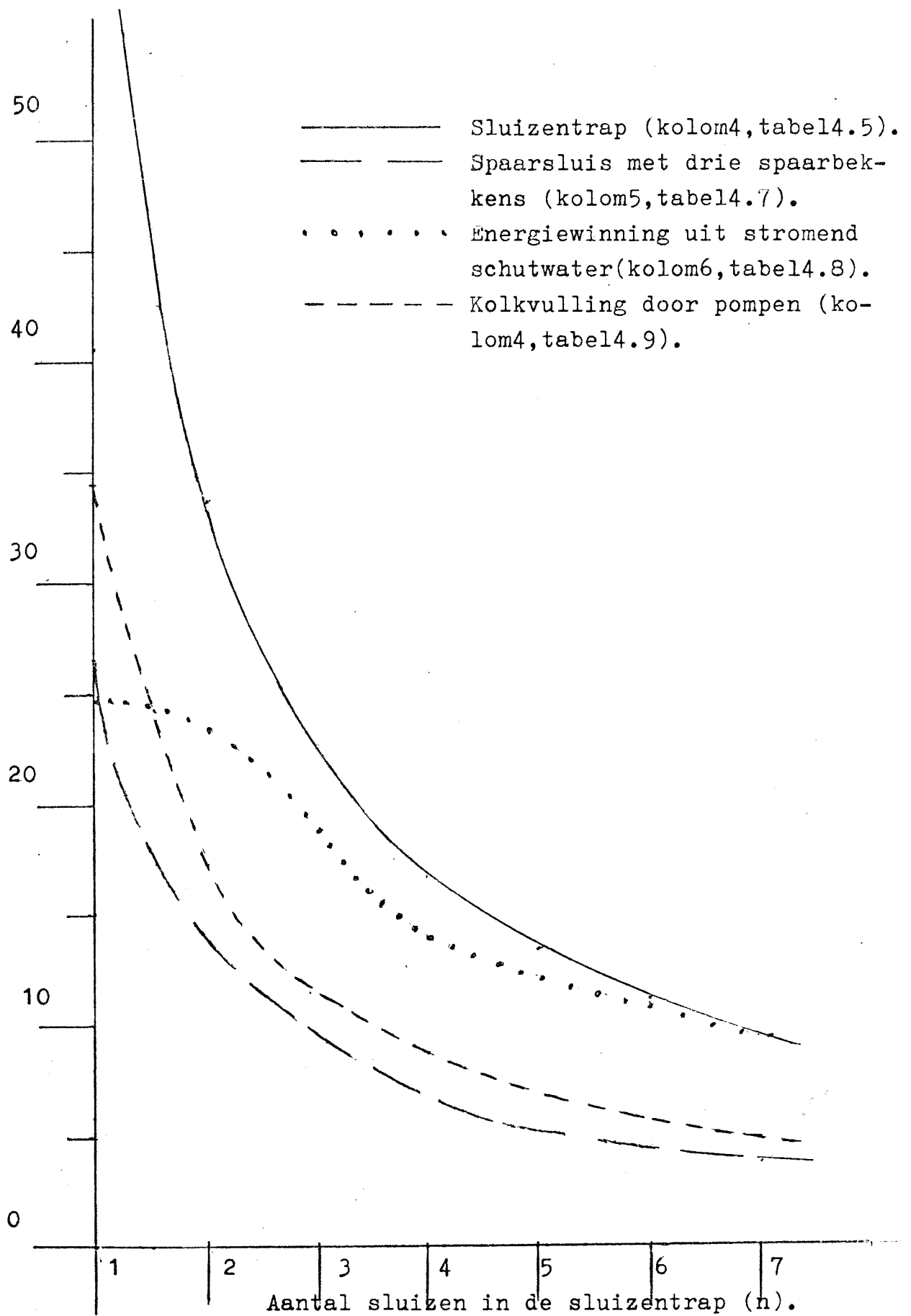
De variabele H in de formule van E_{pomp} is het hoogteverschil van de sluiskolken van de sluizen trap. Met n sluizen in de sluizen trap en een hoogteverschil van 73,15 m over de sluizen trap is H gelijk aan $73,15/n$ m. In tabel 4.9 is het pompenenergieverbruik berekend. In kolom 3 staat het energieverbruik van de kolk met een voorziening voor het volpompen van de kolk tijdens een bergwaartse schutting als functie van het hoogteverschil van de kolk.

Tabel 4.9

Pompenergieverbruik als functie van het aantal sluisen in de sluisentrap per schutcyclus. De bergwaartse schutting wordt uitgevoerd door water vanuit het benedenpand de kolk in te pompen.

Aantal sluisen in de sluisen- trap	Hoogte verschil per sluis	Pompenergie verbruik per sluis	Pompenergie verbruik van de sluisen- trap
	m	$10^9 J$	$10^9 J$
1	2	3	4
1	73,15	34,43	34,43
2	36,58	8,61	17,22
3	24,38	3,79	11,38
4	18,29	2,15	8,60
5	14,63	1,38	6,90
6	12,19	0,95	5,70
7	10,45	0,70	4,90

Deze kolom 3 wordt berekend door substitutie van de waarden van variabelen in de vergelijking en het integreren ervan. Voor de waarde H wordt de waarde van kolom 2 gesubstitueerd. Kolom 4 is het totaal pompenergieverbruik van de sluizentrap weergegeven als functie van het aantal sluizen in de sluizentrap. Het aantal sluizen in de sluizentrap is gelijk aan n of te wel kolom 1. Kolom 4 wordt dan berekend door kolom 1 met kolom 3 te vermenigvuldigen. Het resultaat van de berekening is opvallend. Met het toenemen van het aantal sluizen in de sluizentrap neemt het pompenergieverbruik af. Dit komt omdat de pompenergie afhangt van het kwadraat van het hoogteverschil van de sluis kolk. De pompenergie is gelijk aan de toename van de potentiële energie van het water dat de kolk wordt opgepompt. Dit is gelijk aan de opvoerhoogte, gemiddeld $0,5 h$, maal de hoeveelheid water, $A \times h$, zodat de toename van de potentiële energie evenredig is met $0,5 h^2$. Nu is het hoogteverschil h van de sluis kolk gelijk aan H/n meter, zodat het pompenergieverbruik per sluis evenredig is met $0,5 \times (H/n)^2$. Het pompenergieverbruik van de sluizentrap is dan evenredig met $0,5 \times (H/n)^2 \times n = 0,5 \times H^2/n$. Het gevolg is dan dat het pompenergieverbruik van de sluizentrap afneemt met het toenemen van het aantal kolken (n) in de sluizentrap.



Figuur 4.10. Energieverbruik van de sluisen in de sluizentrap.

4.4.4 Uitvoering sluizen van de sluizentrap ten aanzien van beperking schutwaterverliezen en pompenergieverbruik.

In figuur 4.10 is het energie verbruik geschetst als functie van het aantal sluizen in de sluizentrap. Uit de figuur blijkt dat voor het aantal sluiskolken met n groter dan 2 in de sluizentrap het pompenergieverbruik van een sluiskolk voorzien van drie spaarbekken het laagst is van de onderzochte methodes voor het verminderen van het schutwaterverlies en pompenergieverbruik.

Van de onderzochte gevallen, energiewinning uit stromend schutwater en kolkvulling door pompen, kan gezegd worden dat de uitvoerbaarheid wordt bepaald door het feit of de werktuigbouwkundige en elektrotechnische problemen opgelost kunnen worden. Dit is geen civieltechnisch vraagstuk. Daarom worden deze oplossingen dan ook verder buiten beschouwing gelaten. In de verdere studie wordt van nu af aan uitgegaan van een sluizentrap met n sluizen. Terwijl iedere sluis voorzien is van drie open spaarbekken. De figuren 4.7 en 4.11 laten uitvoeringen van dergelijke moderne spaarsluizen zien.

De keuze van welke systeem of voorziening wordt toegepast voor het beperken van schutwaterverliezen en energieverbruik hangt af van de grootte van de kosten besparingen. Zolang de kosten van deze voorzieningen gemiddeld per jaar lager zijn dan de kosten voor het meerverbruik van pompenergie van sluizen zonder deze voorzieningen, is het rendabel deze voorzieningen te treffen. Het uitvoeren van deze kosten-baten analyse valt ver buiten deze voorstudie.

Volstaan wordt daarom met de opmerking dat in de praktijk is gebleken dat het economisch verantwoord is sluizen uit te rusten met spaarbekken ter beperking van het schutwaterverlies. Recente uitvoeringen van spaarsluizen in het Elbe-Seiten kanaal en het Rijn-Donau kanaal wijzen in de richting van twee à drie open spaarbekken per sluiskolk als meest economische oplossing. Bijvoorbeeld de spaarsluis in figuur 4.11. Sluis Ulzen in het Elbe-Seiten kanaal. In gebruik sinds 1973.

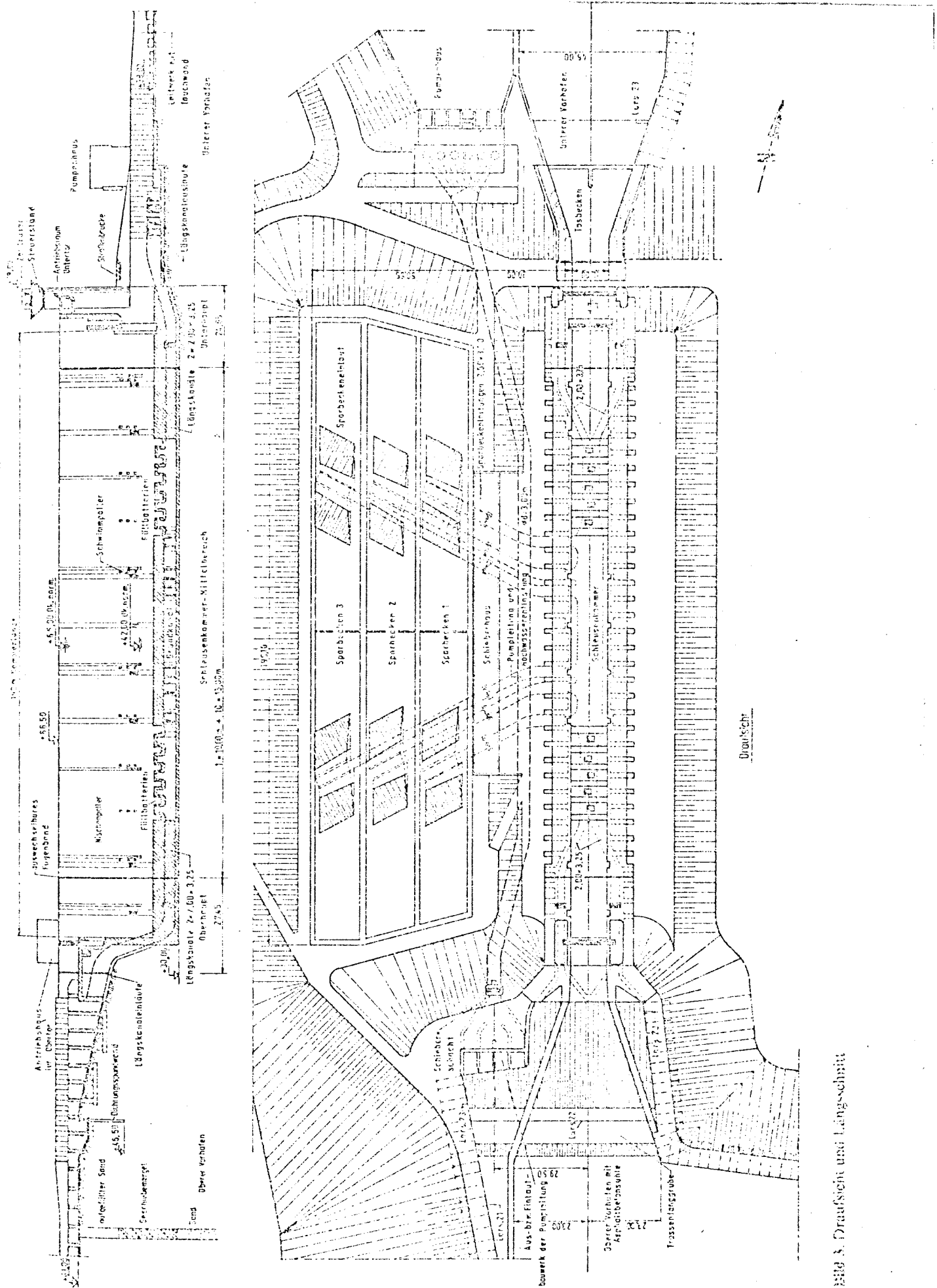


Fig. 3. Draufsicht und Längsschnitt

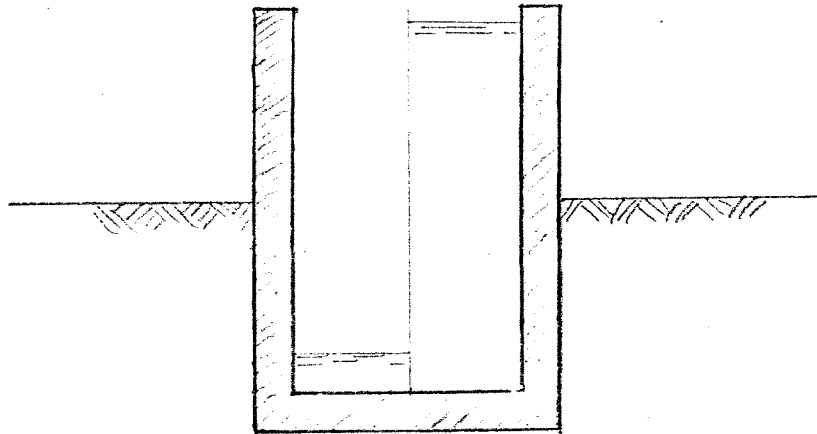
Figuur 4.11 Boven- en zijaanzicht van de sparsluis Uelzen in het Elbe-Seitenkanaal, West-Duitsland.

4.5 Uitvoeringsmogelijkheden sluizen trap nabij Strépy-
Bracquegnies

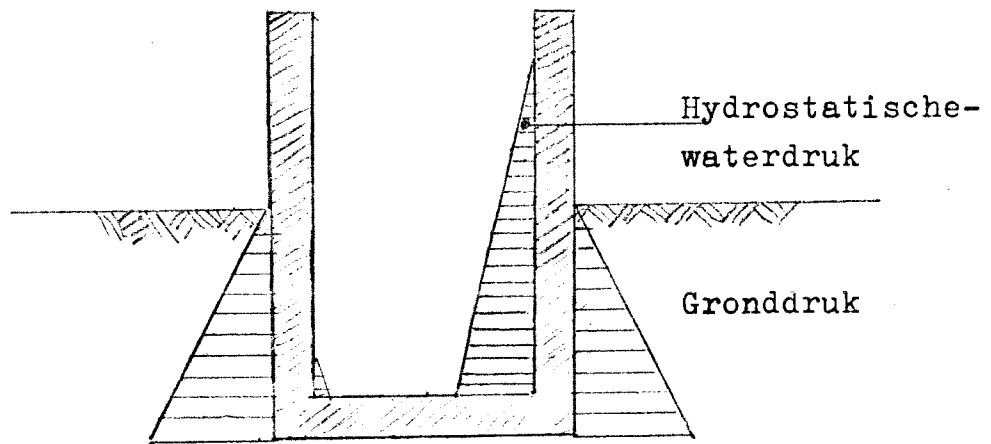
De uitvoering van de sluizen trap wordt vooral bepaald door de terrein gesteldheid ter plaatse in het voorgesteld tracé van bijlage 1. Het is van belang dat de hoeveelheid grondverzet beperkt blijft voor de aanleg van de kanaalpannen en de schutsluizen. Dit uit kosten oogpunt. Daarnaast moet de grond voldoende draagkracht bezitten voor het dragen van de zware sluisconstructies. Het kenmerk van een sluizen trap is dat zij tussenpannen heeft waarop de schepen elkaar kunnen passeren. Voor een klasse 4 vaarweg moeten deze tussenpannen zeker enkele honderden meters lang zijn. Zij moeten zo lang zijn, opdat het aanbrengen van geleidewerken en het creëren van kleine wachtplaatsen voor ieder sluishoofd mogelijk is. Een voorbeeld van een dergelijke sluizen trap uitvoering is in figuur 4.2 te zien.

Deze lengte van de tussenpannen vereist dat het terrein over een grote afstand, zeg 2 à 3 km, 73 m in hoogte daalt. Uit bijlage 1 blijkt dat dit zo is, zodat in het voorgestelde tracé plaats is voor een sluizen trap.

Uit paragraaf 4.3.4 blijkt dat het aantal sluisen in de sluizen trap minimaal twee moet zijn. Dit betekent dat per sluis kolk maximaal 36,6 wordt overwonnen. Bij deze sluisen is de hoogte van de kolkwand boven de kolk bodem ongeveer 41,20 m. Deze hoogte omvat de minimum waterdiepte in de kolk van 3,60 m plus het hoogteverschil van 36,60 m plus 1,00 m kolkwand bij hoogste waterpeil in de kolk. De sluis met het grootste hoogteverschil per kolk is de Ust-Kamenogorsk sluis met een kolkwand hoogte van 50 m bij een hoogteverschil van 42 m over de sluis kolk. De constructie was echter mogelijk door de bijzonder gunstige geologische situatie ter plaatse.



Variatie van de waterspiegel



Variatie van de belasting

Figuur 4.12 Belastingsvariatie op de kolkwand.

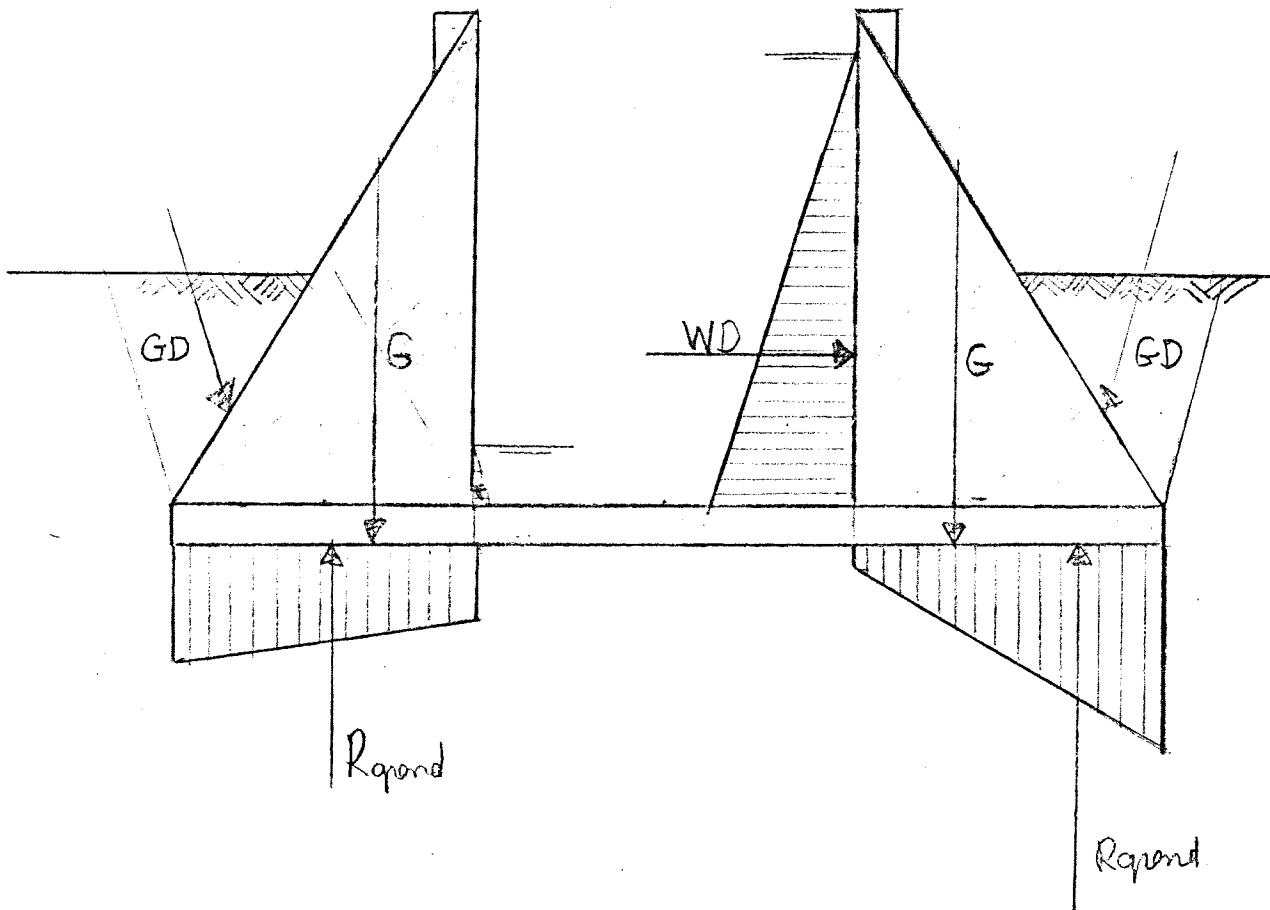
4.5.1 Functies van de sluiskolkwand

Bij deze constructie van de sluiskolkwand moet men rekening houden met de functies van de wand en de daaruit volgende belastingen die op de wand werken. Het keren van het water vereist dat de kolkwand waterdicht moet zijn. Een moderne schutsluis heeft een rechthoekig kolkoppervlak, met een breedte gelijk de sluishoofddrempel met verticale vlakke wanden. Dit ter beperking van het schutwaterverlies en ter verkorting van de in en uitvaartijden van de kolk. Hierdoor wordt de schutcapaciteit gunstig beïnvloed.

De waterdruk geeft grote horizontaal naar buiten gerichte krachten op de kolkwand. De grond achter de kolkwand geeft grote horizontaal naar binnen gerichte krachten op de kolkwand. Als de kolk gevuld is met water dan compenseren deze belastingen elkaar enigzins. Staat de kolk leeg, dan werkt alleen de gronddruk op de kolkwand zoals in figuur 4.12 duidelijk gemaakt wordt. Het gevolg is dat de sluiskolkwand tweezijdig wordt belast en aan sterke belastingswisselingen bloot staat.

Naast het keren van water en grond herbergt de kolkwand en kolkbodem allerhande omloopriolen en schuiven die het schutproces mogelijk maken doordat water in of uit de kolk kan stromen zoals de figuren 4.7 en 4.11 laten zien.

Voor de constructie van de wand zijn enkele constructie wijzen mogelijk. Iedere constructie wijze heeft voor- en nadelen en de toepassing wordt mede bepaald door de omgeving van de bouwplaats. De draagkracht van de ondergrond bepaalt of de wand voldoende stevig gefundeerd kan worden. Daarnaast kan de aanwezigheid van bepaalde bouwmaterialen de keuze van uitvoering van de kolkwand bepalen.



G :gewicht van de gravitatiewand.

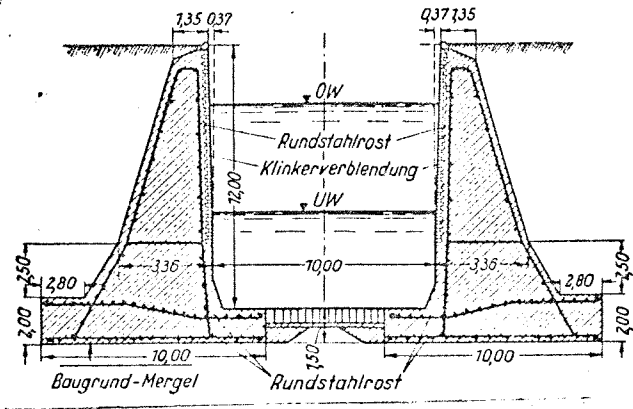
WD:hydrostatische waterdruk.

GD:kracht van de grondaanvulling op de wand.

R :reactie van de ondergrond op de gravitatiewand.

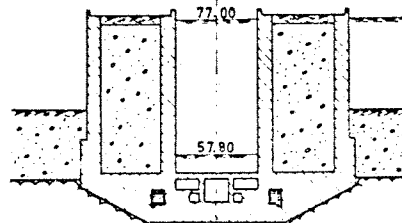
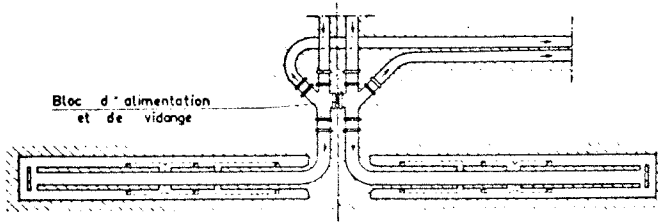
Berekening van de gravitatiewand in paragraaf 4.5.2,
figuur 4.19.

figuur 4.13 Krachten op een gravitatiewand.

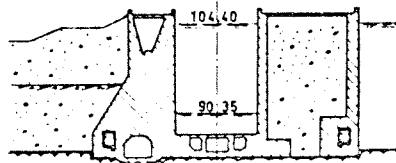
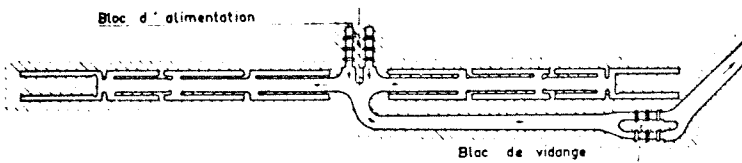


Figuur 4.14 Gravitatie-sluiscolkwand.

SCHEMA N°1 (Ecluse de Châteauneuf du Rhône.)



SCHEMA N°2 (Ecluse de Beauchastel.)



Figuur 4.15 Gravitatiesluiscolkwand.

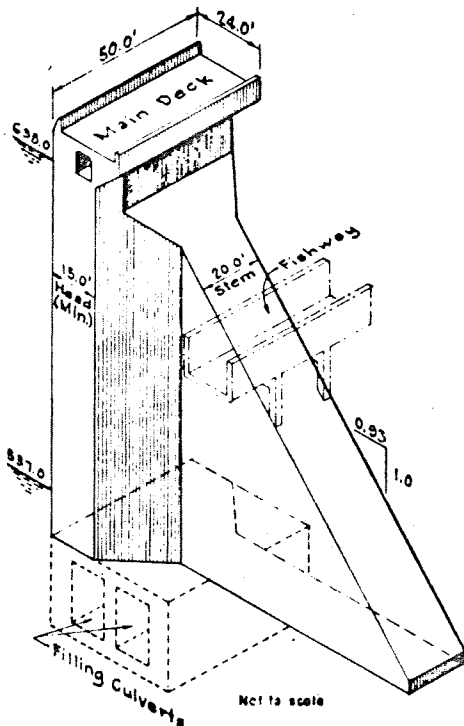


Fig. 8. — Typical buttress monolith.
— Mur à contrefort monolithe.

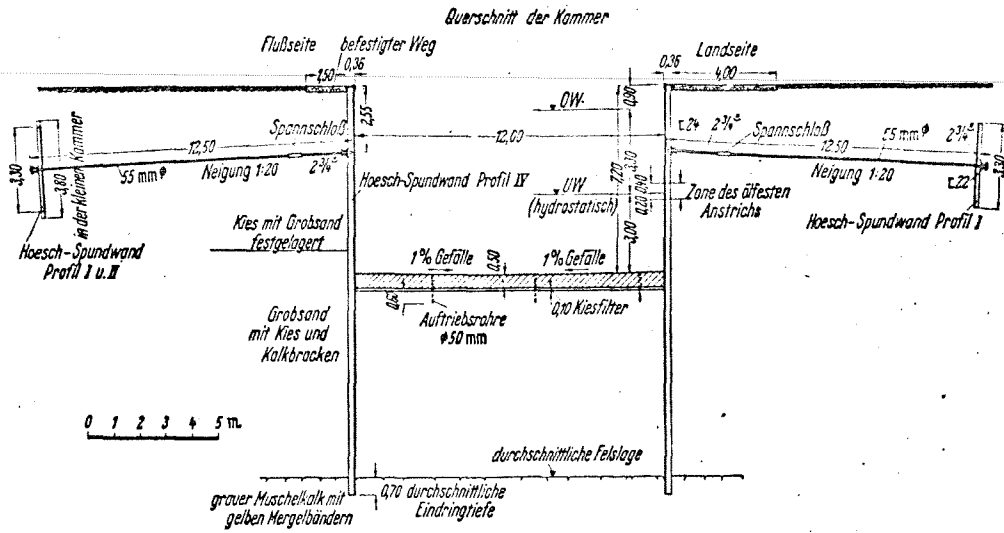
Légendes.

- main deck = plateforme principale.
- stem = arc boutant.
- fishway = échelle à poissons.
- head = mur.
- filling culverts = aqueducs d'alimentation.

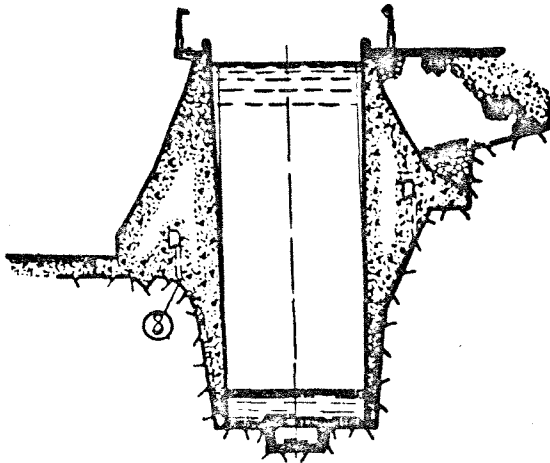
Figuur 4.16 Kolkwand met steunbeer.

4.5.2 Sluiskolkwand als gravitatiewand.

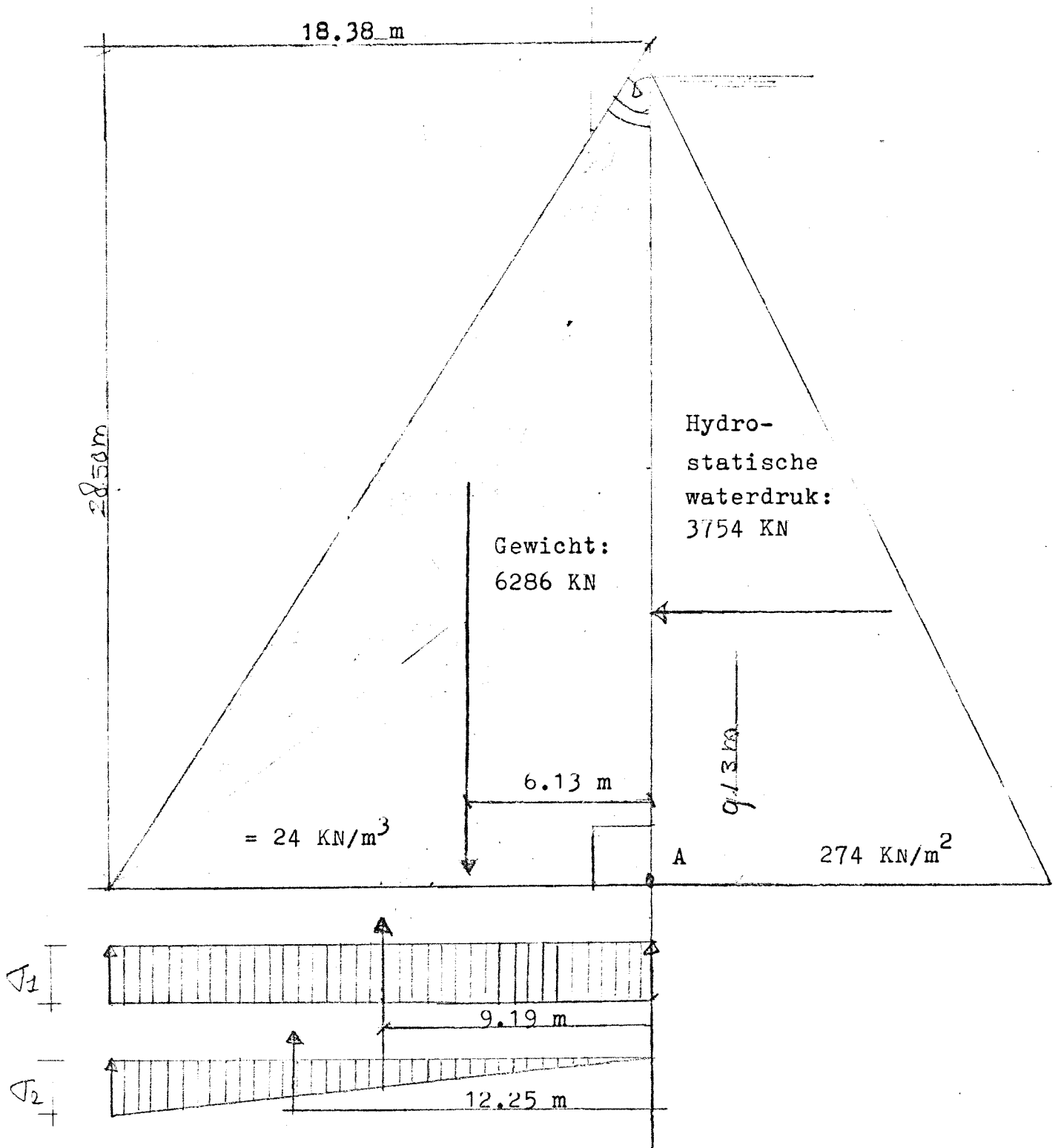
Het evenwicht van een constructie in een vlak wordt bepaald door de drie evenwichtsvergelijkingen. De som van de horizontale waterdruk en de gronddruk moet evenwicht maken met de wrijvingskracht in de fundering van de wand zoals figuur 4.13 laat zien. Het momentenevenwicht wordt bereikt doordat het eigen gewicht van de wand evenwicht maakt met de andere krachten. Het kenmerk van deze constructie wijze is de rol die het eigen gewicht van de wand speelt in het evenwicht van de wand onder de verschillende belastingssituaties. Uit figuur 4.13 blijkt dat de resultante van de verticale gronddruk verplaatst bij verschillende belastingen. Het moment dat de reactie levert is gelijk aan de grootte maal de arm ten opzichte van punt A. Hieruit volgt dat de stabiliteit van de wand vergroot kan worden door vergroting van het gewicht en verbreding van de voet van de gravitatiewand. De meest toegepaste uitvoering van een gravitatiewand is de driehoekige keermuur zoals figuur 4.14 laat zien. Bij deze vorm van de muur ontstaat een gunstige verhouding tussen de aanlegbreedte van de muur en het gewicht van de muur. Het grote gewicht van de muur vereist een groot volume van de muur. Dit kan gepaard gaan met een groot beton gebruik voor de bouw van de wand. De wand moet zo sterk zijn dat hij in het verticale vlak werkt als een monoliet. Voor het verminderen van het betongebruik komen twee mogelijkheden in aanmerking. Ten eerste kan men streven naar een gravitatiewand met voldoende gewicht en stijfheid en met een geringer betongebruik dan een driehoekgravitatiewand. Deze oplossing bestaat dan uit verticale silo's gevuld met grond of puin. De betonconstructie zorgt dan voor de sterkte en stijfheid en de grond voor het gewicht. In figuur 4.15 is een dergelijke wand in dwarsdoorsnede gegeven. Ten tweede kan men zoeken naar een wandconstructie die lichter is dan een gravitatiewand en de zelfde maximale gronddruk geeft op het zwaarst belaste punt van de wandconstructie. In de V.S. werd in 1964 ten behoeve van de bouw van Little Goose Lock in de rivier de Snake een onderzoek verricht naar alternatieven voor gravitatiewanden. Het resultaat is in figuur 4.16 weergegeven. De muur bestaat uit een 4 meter dikke wand die gesteund wordt door 6 meter brede steunberen. Een muursectie is 15 m lang en 40 m hoog. Deze oplossing is goedkoper in uitvoering dan een gravitatiewand als de hoogte meer dan 20 m bedraagt. Dit op voorwaarde dat de ondergrond de muur kan dragen. In figuur 4.18 is een dwarsdoorsnede gegeven van de Ust-Kamenogosk sluiskolk. De kolkwand bestaat voor een gedeelte uit een in de rotswand verankerde wand met daarbovenop een gravitatiewand met een driehoekige doorsnede. Door deze combinatie van wandconstructiewijze blijft het betonvolume van de wand beperkt. Hierdoor werden de fundatieproblemen verkleind.



Figuur 4.17 Sluiskolkwand verankerd in de grond.



Figuur 4.18 Sluiskolkwand van de sluis Ust-Kamengosk, USSR.



Figuur 4.19 Evenwicht van een gravitatiewand tijdens belasting door de hoogst mogelijke waterstand voor de wand.

Het grootste probleem bij de aanleg van gravitatie- wanden zijn de fundatiemogelijkheden van een derge- lijke wand. Een mogelijkheid voor het verlichten van dit probleem bestaat uit de juiste keuze van de bouwplaats. Door de aanlegdiepte van de fundering diep onder het oorspronkelijke maaiveld te kiezen, neemt de druk op de ondergrond toe met het verschil in gewicht tussen de betonconstructie en de oorspron- kelijke grondlaag. Anders gezegd, zolang de fundatie- spanning lager is dan de oorspronkelijke korrelspan- ning treden er geen fundatieproblemen op. Het nadeel is wel dat je diep moet ontgraven wat weer kosten met zich meebrengt. De conclusie is dan ook dat de omgeving de keuze van de wanduitvoering bepaalt.

Nu volgt een evenwichtsberekening van een gravitatie- wand. Uitgangspunt is dat de grond de gravitatie wand en de belasting daarop zonder problemen kan dragen. De wand heeft een zuiver driehoekige doorsnede met een hoogte van 28,5 m en een tophoek van $32,8^\circ$. De aanlegbreedte van de wand is dan 18,38 m. Het soorte- lijk gewicht van de muur is 24 kN/m^3 . De maximale waterhoogte voor de muur is 4 m, de minimale water- diepte in de kolk, plus het hoogteverschil van 23,4 m dus in totaal maximaal 27,4 m.

De grondreactie heeft de vorm weergegeven in figuur 4.19. Het gewicht van de muur is nu gelijk aan $28,5 \text{ m} \times 18,38 \text{ m} \times 0,5 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 6286 \text{ kN/m}^1$.

De momentarm ten opzichte van punt A is $0,333 \times 18,38 = 6,13 \text{ m}$. De reactie van de grond is kracht maal arm ten opzichte van punt A.

$(\sigma_1 \times 18,38) \times 9,19 + (\sigma_2 \times 18,38 \times 0,5) \times 12,25 \text{ kN/m}$

De waterdruk op de wand is groot:

$27,4 \text{ m} \times 27,4 \text{ m} \times 0,5 \times 10 \text{ kN/m}^3 = 3754 \text{ kN}$ met moment arm ten opzichte van A van 9,13 m.

Het moment ten opzichte van punt A is gelijk aan:

Moment gravitatie wand:

$$- 6286 \text{ kN} \times 6,13 \text{ m} = -38.533$$

Moment waterdruk:

$$- 3754 \text{ kN} \times 9,13 \text{ m} = -34.274$$

Momentreactie van de ondergrond:

$$(\sigma_1 \times 18,38) \times 9,19 + (\sigma_2 \times 18,38) \times 0,5 \times 12,25 = 168,9\sigma_1 + 112,6\sigma_2$$

$$- 72.807 + 168,9 \sigma_1 + 112,6 \sigma_2 = 0$$

Het verticale evenwicht is gelijk aan:

$$\text{Gewicht gravitatie wand:} = - 6286 \text{ kN}$$

$$\text{Reactie gronddruk:} = 18,38\sigma_1 + 9,19\sigma_2$$

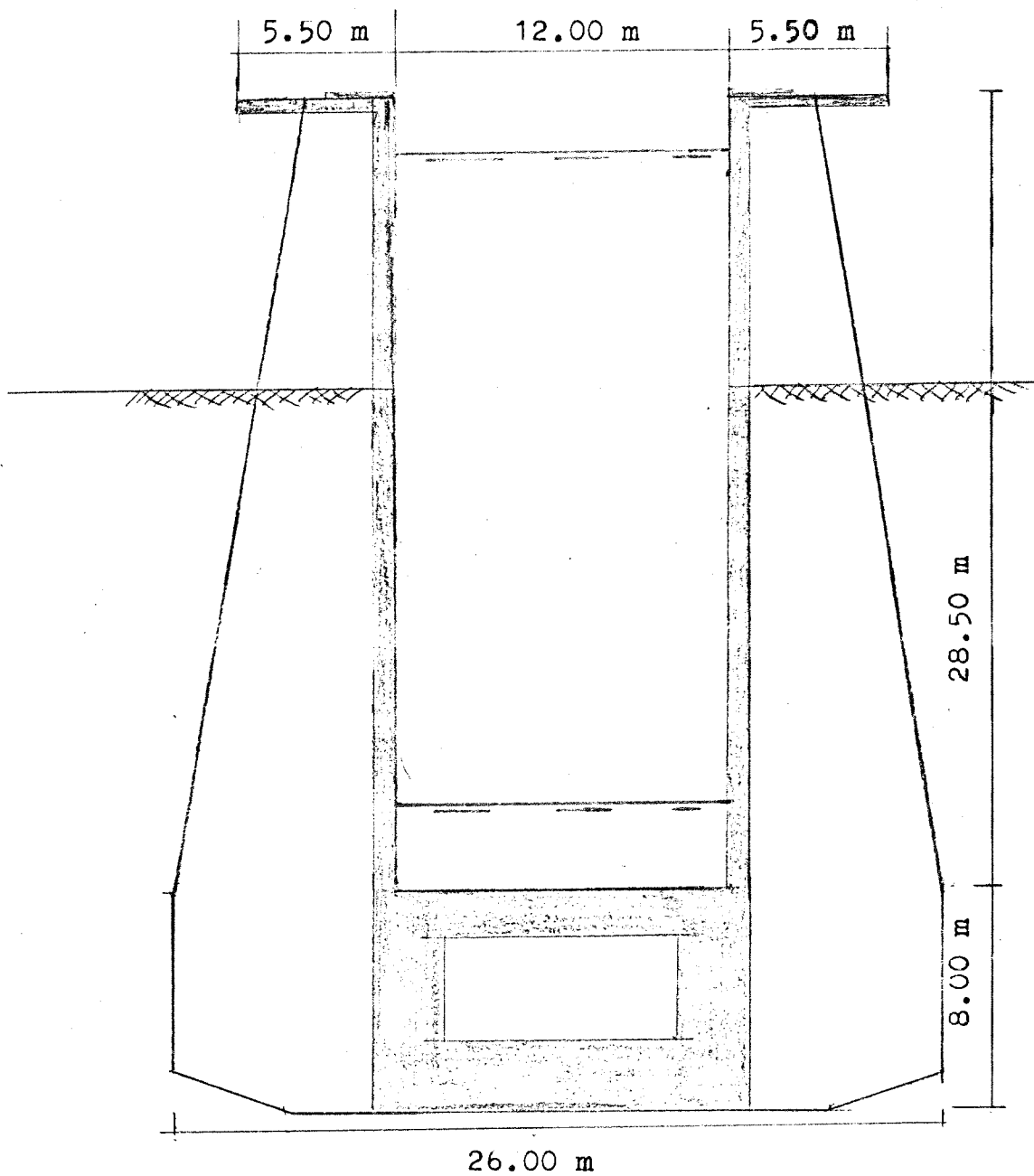
$$- 6286 + 18,38 \sigma_1 + 9,19 \sigma_2 = 0$$

Het resultaat is een stelsel van twee vergelijkingen met twee onbekende nl. σ_1 en σ_2 :

$$- 72807 + 168,9 \sigma_1 + 112,6 \sigma_2 = 0$$

$$- 6286 + 18,38 \sigma_1 + 9,19 \sigma_2 = 0$$

Oplossing is $\sigma_1 \approx 74,6 \text{ kN/m}^2$ en $\sigma_2 \approx 534,8 \text{ kN/m}^2$. De grondreactie is vrijwel een driehoekig spanningsverloop van minimaal $74,6 \text{ kN/m}^2$ tot $609,4 \text{ kN/m}^2$. Er is nog enige reserve aanwezig want de resultante van de ondergrond kan nog een beetje naar links bewegen voordat in de grond trek optreedt. Het volume van de muur is per meter $28,5 \times 18,36 \times 0,5 = 261,6 \text{ m}^3/\text{m}$. Een kolk sectie van 15 m lengte heeft een beton volume van $2 \times 15 \text{ m} \times 261,6 \text{ m}^3/\text{m} = 7848 \text{ m}^3$. Hierbij moet dan nog het beton volume worden opgeteld voor de kolkvloer. In de volgende paragraaf zal blijken dat het betonvolume van een gravitatiewand groot is ten opzichte van een buigstijve wand. Toename van de kolkwandhoogte en dus het hoogteverschil van de sluis vergroten de fundatiedruk doordat het gewicht van de muur sneller toeneemt dan het fundatieoppervlak. De toenames zijn met derde macht, resp. met de tweede macht. Het gevolg is dat de omgeving, de draagkracht van de ondergrond, de mogelijkheden van de hoogte van de kolkwand bepaalt. In principe geldt het volgende. Hoe lager de muur, hoe lager de fundatiedruk, hoe groter de kans op fundatie van de wand op een draagkrachtige laag.



Beton inhoud is 50% in vergelijking met een gravitatiewand.

Figuur 4.20 Dwarsdoorsnede van de sluis Uelzen, West-Duitsland.

4.5.3 Sluiskolkwand als buigstijve plaat ingeklemd in de bodem.

Bij deze constructiewijze van de kolkwand worden de belastingen niet afgevoerd naar de ondergrond, maar door de constructie zelf opgenomen. Dit gebeurt door de wand en de vloer op buiging te belasten. Voor het opnemen van de buiging komen twee mogelijkheden naar voren.

Ten eerste kan men de wand in de grond verankeren zoals figuur 4.17 laat zien. Bij grote sluiskolkwandhoogte kan men de buiging in de wand beperken door het aanbrengen van trekankers verdeeld over de kolkwandhoogte. Dit kost veel ankers en geld. Een voordeel van deze bouwwijze is dat de belasting op de ondergrond niet groter wordt door de aanleg van de kolk. Dit op voorwaarde dat de bovenzijde van de wand niet veel hoger ligt dan het oorspronkelijke maai-veld.

Ten tweede kan men het traagheidsmoment van de kolkwand vergroten door het toepassen van verstijvingsribben zoals in figuur 4.20 te zien is. Daarnaast moet men streven naar de kleinste maximale momenten in de wand. Dit kan gebeuren door een gedeeltelijke grondaanvulling zoals figuur 4.20 laat zien.

In de vorige paragraaf is reeds vermeld dat bij grote hoogten van de sluiskolkwand combinaties van wandconstructiewijzen voorkomen. Het is dus goed mogelijk een buigstijve wand boven op een gravitatie wand te plaatsen. De meest economische oplossing wordt bepaald door zeer veel factoren zodat het onmogelijk is op basis van paragrafen 4.5.2 en 4.5.3 een uitspraak te doen over de beste uitvoeringswijze. Zeker is wel dat een sluiskolk geconstrueerd kan worden waarmee een hoogteverschil van 24,4 m kan worden overwonnen.

In figuur 4.20 is een dergelijke kolkwand weergegeven. Deze wand is gebouwd als onderdeel van de spaarsluis Uelzen met een hoogteverschil van 23,4 m over de sluis. Figuur 4.11 geeft een overzichtstekening van deze sluis. De inhoud van een 15 m lange sectie is slechts 4020 m³ bij een kolkwandhoogte van 28,5 m. De kolkwand van figuur 4.20 is slechts 0,75 m dik en wordt om de 5 m door 1,5 m dikke verstijvingsribben ondersteund. De ribben verlopen in de breedte van 2,5 tot 8,0 m. De kolkwanden zijn gefundeerd op een 8,0 m hoge en 13,0 m brede funderingsplaat. Deze plaat bevat tevens de omloopriolen voor het vullen en legen van de kolk. De bovenzijde van de funderingsplaat dient als kolkbodem. De grondaanvulling achter de wanden reduceert de maximaal mogelijke optredende buigende momenten in de wand. Deze grondaanvulling is dan een onderdeel van de belastingopname van de wand.

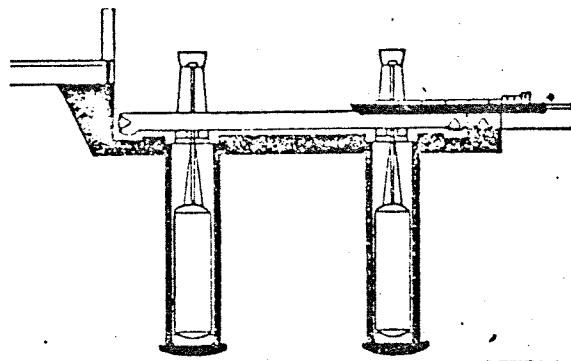
Vergelijkt men de wanden sectie van deze paragraaf en de gravitatiewandensectie van de vorige paragraaf dan valt op dat een buigstijve wand een betonvolume heeft dat de helft is van een gravitatiewand. resp. 4050 m^3 en $> 7848 \text{ m}^3$. Ook bij buigstijve wanden bepaalt de omgeving, de mogelijkheid van grondaanvulling met haar eigenschappen, mede de wanduitvoering.

4.6 Conclusies

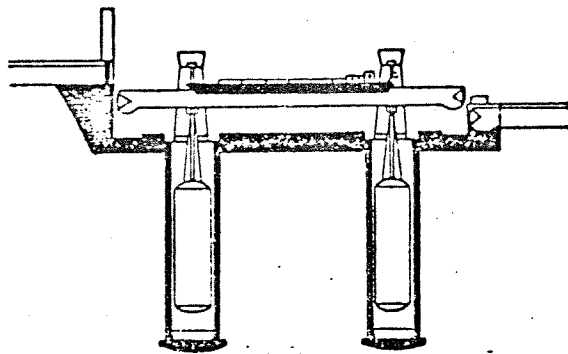
Uitvoering van het kunstwerk Strépy-Bracquenies als sluizentrap is mogelijk. Het vastgestelde tracé heeft voldoende ruimte en het juiste hoogteverloop voor de aanleg van een sluizentrap. Uit onderzoek naar de beste rangschikking van de sluisgolven kwam de sluizentrap volgens figuur 4.2 als beste naar voren. Bij deze sluizentrap is slechts een kolk aanwezig per hoogtestap in het kanaalpeil.

Ter beperking van het schutwaterverlies kunnen de sluizen uitgerust worden met drie open spaarbekkens zoals de figuren 4.7 en 4.11 tonen. De schutcapaciteit is voldoende vanaf 2 sluisgolven in de trap voor het huidige verkeer.

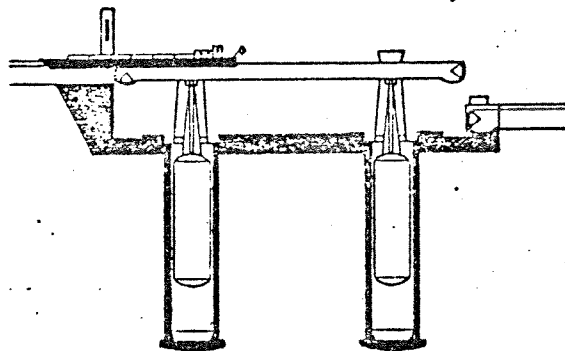
Het is technisch zeker mogelijk een sluiswand te construeren met een hoogte van 42 m. Deze is nodig als het aantal sluizen slechts twee bedraagt. Toename van het aantal sluizen doet de constructiemoeilijkheden en de fundatiemoeilijkheden afnemen. Het bepalen van het optimale aantal sluisgolven is een moeilijke zaak. Vandaar dat op willekeurige gronden het aantal op drie wordt gesteld.



Bak in laagste stand:
schip vaart binnen



Bak in beweging.



Bak in hoogste stand:
schip vaart uit

Scheepslift Henrichenburg.
Hefverloop

Figuur 5.1 Hefverloop van een hefwerk

5 Kunstwerk Strépy-Bracquegnies als hefwerk

In de loop der tijden zijn constructies ontworpen die net als schutsluizen, schepen in staat stellen een hoogteverschil in de vaarweg te overwinnen. Een van deze constructies is het hefwerk.

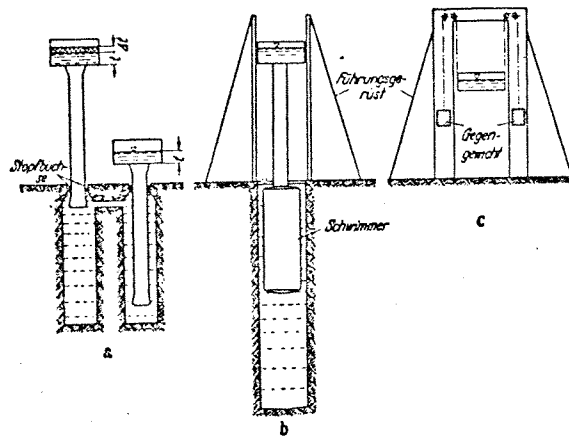
5.1 Functioneren van een hefwerk

In figuur 5.1 is het hefverloop weergegeven van een hefwerk. Het schip vaart de met water gevulde hefbak binnen vanuit het benedenpand. Als het schip in de hefbak heeft afgemeerd, worden de deuren van de hefbak en het benedenpand weer gesloten. Daarna wordt de bak geheven. De hefhoogte van de hefbak is gelijk aan het hoogteverschil van het kanaalpeil tussen het benedenpand en het bovenpand. Nadat de waterspiegel in de hefbak hetzelfde peil heeft bereikt als het waterpeil van het bovenpand worden de deuren van de hefbak en het bovenpand geopend. Hierna kan het schip de hefbak weer verlaten en zijn weg vervolgen. Nu kan een schip vanuit het bovenpand de hefbak binnenvaren. Nadat de deuren weer gesloten zijn zakt de hefbak totdat het waterpeil in de hefbak hetzelfde peil heeft als het benedenpand. De deuren van de hefbak en het benedenpand worden geopend en het schip kan de hefbak verlaten. Nu kan de cyclus weer van voor af aan beginnen. Een schutcyclus van een hefwerk verloopt op de zelfde wijze als het schutproces van een schutsluis. Alleen het vullen en legen van de kolk is vervangen door verticale hefbewegingen van een hefbak gevuld met water en schepen. De schutcapaciteitsberekening van hoofdstuk 3 is dan ook toepasbaar op hefwerken.

Het heffen van de hefbak gevuld met water en schepen kost zeer veel energie. Een hefbak met nuttige afmetingen $85 \times 12 \times 3,6 \text{ m}^3$ weegt inclusief water meer dan 5000 ton! Het is daarom noodzakelijk het te heffen gewicht van de hefbak te verminderen. Dit kan gebeuren door het grootste gedeelte van het gewicht van de hefbak te laten dragen door een gewichtscompensatie systeem. Hierdoor vermindert het energieverbruik tijdens het heffen.

Een gewichtscompensatie werkt op dezelfde wijze als een balans. Het gewicht van de hefbak kan gedragen worden door drijvers zoals in figuur 5.1 te zien is. Een ander systeem bestaat uit contragewichten met een gezamenlijk gewicht gelijk aan het gewicht van de hefbak gevuld met water en schepen. Deze contragewichten zijn via kabels en loopwielen verbonden met de hefbak zoals in figuur 5.2 te zien is. Er zijn in de loop der tijden verschillende gewichtscompensatie systemen ontwikkeld en toegepast. Verderop in dit hoofdstuk wordt daar meer aandacht aan besteed.

Het grote voordeel van een hefwerk is de afwezigheid van schutwaterverlies. Slechts wat lekverliezen van deurafdichtingen en hefbak-landhoofdafdichting kunnen optreden.



- a) Hefwerk met hydraulische kracht overdracht.
- b) Hefwerk met drijvers.
- c) Hefwerk met contragewichten.

Figuur 5.2 Gewichtscompensatie systemen van hefwerken.

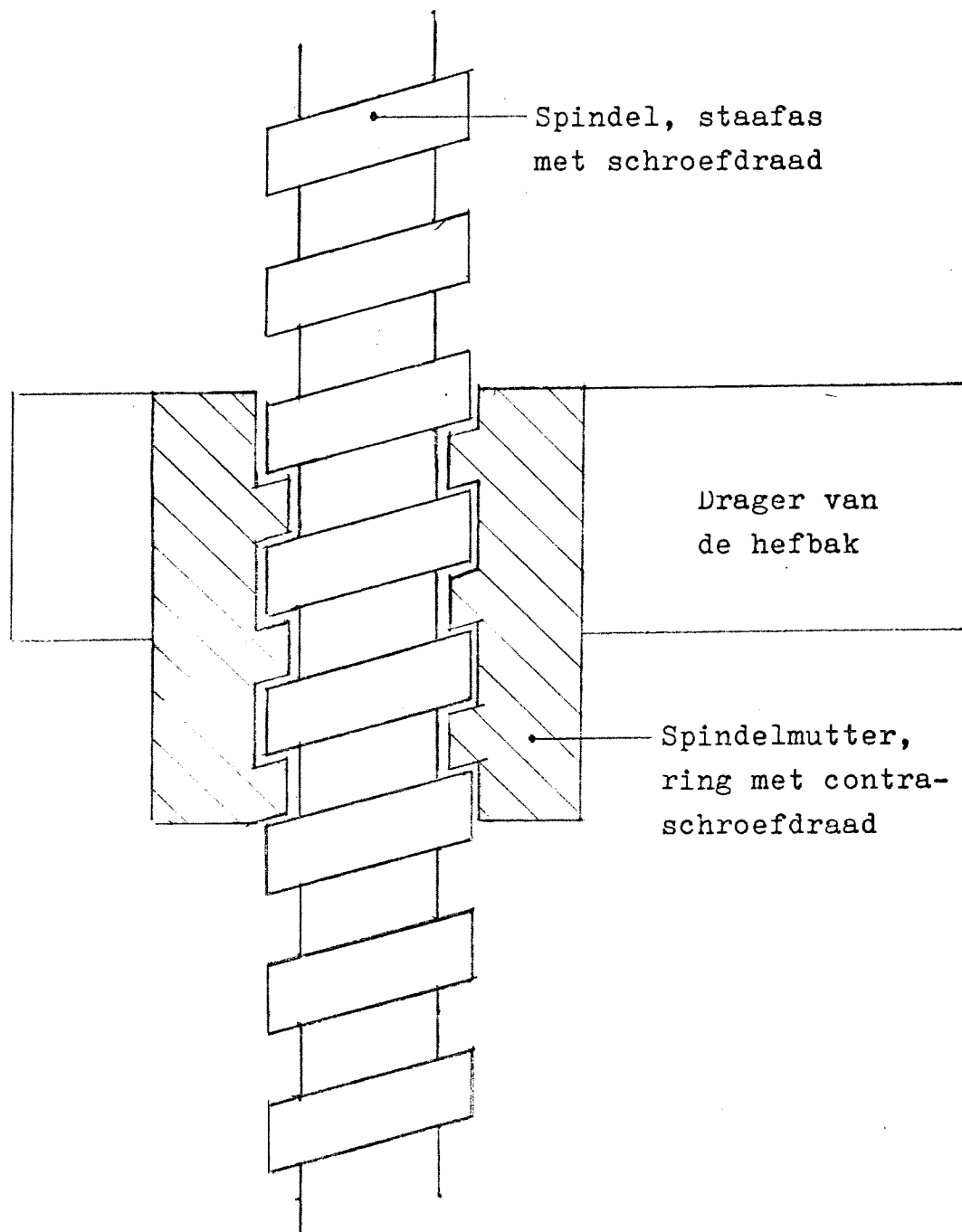
5.1.1 Aandrijving hefbak door een "Spindel und Spindelmutter"
systeem

Bij dit systeem vindt de krachtsoverdracht plaats via een vertikaal opgehangen staafas in de geleidingstorens. De staafas is opgehangen aan twee ophangpunten en wel op dusdanige wijze dat de staafas alleen trekbelasting op een ophangpunt kan overdragen. Door de aanwezigheid van twee ophangpunten kan de staafbelasting overdragen, zowel naar de beneden als naar boven gerichte vertikale belasting. De staafas wordt alleen op trek belast, zodat geen knikverschijnselen kunnen optreden. Hierdoor blijft de doorsnede van de staafas beperkt.

Op de staafas is een schroefdraad aangebracht met een grote spoed. Aan het draagsysteem van de hefbak is een ring met contra schroefdraad gemonteerd. De staafas (vergelijk schroefdraad bout) steekt door de ring (vergelijk moer) zoals figuur 5.3 laat zien. De aandrijving kan nu op twee manieren tot stand komen.

Deze worden in de volgende paragrafen behandeld. De hoogte tot welke dit aandrijfsysteem toepasbaar is wordt bepaald door de mogelijke constructiehoogte van de geleidingstorens. De belasting op de staafas is onafhankelijk van de hefhoogte van de hefbak. Een staafas met een lengte van ongeveer 80 m die alleen op trek belast wordt is technisch zeker uitvoerbaar. Hieruit volgt dat een hefhoogte van 73,15 m vanuit het oogpunt van aandrijving van de hefbak haalbaar is.

In Duitsland wordt de staafas aangeduid met spindel en de ring met contra schroefdraad met spindelmutter.



Figuur 5.3 Spindel-spindelmutter aandrijfsysteem.

5.1.1.1 Aandrijving hefbak door middel van aangedreven staafassen, "spindelen"

Bij deze uitvoering van de aandrijving staan de motoren opgesteld in de geleidingstorens zoals figuur 5.4 laat zien. Door dat de ringen met contraschroefdraad star verbonden zijn met de hefbak beweegt de hefbak omhoog of omlaag naar gelang de rotatierichting van de staafassen.

Bij deze uitvoering zijn de motoren gekoppeld zodat de horizontale stand van de hefbak gewaarborgd is. Een voordeel van dit aandrijfsysteem is dat als het gewichtscompensatiesysteem uitvalt, het aandrijfsysteem als reserve draagsysteem kan optreden. Dit kan op voorwaarde dat de sterkte van de staafas en de ophangpunten voldoende is. Men moet er dus van tevoren rekening mee houden dat het aandrijfsysteem als reserve draagsysteem moet kunnen functioneren. Door het uitvallen van het gewichtscompensatiesysteem worden de motoren overbelast, tenzij daartegen voorzieningen worden getroffen. In ieder geval komt de verticale hefbeweging tot stilstand. De ringen met de contraschroefdraad dragen de belasting over op de staafassen zodat deze staafassen de hefbak dragen. Bij deze constructie bestaat geen gevaar dat de staafas gaat bewegen door het gewicht van de hefbak omdat wrijvingskracht in de schroefdraad -contraring voldoende groot is om dit tegen te gaan. Dit systeem is zelfblokkerend.

Een groot nadeel is het grote wrijvingsverlies dat ontstaat door de "tapwrijving" tussen de schroefdraad en de contraring. Ongeveer 80 % van de toegevoerde energie aan de aangedreven staafas gaat verloren door wrijvingsverliezen.

5.1.1.2 Aandrijving hefbak door middel van aangedreven contraringen, "spindelmuttern"

Bij deze uitvoering bevinden de aandrijfmotoren zich in het draagsysteem van de hefbak. Deze motoren drijven de contraringen aan zodat deze gaan roteren. De staafassen zijn zodanig opgehangen dat zij niet kunnen roteren. Doordat de ringen zich afzetten tegen de staafas, spindel, beweegt de hefbak zich in verticale richting. De staafas is tevens zo opgehangen dat zij alleen trekkracht kan opnemen. De motoren zijn ook nu weer gekoppeld zodat de horizontale stand van de hefbak gewaarborgd is. Dit is te zien bijvoorbeeld in figuur 5.5. Ook dit systeem kan functioneren als reserve draagsysteem omdat de aandrijving zelfblokkerend is.

Net als bij de aandrijving door de spindelassen aan te drijven ontstaan in dit aandrijfsysteem grote wrijvingsverliezen. Het rendement van de aandrijving ligt in de orde van grootte van 20 %. Het gevaar bestaat dus dat het systeem te warm kan worden. Dit moet tegengegaan worden door smering zodat de wrijving afneemt en door koeling van het systeem.

Antriebsschema für den Trog

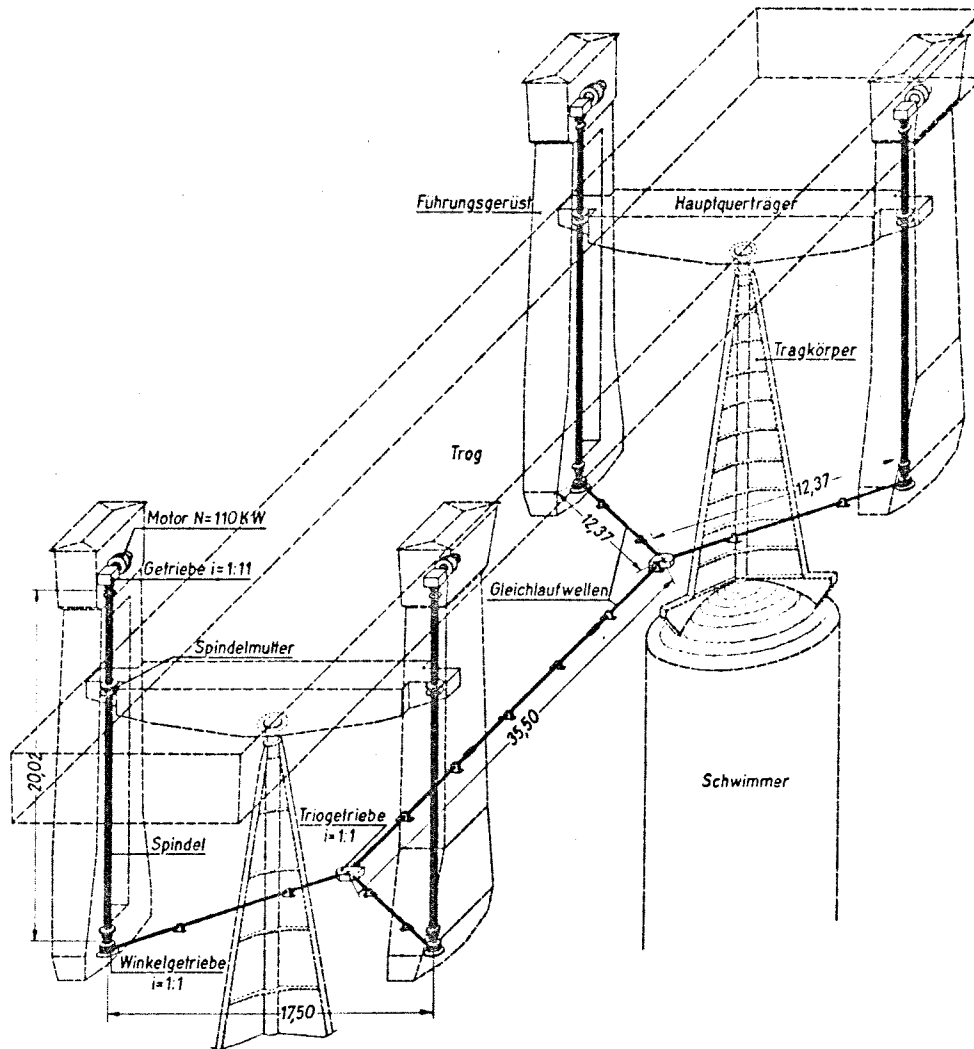


Fig. 2. — Schéma de la commande du bac.

Traduction des légendes.

Führungsgerüst	=	tour de guidage.
Getriebe $i = 1 : 11$	=	transmission $i = 1 : 11$.
Gleichlaufwellen	=	arbres de synchronisation.
Hauptquerträger	=	entretôises principales.
Motor $N = 110 \text{ kW}$	=	moteur 110 kW .
Schwimmer	=	flotteur.
Spindel	=	vis.
Spindelmutter	=	écrou.
Tragkörper	=	éléments porteurs.
Triogetriebe	=	transmission triple.
Trog	=	bac.
Winkelgetriebe $i = 1 : 1$	=	transmission à angle droit $i = 1 : 1$.

Figuur 5.4 Aandrijving van de hefbak doormiddel van aangedreven staafassen, spindelen.

5.1.2 Aandrijving hefbak door een tandrad systeem

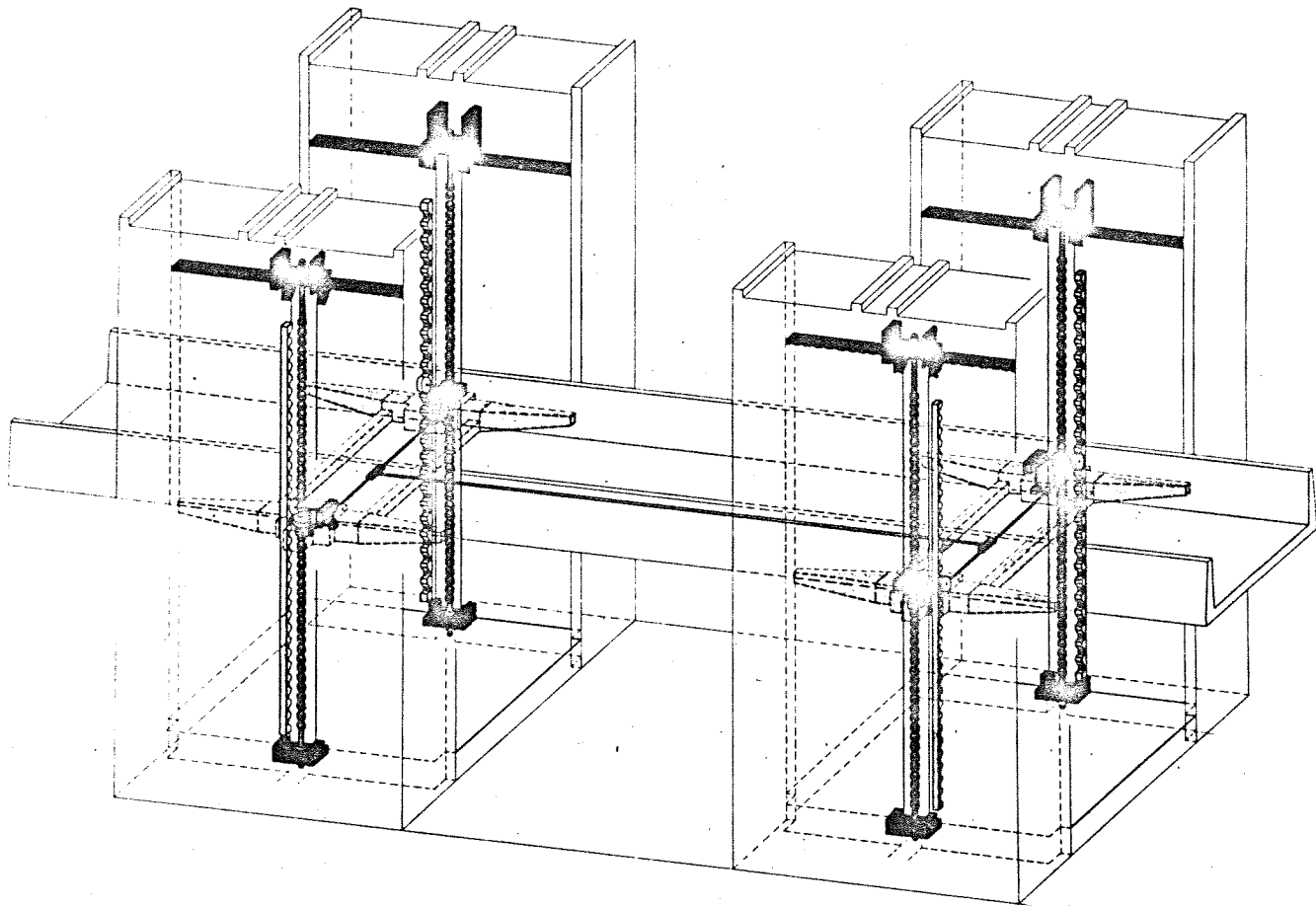
De werking van dit aandrijfsysteem komt overeen met de werking van een bergtandradbaan. De rails waar het tandrad zich tegen afzet, ook wel tandheugel genoemd, is bevestigd aan de verticale binnenzijde van de geleidingstorens. De motoren bevinden zich samen met een overbrengsysteem in het draagsysteem van de hefbak. In figuur 5.6 is een dergelijk aandrijfsysteem weergegeven.

Door de motoren aan elkaar te koppelen, draaien deze allen even snel, waardoor de hefbak horizontaal blijft tijdens het heffen van de hefbak. Dit koppelen kan gebeuren via drijfassen en tandwielkasten of via elektrische controle van het toerental van de motoren. Dergelijke koppelingen zijn ook toegepast in het moderne hefwerk Luneburg.

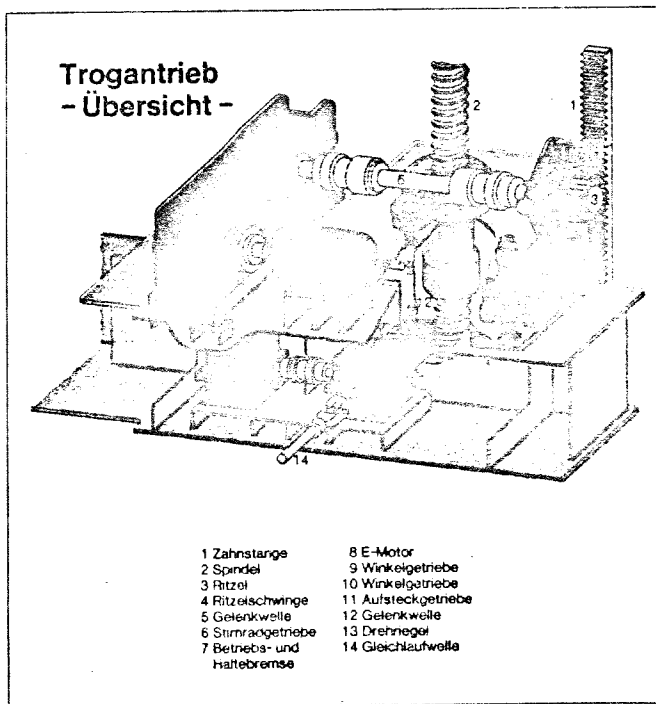
Dit aandrijfsysteem kan slechts een beperkte kracht overbrengen. Deze kracht is voldoende voor het aandrijven van de hefbak. Valt het gewichtscompensatiesysteem uit dan wordt het volledige gewicht van de hefbak op het tandwielaandrijfsysteem overgedragen, dat direct door overbelasting bezwijkt. Het gevolg is dan dat de hefbak naar beneden stort of scheef komt te hangen. Het is dus noodzakelijk een reserve-draagsysteem in het hefwerk in te bouwen die het volledige gewicht van de hefbak kan opnemen.

Een mogelijk reservedraagsysteem is het spindel-spindelmutter systeem van paragraaf 5.1.1. De staafassen hebben een beperkte doorsnede omdat zij slechts op trekbelasting berekend zijn en niet op druk belast kunnen worden. Daarnaast is dit systeem zelfblokkerend. Het aandrijf tandradstelsel kan gecombineerd worden met het reserve draagsysteem van paragraaf 5.1.1. Figuur 5.6 geeft een mogelijke combinatie uitvoering weer.

Het reservedraagsysteem gaat pas dragen als het aandrijfsysteem wordt overbelast. Het belasten van het aandrijfsysteem gaat gepaard met zakkingen ten opzichte van de toestand waarin het aandrijfsysteem niet wordt belast. In het hefwerk Luneburg bedraagt deze zakking 30 mm. De hefhoogte tot welke dit gecombineerde aandrijf en reservedraagsysteem kan worden toegepast, hangt af van de sterkte en constructiehoogte van de geleidingstorens die mogelijk zijn. Het reservedraagsysteem draagt de belasting of naar de funderingen of de torens via de spindelassen. Het aandrijfsysteem zet zich af tegen de tandradheugel. Deze is verankerd in de torenwand. De wand bepaalt dan ook de maximale belasting die op de tandradrail kan worden uitgeoefend en tevens de hefhoogte.



Figuur 5.5 Hefbakaanrijving;



21

Das Ritzel mit den Führungsrollen ist in einer Schwinge gelagert, welche an ihrem unteren Ende an eine Wippe mit hydraulisch vorgespannter Feder angelenkt ist. Bei Überlastung des Antriebes (Störung des Gleichgewichtes) wird die Feder Vorspannung überwunden, und die Wippe mit Ritzelschwinge und Ritzel weicht aus. Dadurch wird das vorhandene Gewindespiel von 30 mm zwischen der nur der Sicherung dienenden Spindel und Spindelmutter (Drehriegel) überwunden, und der synchron mit dem Antrieb geschaltete Drehriegel setzt sich auf der Spindel ab.

Figuur 5.6 Hefbakaanrijving met het reservedraagsysteem, gedeelte aangebracht in de drager van de hefbak.

5.1.3 Het geleiden van de hefbak in het horizontale vlak door de geleidingstorens

De hefbak moet tijdens het heffen en het in- en uitvoeren van de schepen op zijn plaats blijven. In de laatste situatie is het nu mogelijk een waterdichte verbinding tot stand te brengen tussen de hefbak en het landhoofd. Het geleiden van de hefbak moet zowel in dwarsrichting als in langsrichting van de hefbak gebeuren.

De meest toegepaste vorm is die met wielstellen die over vertikaal geplaatste spoorstaven lopen. De spoorstaven zijn bevestigd aan een wand van de geleidingstorens. De wielstellen zijn via hefboomverenstelsel aan het draagsysteem van de hefbak vastgemaakt. Hierdoor wordt de toepassingshoogte van dit systeem bepaald door de mogelijke constructiehoogte van de geleidingstorens. Ook hier is namelijk de belasting van de geleidingswielstellen onafhankelijk van de hoogte boven benedenkanaalpeil.

Naast de hefbak is ruimte genoeg voor de constructie van de geleidingstorens. Evenwijdig aan de hefbak is een ruimte beschikbaar gelijk aan de hefbaklengte. Loodrecht op de hefbak wordt de afmeting van de torens niet beïnvloed door de aanwezigheid van de hefbak of aandrijfsystemen. Bij voldoende grootte van de torens kunnen zij ook dienen als heftorens van de contragewichten van een contragewichten hefwerk. Het spreekt als vanzelf dat de sterkte en de stijfheid van de torens dan moeten worden aangepast.

5.1.4 De schutcapaciteit van een hefbak

In paragraaf 3.1 en paragraaf 5.1 is er reeds op gewezen dat de schutcapaciteitsberekening voor een hefwerk op dezelfde wijze verloopt als voor een schutsluis. Het gevolg is dat gebruik gemaakt kan worden van de resultaten van hoofdstuk 3 bij de schutcapaciteitsberekening van een hefwerk.

Het verschil tussen een schutsluis en een hefwerk voor de schutcapaciteitsberekening is de grootte van de bedieningstijd en de aard van het schutproces. Voor een schutproces is dit het vullen of legen van de schutkolk. Bij een hefwerk is dit het stijgen of dalen van de hefbak.

De translatieversnelling en snelheid van de hefbak van het hefwerk Luneburg bedragen $0,01 \text{ m/s}^2$ resp $0,24 \text{ m/s}$. Het bepalen van deze grootheden is een werktuigbouwkundige opgave. Daarom wordt hier volstaan met het overnemen van de waarden. Deze waarden worden bereikt omdat het hefwerk zeer modern is. Het hefwerk Luneburg, figuur 5.8, is sinds 1976 in bedrijf en heeft een hefhoogte van 38 m.

In tabel 5.1 is de bedieningstijd geschat voor een hefwerk met bovengenoemde snelheidsgrootheden en een hefhoogte van 73,15 m. De bedieningstijd ligt op ongeveer 11,0 min. Met de in paragraaf 3.6.3 genoemde aanname kan uit figuur 3.11 worden afgelezen dat de minimale schutcapaciteit ongeveer 15,0 miljoen ton laadvermogen per jaar is bij 120 bedrijfsuren per week.

Tabel 5.1

Berekening van de bedieningstijd van een hefwerk met een hefhoogte van 73,15 m.

Handeling:	Geschatte tijdsduur:
Sluiten v.d.deuren v.d. hefbak	120 sec
Ontkoppelen v.d. afdichtingsconstructie	45 sec
Versnelling van de hefbak met $0,01 \text{ m/s}^2$	24 sec
Translatie v.d. hefbak met snelheid $0,24 \text{ m/s}$	281 sec
Vertraging v.d. hefbak met $0,01 \text{ m/s}^2$	24 sec
Koppeling van de afdichtingsconstructie	45 sec
Openen v.d. deuren van de hefbak	120 sec
Totaal	659 sec

Bedieningstijd van de hefbak 11,0 min

Bron : Hefwerk Luneburg, West Duitsland

5.1.5 Het energieverbruik van een hefwerk

Het hefwerk Luneburg is uitgerust met 4 motoren per hefbak. Elke motor heeft een vermogen van 160 Kw. Het vermogen van de motoren wordt hoofdzakelijk gebruikt voor het overwinnen van de wrijvingskrachten in het aandrijfsysteem.

Het waterpeil in de hefbak varieert nauwelijks ten opzichte van de ontwerpdiepte van 3,50 m. Over- of ondergewicht van de hefbak met water ten opzichte van een waterdiepte van 3,50 m worden overwonnen door de aandrijfmotoren. Deze waterstand variatie van ongeveer 10 cm. in de hefbak wordt veroorzaakt doordat het benedenpand van het kanaal in open verbinding staat met de rivier de Elbe.

Het te ontwerpen hefwerk nabij Strépy-Bracquegnies krijgt een kleinere hefbak dan zich in het hefwerk Luneburg bevindt. Men kan volstaan met het overnemen van de grootte van het vermogen per motor. Dit omdat zij altijd voldoen door de waarschijnlijk kleinere belasting op de motoren van het hefwerk Strépy-Bracquegnies in vergelijking met de belasting op de motoren van het hefwerk Luneburg.

Het bovenpand van het Kanaal van het Centrum heeft een spiegelvariatie van 0,70 m. Het is daarom noodzakelijk een voorziening te treffen zodat de aansluiting hefbak-bovenpand ook over deze hoogte kan variëren.

Het energieverbruik van het hefwerk per cyclus is gelijk aan : motorvermogen maal translatietijd per cyclus. Het probleem is dat het motorvermogen per hefcyclus en zelfs tijdens een hefcyclus in grootte kan variëren. Bekend is echter dat het aanwezige motorenvermogen van 4×160 Kw. voldoende is voor het uitvoeren van het hefbedrijf. Neemt men aan dat de motoren altijd op vol vermogen draaien, dan kan men het maximale energieverbruik per cyclus berekenen. Dit maximale energieverbruik per cyclus komt niet vaak voor. Het gevolg is dat het gemiddelde energieverbruik lager ligt.

Deze laatste is echter moeilijk te bepalen. Het maximale energieverbruik per cyclus is nu

$$4 \times 160 \text{ Kw} \times 2 \times (24 + 281 + 24) = 0,42 \times 10^9 \text{ J.}$$

De tijd per cyclus dat de motoren draaien is ontleend aan tabel 5.1.

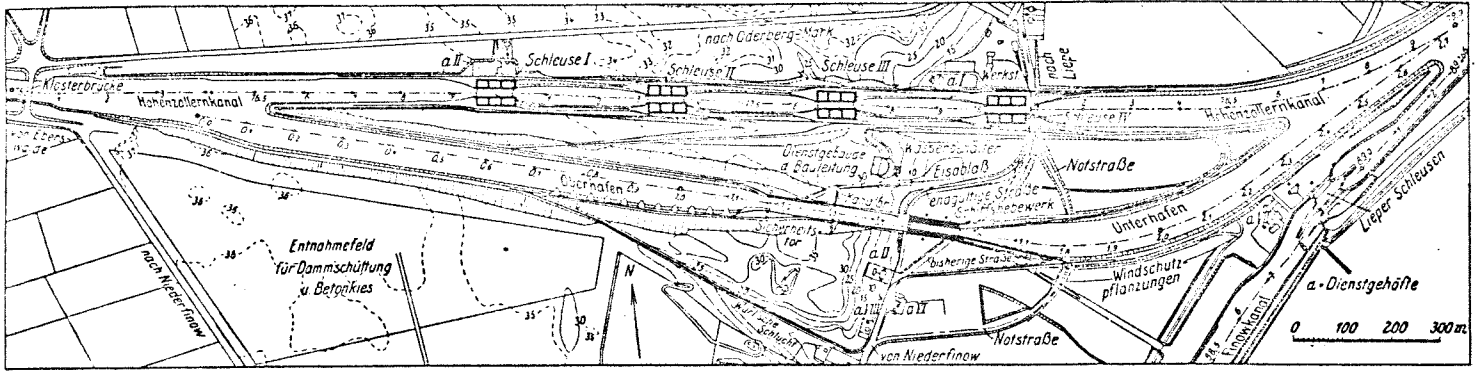


Bild 456. Schiffshebewerk Niederfinow [271]
 a) Abstieg des Hohenzollernkanals bei Niederfinow

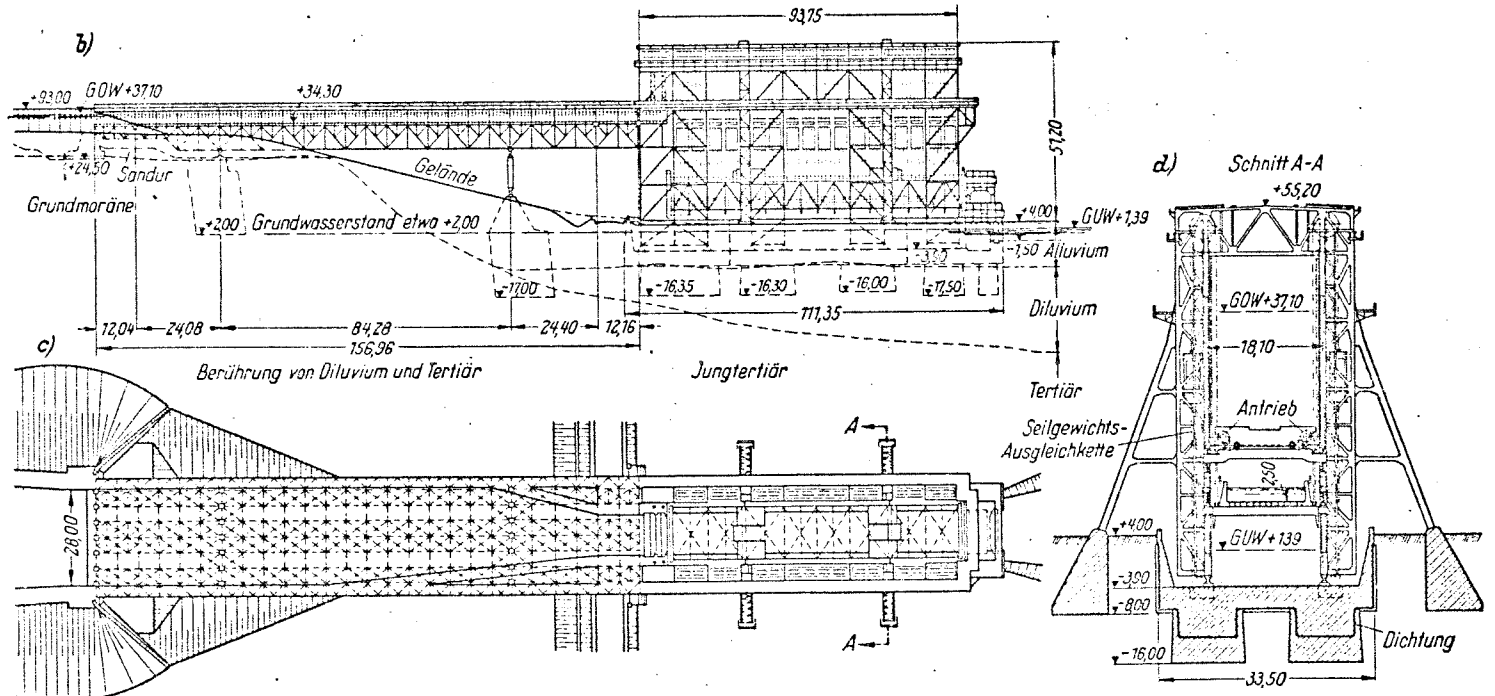


Bild 456 b) Aufriß des Hebewerks [106]
 c) Grundriß
 d) Querschnitt

Figur 5.7 Hefwerk Niederfinow, DDR.

5.2 Hefwerken met contragewichten

Een van de meest voor de hand liggende oplossingen voor het compenseren van het gewicht van de hefbak is met behulp van contragewichten zoals in figuur 5.2 c schematisch is aangegeven. Het in de jaren dertig gebouwde hefwerk Niederfinow nabij Berlijn, DDR, met een hefhoogte van 37,20 m is geschikt voor schepen met een maximaal laadvermogen van 1350 ton. Dit grote hefwerk is gebouwd in grondlagen met geringe draagkracht. Figuur 5.7 geeft enkele overzichten van het hefwerk.

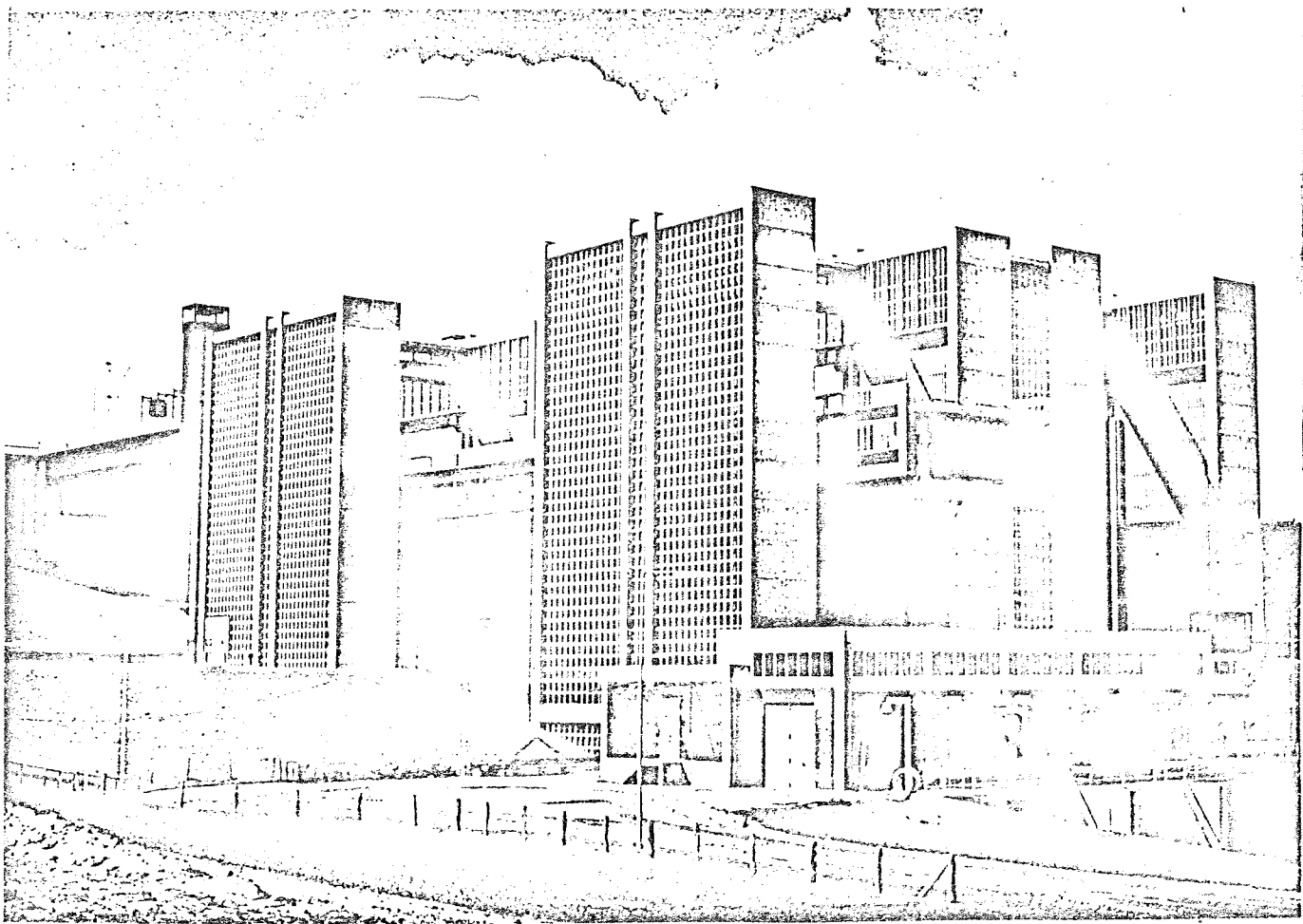
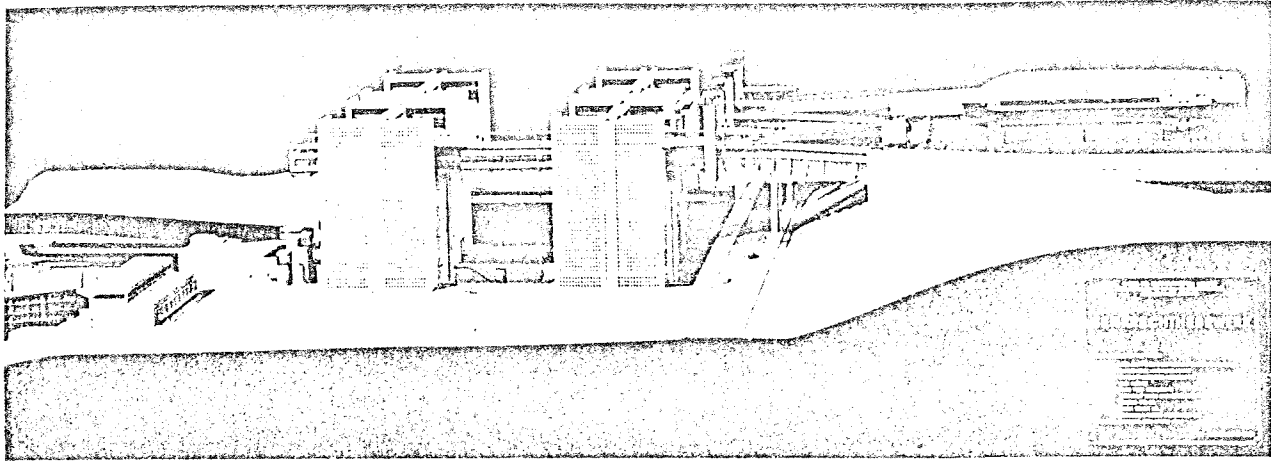
Een moderne uitvoering van een contragewicht hefwerk is het hefwerk Luneburg. Deze is weergegeven in figuur 5.8. De nuttige hefbakafmetingen zijn:

100 x 12 x 3,5 m³. De maximale hefhoogte is 38 m. Het gewicht van de constructie van een hefwerk is licht in vergelijking met bijvoorbeeld een schutsluis. Uit bijlage 3 blijkt dat de betonmassa 82 x 10³ m³ bedraagt voor een dubbel scheepshefwerk dat de Belgen ontworpen hebben. Per hefbak betekent dit dus ongeveer 40 x 10³ m³ beton. Uit paragraaf 4.5.2 blijkt dat dit het benodigde beton volume is voor een schutsluis met kolkafmeting 85 x 12 m² en een hoogteverschil van 24,4 m. Het hoogteverschil over het hefwerk is echter 73,15 m. Uit de zelfde tabel blijkt dat het betonvolume meer dan evenredig toeneemt met de toename van het hoogteverschil over de sluis. Hieruit volgt dat een hefwerk ongeveer drie maal lichter is dan een schutsluis bij een hoogteverschil van 73,15 m in de aangrenzende kanaalpeilen.

Naast het relatief geringe gewicht van een hefwerk heeft een contragewicht hefwerk een tweede voordeel. Door de constructiewijze is de aanlegdiepte zeer beperkt zoals uit de figuren 5.2 c en 5.7 blijkt. Dit kan zeer kostenbesparend werken bij hoge grondwaterstanden of harde ondergrond.

Voor het aandrijven van de bak komt vooral in aanmerking het gecombineerde aandrijfsysteem met het reserve draagsysteem zoals beschreven in paragraaf 5.1.2 en figuur 5.6. De hefwerken Nieder finow en Luneburg zijn met dergelijke aandrijfsystemen uitgerust.

Uit figuur 5.7 blijkt dat de stijfheid in dwarsrichting verkregen wordt door het kunstwerk in dwarsrichting flink uit te bouwen. In lengte richting is stabiliteit verzekerd door de vakwerken over de gehele lengte van het hefwerk. De stabiliteit van het hefwerk Luneburg wordt ontleend aan de stijve kokers van de geleidingstorens. Deze stijve kokers zijn ingeklemd in de fundering van het hefwerk. De Constructiewijze van de twee hefwerken is dus fundamenteel verschillend. Het bepalen van de uitvoeringswijze van de geleidingstoren of geleidingsconstructie vereist veel berekeningen en onderzoek.

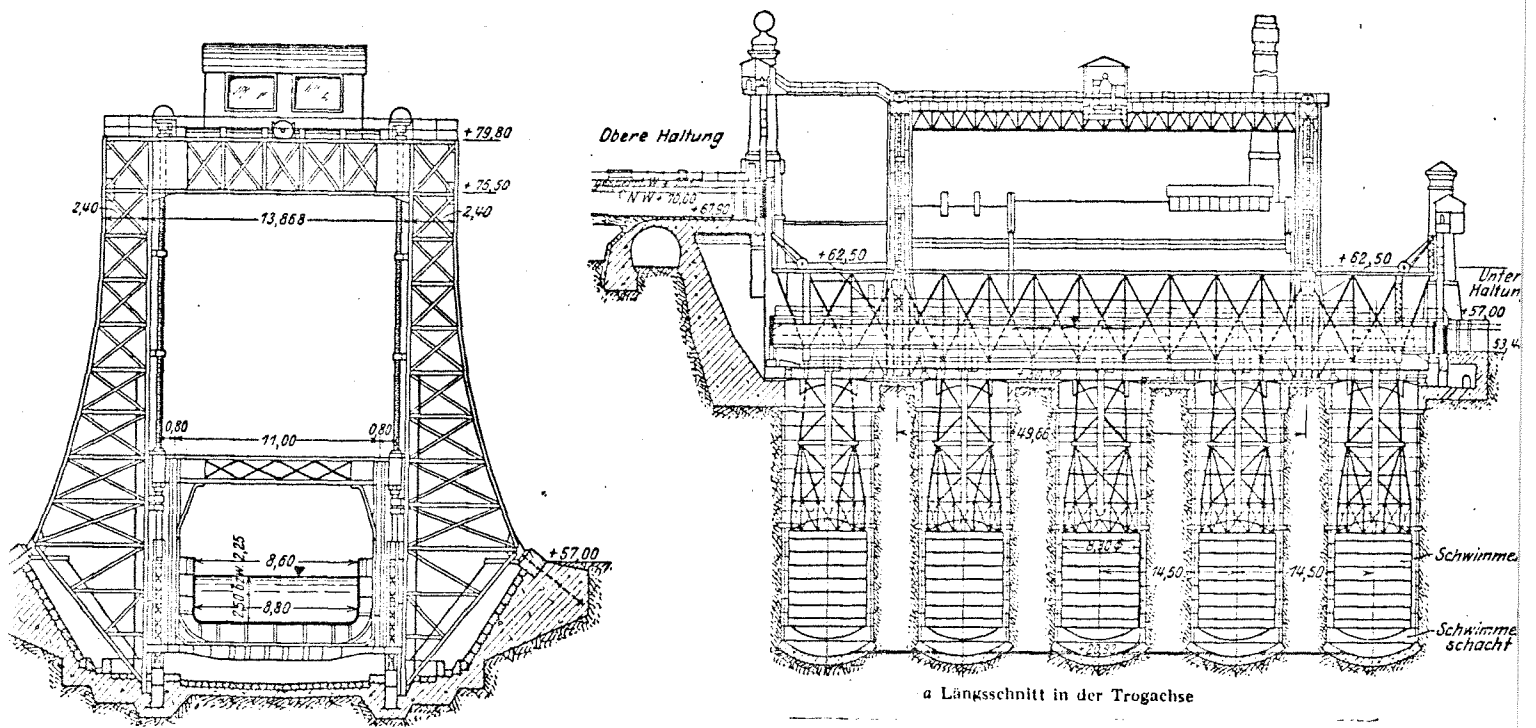


Figuur 5.8
 Overzicht foto's van
 het hefwerk Luneburg.

Die Hauptdaten:

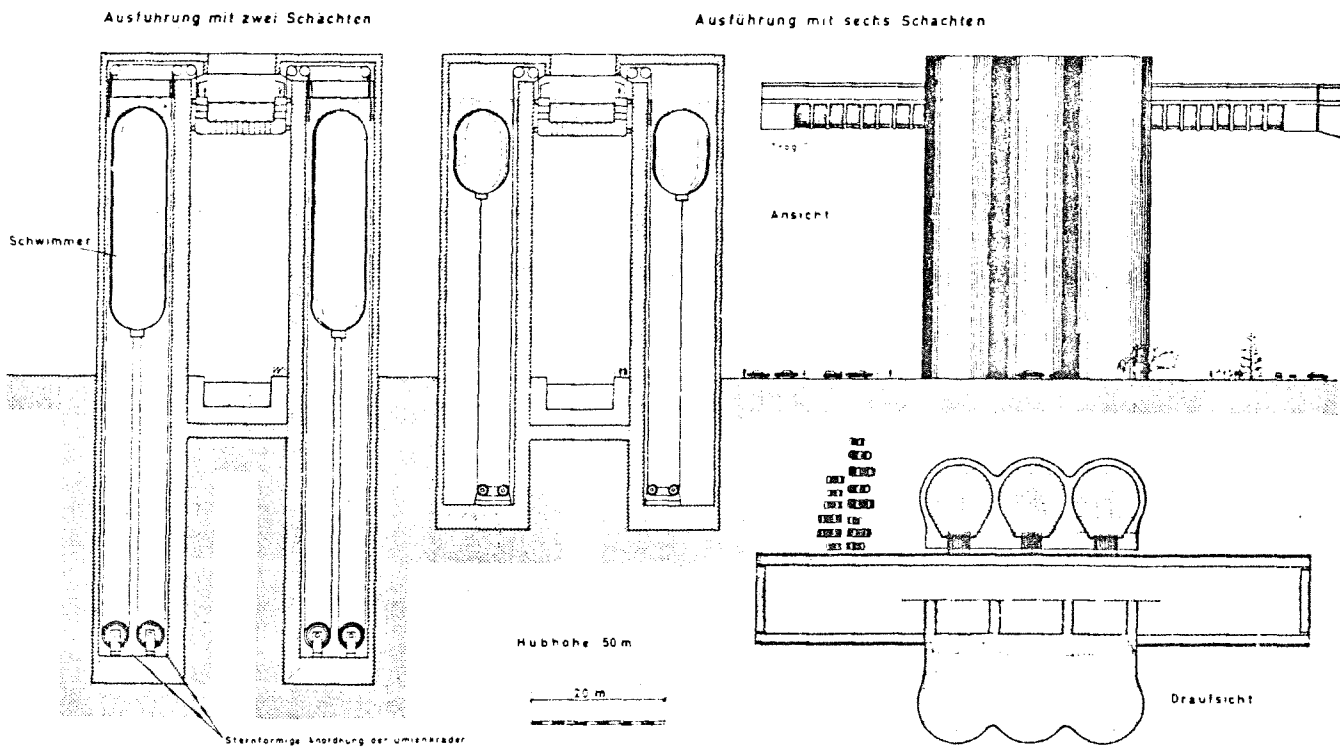
Hubhöhe	38 m
Abmessung der Tröge:	
Nutzbare Troglänge	100 m
Trogbreite	12 m
Wassertiefe im Trog	3,5 m
Höchste Hub- u. Senkgeschwindigkeit	14,4 m/min
Fahrzeit	3 min
Troggewicht mit Wasser	5850 t

Daarom wordt volstaan met de opmerking dat ik geloof dat het mogelijk moet zijn een geleidingsconstructie te ontwerpen voor een hefwerk met een hefhoogte van 73,15 m. Ook de Belgen zijn hiervan overtuigd zoals uit bijlage 3 blijkt



b) Schnitt durch die Kammernische mit der Führung
 Bild 450. Schwimmerhebewerk Henrichenbrug [14]
 a) Längsschnitt in Trogachse
 b) Querschnitt durch Kammernische mit der Führung

Figuur 5.9
 Hefwerk Henrichenbrug, 1899.



Hebewerk mit Seitenschwimmern, die über Seile mit dem Trog gekuppelt sind.

Figuur 5.10 Hefwerken met drijflichamen en de waterschacht naast de hefbak.

5.3 Hefwerken met drijvers

Het in 1899 gebouwde scheepshefwerk Henrichenburg-Waltrop was een hefwerk met drijvers als gewichtscompensatie systeem. Figuur 5.9 geeft een lengte doorsnede over het in de jaran zestig gesloopte hefwerk. Dit hefwerk was in staat schepen met een laadvermogen van 700 ton een hoogteverschil van 14,50 m in het Dortmund-Eems kanaal te laten overwinnen.

In 1962 werd naast het oude hefwerk een nieuw hefwerk in gebruik genomen met een nuttige hefbak afmeting van $85 \times 12 \times 3,5 \text{ m}^3$.

Het gewicht van de hefbak wordt gedragen door twee of meer drijvers. Deze drijvers kunnen vertikaal bewegen in een met water gevulde schacht. De opwaartse kracht die het water uitoefent op de drijvers wordt op de hefbak overgedragen door drukstaven met een lengte groter dan de maximale hefhoogte.

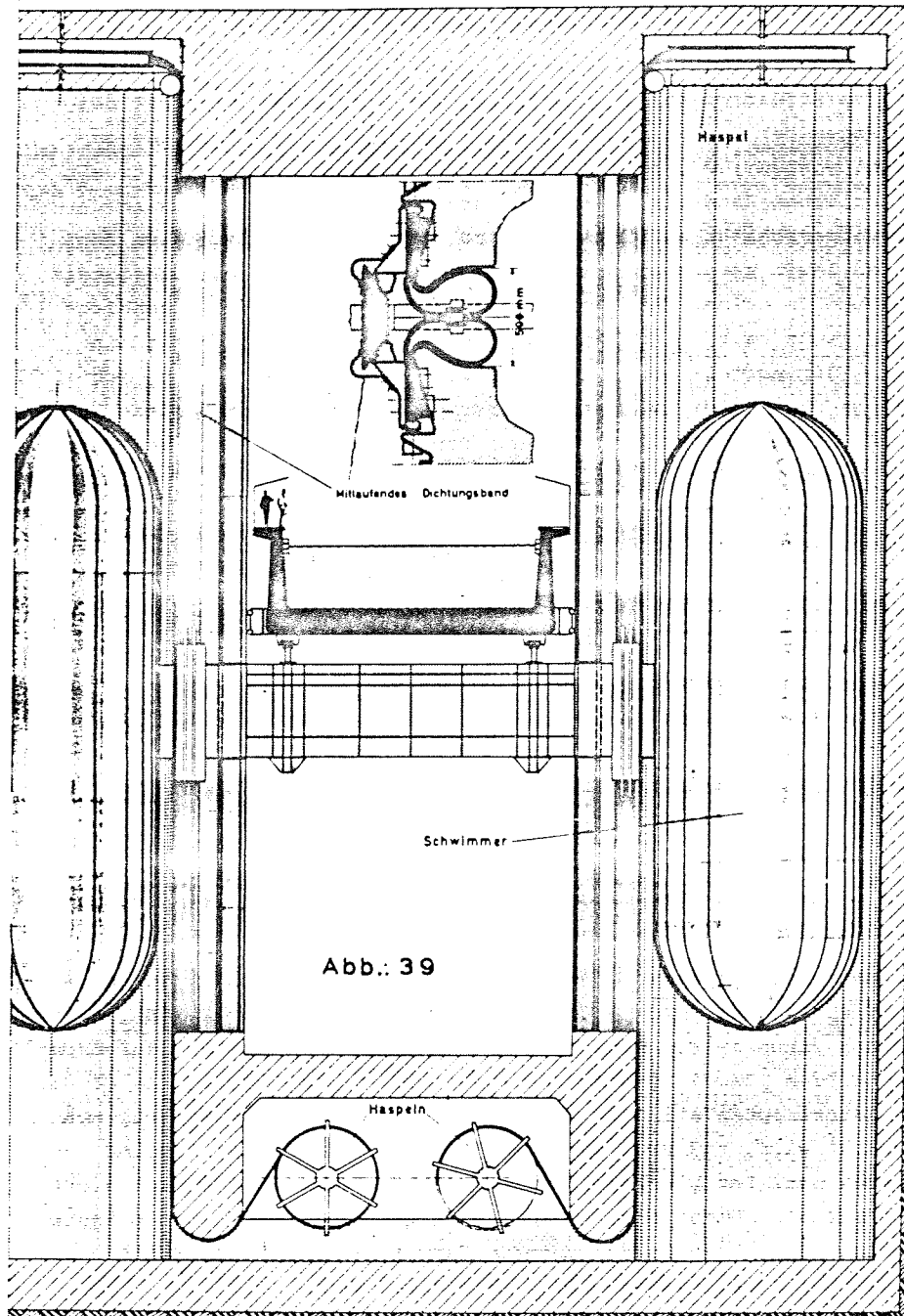
De schachtdiepte moet gelijk zijn aan de hefhoogte plus de hoogte van de drijvers. Dit is noodzakelijk voor het kunnen uitvoeren van een hefbeweging.

De opwaartse kracht wordt alleen geleverd als de drijver zich onder de waterspiegel bevindt. In de hoogste stand van de hefbak bevindt de bovenkant van de drijver zich aan de waterspiegeloppervlakte van de schacht. In de laagste stand van de hefbak bevindt de bovenkant van de drijver zich een afstand gelijk aan de hefhoogte onder de waterspiegel van de schacht zoals in figuur 5.1 te zien is. Hieruit volgt dan dat de diepte van de schacht gelijk moet zijn aan de hefhoogte plus de hoogte van de drijver. In tabel 5.2 is de invloed van de diameter, de hefhoogte en het aantal drijvers op de schachtdiepte weergegeven.

De drijvers van de hefwerken bezitten een cilindrische doorsnede met op de kopeinden halve bollen als afsluiting. Door deze vorm kan de waterdruk het beste worden opgenomen.

Bij het berekenen van de opwaartse kracht van de drijver wordt het eigen gewicht van de drijver verwaarloosd. De opwaartse kracht van de drijvers te samen moet gelijk zijn aan het gewicht van de hefbak groot 5500 ton. De inhoud van elke drijver is gelijk aan $5500/n \text{ m}^3$ met n het aantal drijvers onder de hefbak.

Nu de inhoud van de drijver bekend is kan de hoogte van de drijver berekend worden. De inhoud van de twee afsluitbollen aan de boven en onderzijde is in totaal $1/6 \pi d^3 \text{ m}^3$ met d is de diameter van de drijver. Voor een diameter van 10 m resp 15 m is dit $523,6 \text{ m}^3$ resp $1767,1 \text{ m}^3$. Dit volume wordt afgetrokken van de inhoud van de drijver. Het resterende volume wordt gedeeld door de oppervlakte van een cirkel met een diameter van 10 m resp 15 m.



Figuur 5.11 Drijvers rechtstreeks gemonteerd aan de drager van de hefbak.

Hieruit volgt de hoogte van het cilindrische gedeelte van de drijver. Hierbij wordt de diameter van de cilinder opgeteld zodat de totale hoogte van de drijver berekend is. Het resultaat is weergegeven in kolom 2 en 5 van tabel 5.2.

De diepte van een waterschacht is gelijk aan de hoogte van de drijver plus de hefhoogte zoals reeds is aangetoond. In kolommen 3 en 6 is voor hefhoogten van 15 m en 73,15 m de diepte van de schachten bepaald. Door de diepte van de schachten te vermenigvuldigen met het aantal schachten, dus drijvers, onder de hefbak ontstaat de benodigde hoeveelheid schacht uitgedrukt in meters. Dit is kolom 1 maal kolom 3 resp kolom 1 maal kolom 6 met als resultaat kolom 4 resp kolom 7. De conclusies uit tabel 5.2 zijn de volgende:

De hoogte van de drijver is afhankelijk van de diameter van de drijver en het aantal drijvers per hefbak. Dit omdat de opwaartse kracht per drijver afneemt met een toename van het aantal drijvers per hefbak. Dit is in tabel 5.2 te zien aan de afname van een hoogte per drijver. Uit de tabel blijkt tevens dat voor grote hefhoogten de diepte van de schacht vooral wordt bepaald door de hefhoogte en slechts voor een klein gedeelte door de hoogte van de drijver. Daarnaast levert een beschouwing van de totale lengte van de waterschachten het volgende op: Bij een hefhoogte van 73,15 m en één schacht met 10 m diameter is de schachtlengte 156,6 m. Bij de zelfde hefhoogte, maar met 5 schachten van 10 m diameter neemt de totale schachtlengte toe tot 502,5 m!

Conclusie: bij grote hefhoogten moet men streven naar een minimaal aantal waterschachten ter beperking van de aanlegkosten van de waterschachten.

Naast uitvoering van hefwerken met drijvers onder de hefbak zoals in figuur 5.9 te zien is zijn er uitvoeringen met de drijvers en de schachten naast de hefbak. In figuur 5.10 zijn enkele uitvoeringen weergegeven met waterschachten naast de hefbak.

De opwaartse kracht van de drijver wordt via kabels op de hefbak overgedragen.

In figuur 5.11 bevinden de drijvers zich ook naast de hefbak. Het bijzondere is dat de drijvers rechtstreeks gemonteerd zijn aan de drager waarop de hefbak rust. De drager steekt door de schachtwand heen. De verticale gleuf in de waterschacht is afgedicht met een afdichting die in staat is de drager zonder waterverlies te laten passeren. Het is duidelijk dat bij de betrouwbaarheid van deze afdichting vele vraagtekens geplaatst moet worden.

Tabel 5.2

Invloed diameter, aantal drijvers en de hefhoogte op de schachtdiepte.

Uitgangspunten:

Gewicht hefbak met dragers 5500 ton

Inhoud drijvers is gelijk aan opwaartse kracht

Een drijver heeft de vorm van een cilinder met bolvormige koppen zoals in figuur 5.9 te zien is.

Aantal drijvers per hefbak	Hefhoogte 15 meter					
	Diameter drijver 10 m			Diameter drijver 15 m		
	Hoogte drijvers	Diepte schacht	Totale lengte schachten	Hoogte drijvers	Diepte schacht	Totale lengte schachten
	m	m	m	m	m	m
1	2	3	4	5	6	7
1	83,4	98,4	98,4	51,1	66,1	66,1
2	48,4	63,4	126,8	35,6	50,6	101,2
3	36,7	51,7	155,1	30,4	45,4	136,2
4	30,8	45,8	183,2	30,0	45,0	180,0
5	27,3	42,3	211,5	30,0	45,0	225,0

	Hefhoogte 73,15 meter					
	Diameter drijver 10 m			Diameter drijver 15 m		
	Hoogte drijvers	Diepte schacht	Totale lengte schachten	Hoogte drijvers	Diepte schacht	Totale lengte schachten
1	83,4	156,6	156,6	51,1	124,3	124,3
2	48,4	121,6	243,2	35,6	108,8	217,6
3	36,7	109,9	329,7	30,4	103,6	310,8
4	30,8	104,0	416,0	30,0	103,2	412,8
5	27,3	100,5	502,5	30,0	103,2	516,0

Voor de beschreven hefwerken met drijvers geldt dat zij voorzien moeten worden van een betrouwbaar aandrijfsysteem en een reserve draagsysteem. Door het lek raken van één of meer drijvers of het defect raken van de overdrachtconstructie van de opwaartse krachten van de drijvers naar de hefbak kan het gevaar optreden van een neerstortende of scheefhangende hefbak. Het reservedraagsysteem moet dit voorkomen. Een gecombineerde aandrijving en reservedraagsysteem is het spindel-spindel-mutter systeem van paragraaf 5.1.1. Dit systeem voldoet omdat dit systeem zelf-blokkerend is bij overbelasting van de aandrijving door het gewicht van de hefbak.

Een groot nadeel van hefwerken met drijvers is de aanwezigheid van diepe schachten met water. De aanleg en onderhoud van dergelijke vaak diepe schachten kan zeer duur zijn. Vooral in niet-samenhangende gronden zullen de kosten bij toenemende hefhoogte sterk toenemen. Het feit dat alleen drijvers onder de hefbak worden toegepast bij kleine hefhoogten duidt op dit kostenprobleem.

Torens uitgevoerd als waterschacht, zoals in figuren 5.10 t/m 5.12, voor de drijvers die de hefbak dragen bezitten een groot eigen gewicht. Hierdoor kunnen fundatie moeilijkheden optreden. Tevens ontstaan problemen met de verbindingen tussen de drijvers en de hefbak. Vooral omdat een gedeelte van deze verbindingconstructie zich permanent onder water bevindt. De constructievorm is dan ook geen ideale oplossing voor het dragen van het hefbak gewicht.

Doppelhebewerk mit 2×8 Schwimmtürmen

Geschätzte Gewichte:
 Trog mit Jochen, Toren, Maschinen u. Wasser 5800t
 Schwimmer, Traggerüste u. Hängesäulen 3200t
 Wasserverdrängung der Schwimmer 9000/8 ~ 1120t
 Katastrophenlast für 1 Treibwagen:
 aufwärts (Leerlaufen des Troges) 3700/8 · 470t
 abwärts (" " " Turmes) 5800/8 + 3200/8 · 30/21,5 · 1290t

Nutzbare Troglänge 110m
 Wassertiefe im Trog 2,8m
 Schiffstiefgang 2,3m

5 0 10 20 Meter

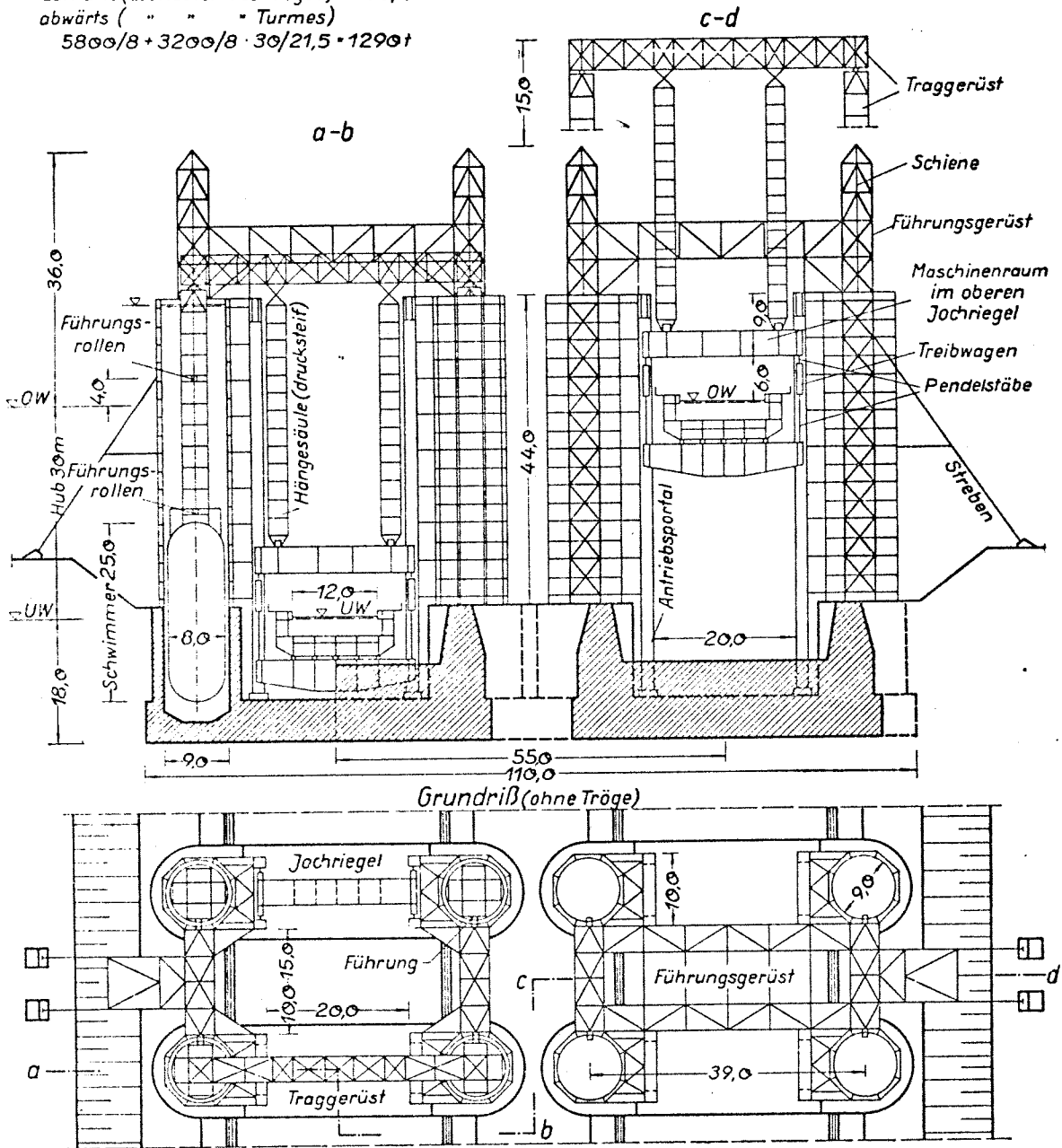


Fig. 2

Figuur 5.12 Hefwerk met 8 drijvers per hefbak. De kracht-overdracht is via een draagjuk.

5.4 Hefwerken met hydraulische krachtsoverdracht

Bij dit type hefwerken vindt de gewichtscompensatie overdracht plaats door middel van zuigers. Bovenop de zuigers drukt het gewicht van de hefbak zoals figuur 5.13 laat zien. Onder de zuiger bevindt zich een drukmedium dat de druk van het contragewicht overbrengt op de zuiger. In bedrijfstoestand is het gewicht van de hefbak gelijk aan het contragewicht. Het contragewicht kan zowel een tweede hefbak zijn als een massa met hetzelfde gewicht als de hefbak. Als drukmedium komen enkele stoffen in aanmerking. Het goedkoopste is lucht. Nadelen zijn dat alles goed luchtdicht moet worden afgesloten en het feit dat de compressiemodulus of elasticiteit van lucht klein is. Dit wil zeggen dat kleine drukvariaties gepaard gaan met relatief grote volumeveranderingen. Toepassing van lucht als drukmedium is niet verstandig.

Een vloeistof heeft dit laatste nadeel niet. Het goedkoopste is water. Een nadeel van water is dat het corrosie kan veroorzaken zodat periodieke controle en onderhoud aan de zuigers noodzakelijk is. Enkele oliesoorten veroorzaken geen corrosie in het druksysteem. Het nadeel van toepassen van olie in de zuigercilinders is dat zij bij lekkage het grondwater ernstig kunnen verontreinigen. Tevens zijn de oliesoorten veel duurder dan water. Deze redenen geven aan dat water de voorkeur verdient als drukmedium. Het heffen van de hefbak kan op twee wijzen plaats vinden.

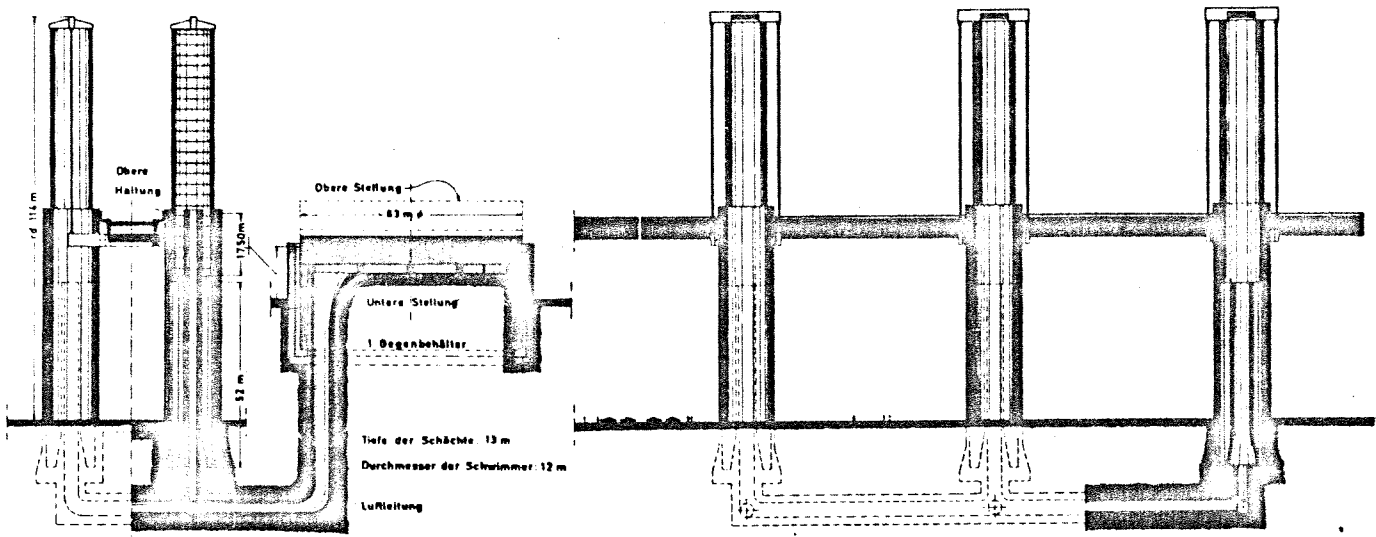
Ten eerste door de hefbak motorisch aan te drijven. De motoren overwinnen dan de wrijving en over- of ondergewichtscompensatie van de hefbak gelijk de situatie bij hefwerken met bijvoorbeeld contragewichten.

Ten tweede door de waterstand in de hefbakken te laten variëren. Hierdoor wordt de hefbak lichter dan wel zwaarder dan het contragewicht, waardoor de hefbak gaat bewegen. Dit systeem is toegepast in de hefwerken van het Kanaal van het Centrum. De hefwerken zijn weergegeven in figuur 5.14.

Nabij Strépy-Bracquegnies staan twee hefwerken op slechts 100 m van elkaar. Aan de hand hiervan wordt de werking van deze scheepsliften beschreven. In figuur 5.15 zijn de hefwerken of liften schematisch weergegeven. Per scheepslift zijn twee liftbakken, die ondersteund worden door liftbakzuigers, aanwezig. Deze liftbakzuigers staan met elkaar in verbinding via een leiding waarin een afsluitkraan zit. Doordat de waterdiepte in kanaalpannd B(C) ter plaatse van de scheepslift I(II) altijd 30 cm meer is dan de waterdiepte in kanaalpannd A(B) ter plaatse van de scheepsliften I(II), zal de waterdiepte in de bovenste liftbak (bij het begin van bewegen) ook altijd 30 cm meer zijn dan de waterdiepte in de onderste liftbak.

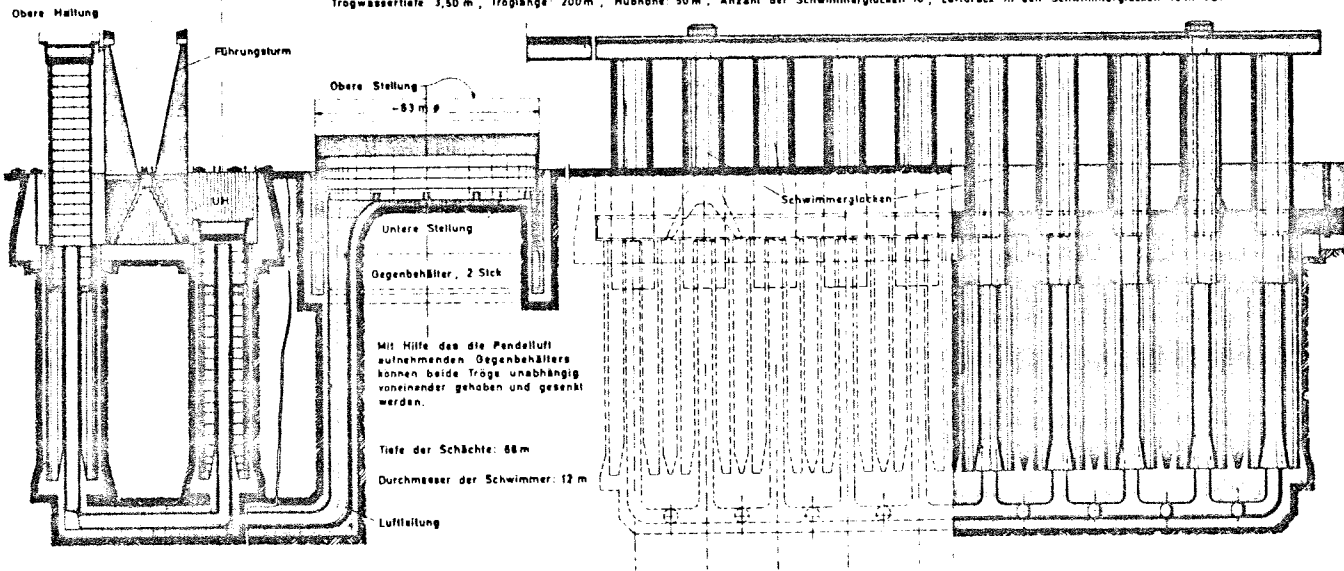
Seitenschwimmerhebewerk mit Pendelluft nach FAURE und ROTHMUND DRP

Trogwassertiefe 3,50 m, Traglänge 700 m, Hubhöhe 50 m, Anzahl der Schwimmerglocken 8, Luftdruck in den Schwimmerglocken 17,50 m WS



Mittelschwimmerhebewerk mit Pendelluft nach ROTHMUND DRP

Trogwassertiefe 3,50 m, Traglänge 200 m, Hubhöhe 50 m, Anzahl der Schwimmerglocken 10, Luftdruck in den Schwimmerglocken 10 m WS



Figur 5.13 Hefwerken met lucht als overdrachtmedium.

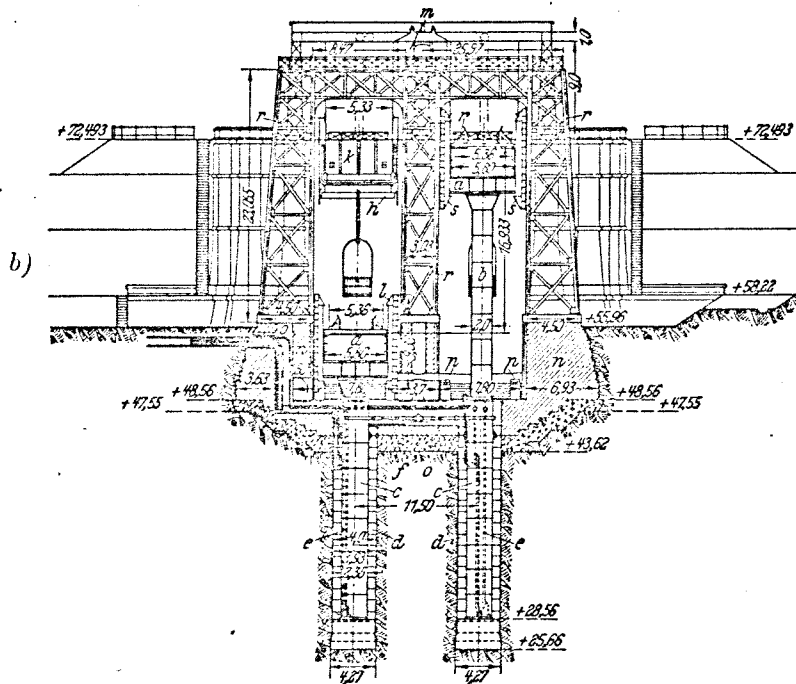
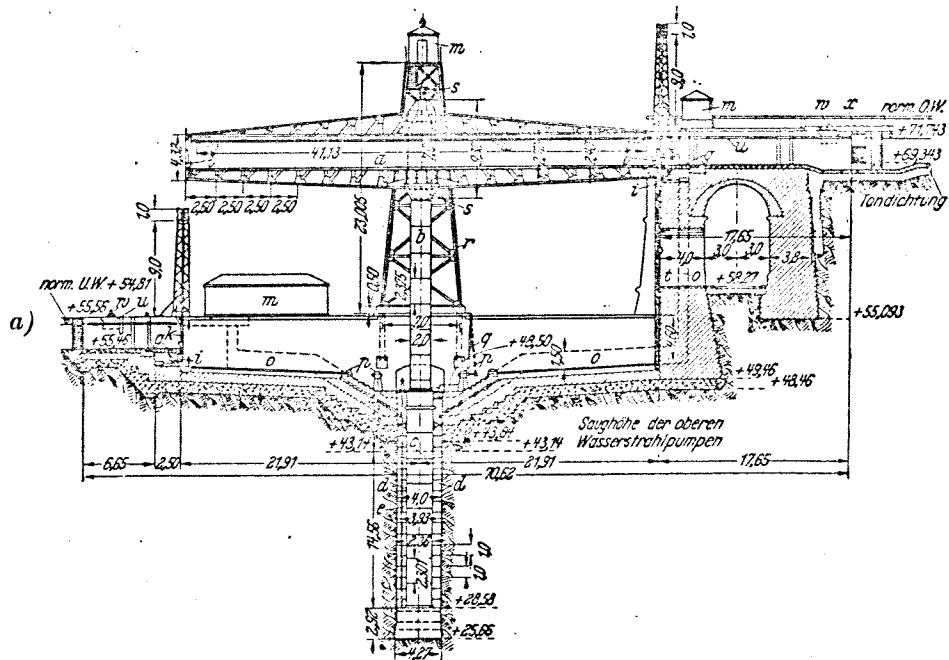


Bild 449. Preßkolbenhebewerk [14]

- a) Längsschnitt
- b) Querschnitt

Figuur 5.14 Hydraulisch aangedreven hefwerk.

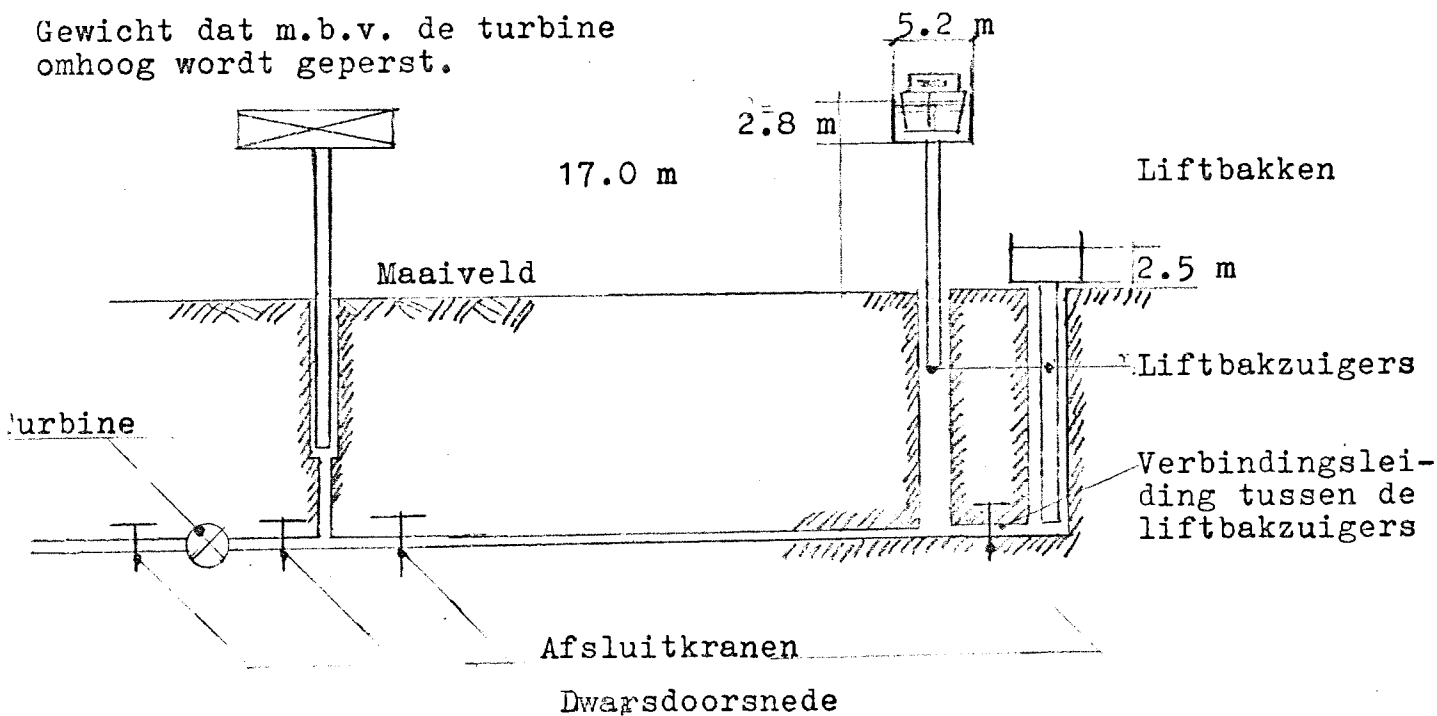
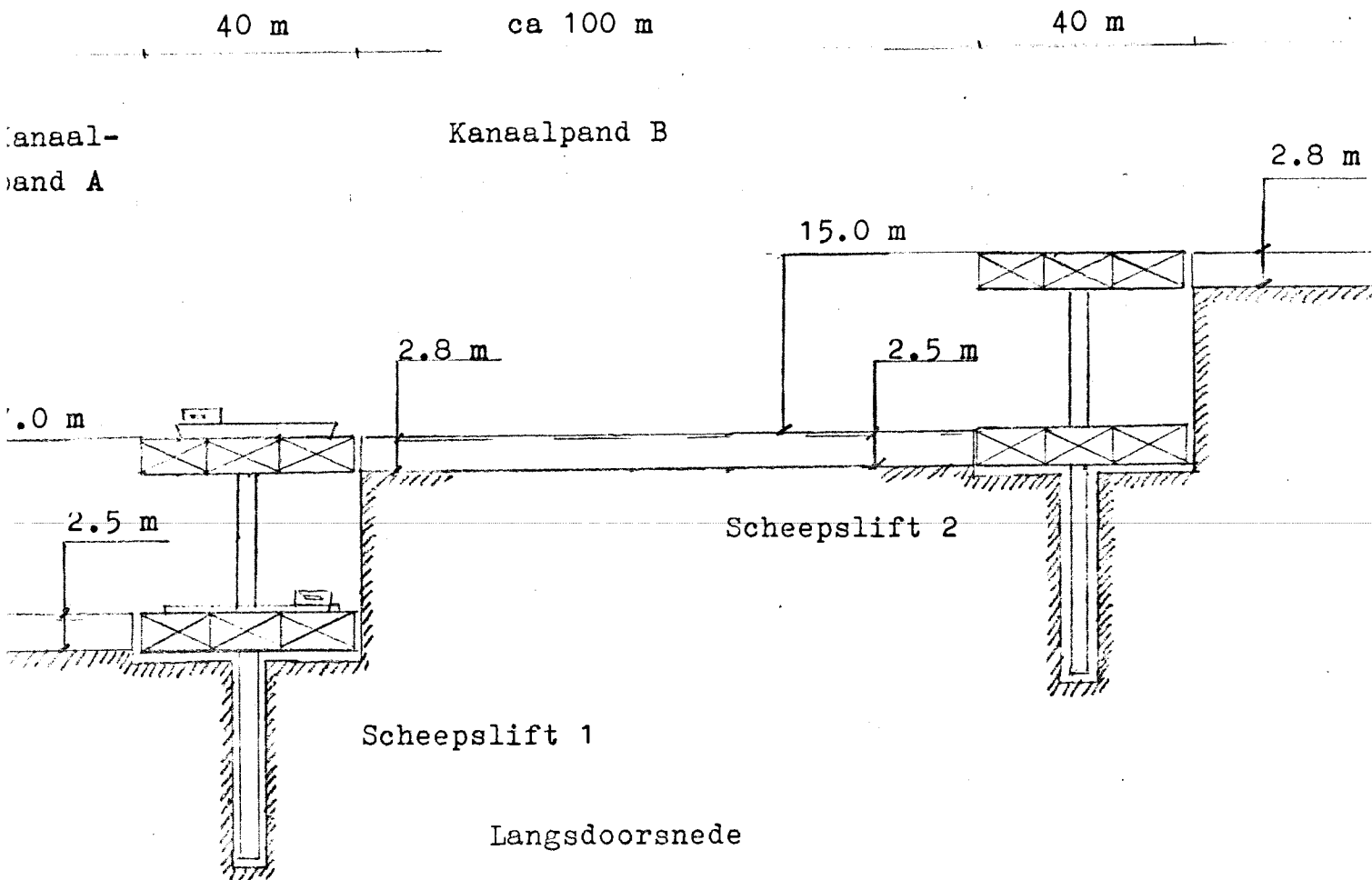
Deze 30 cm grotere waterdiepte in de bovenste liftbak veroorzaakt een neerwaartse kracht van ongeveer $1 \times 0,3 \times 40 \times 5 = 60$ tf of 600 kN op het systeem van de communicerende liftbakzuigers. Deze kracht van 600 kN is groot genoeg om de wrijvingsverliezen tijdens de beweging te compenseren. De beweging van de liftbakken kan worden gestopt door de kraan in de verbindingsleiding tussen de beide liftbakzuigers te sluiten.

Verder gebruikt men het verval tussen kanaalpannd A en C om een bepaalde waterdruk op te bouwen. Dit gebeurt door water van kanaalpannd C via een "turbine" naar kanaalpannd A te laten stromen. De met behulp van deze turbine opgebouwde druk perst een gewicht met behulp van een zuiger omhoog. Hierdoor wordt als het ware druk geaccumuleerd. De op deze wijze verkregen waterdruk wordt gebruikt om:

De hefdeuren te heffen die de kanaalpannden en de liftbakken afsluiten en eventuele drukverliezen in het systeem van de liftbakzuigers, ontstaan door lekkages is het systeem, te compenseren.

Uit de figuren 5.13 t/m 5.15 blijkt het grote nadeel van dit soort hefwerken, namelijk de grote diepte van de zuigercilinders in de ondergrond van het hefwerk. Voor hefwerken met drijvers met hetzelfde grote nadeel, is reeds aangetoond dat dit voor grote hefhoogte ongunstig is. Daarnaast moet men zeker bij grote hefhoogte geleidingstorens aanbrengen ter verzekering van de plaats van de hefbak.

Uit deze laatste alinea blijkt dat ook hydraulisch werkende hefwerken geen optimale oplossing zijn voor hefwerken met grote hefhoogte.



Figuur 5.15 Schema functioneren liften in het Kanaal van het Centrum, België.

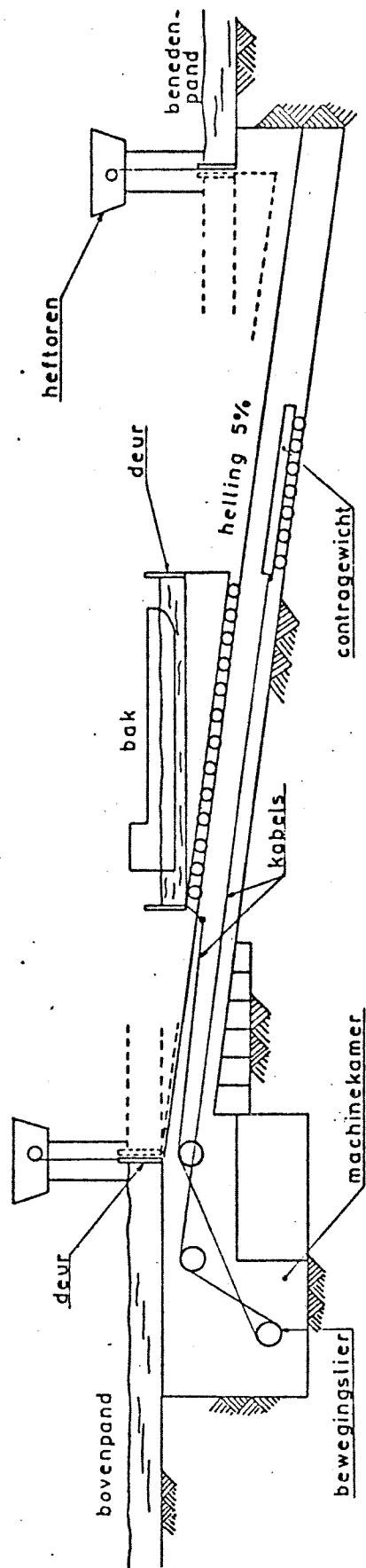
5.5 Conclusies

Uitvoering van het kunstwerk Strépy-Bracquagnies als een hefwerk is zeker mogelijk en heeft enkele voordelen. Het schutwaterverlies per hefcyclus is nihil en geen ander kunstwerk heeft een kleiner schutwaterverlies.

De bedieningstijd van ongeveer 11,0 minuten geeft het hefwerk een schutcapaciteit van 15,0 miljoen ton laadvermogen per jaar bij 120 bedrijfsuren per week. Gezien het huidige vervoer van 1,5 miljoen ton per jaar en de daarbij behorende gewenste schutcapaciteit van 7,5 miljoen ton laadvermogen per jaar treden overligtijden ook bij sterke toename van het vervoer voorlopig niet op.

De aandrijving en geleiding van de hefbak vormt geen probleem. Met de huidige technische mogelijkheden is het uitvoerbaar.

Voor het compenseren van het grote hefbakgewicht van meer dan 5000 ton komt alleen het systeem met contragewichten in aanmerking. Andere mogelijkheden leveren te veel technische problemen op of kosten te veel. Het relatief geringe eigengewicht van een contragewicht hefwerk bij grote hefhoogte is een groot voordeel bij het funderen van het kunstwerk.

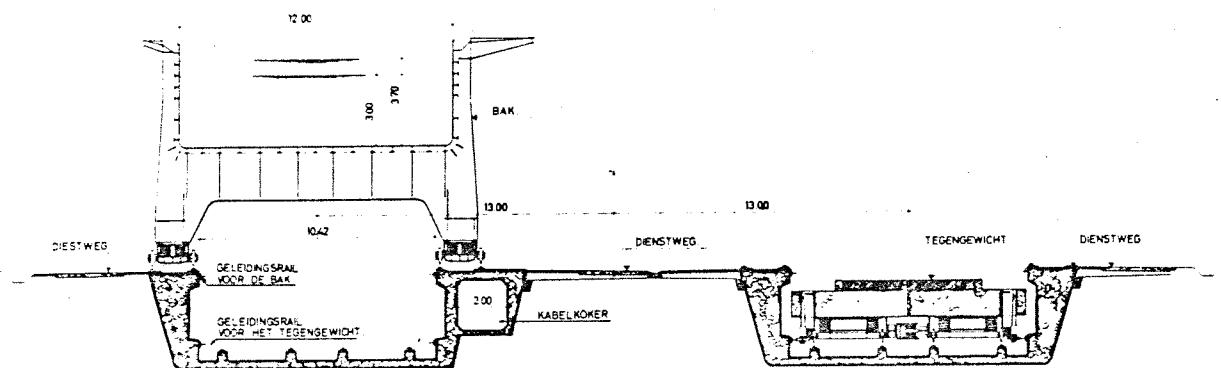


Figuur 6.1 Hellend langsvlak.

6 Kunstwerk Strépy-Bracquegnies als hellend vlak

Een hoogteverschil in waterpeil van een vaarweg kan overwonnen worden met behulp van een hellend vlak. In figuur 6.1 is een schematische weergave van een hellend vlak gegeven. Het kunstwerk functioneert op de volgende wijze. Een schip vaart vanuit het benedenpand de liftbak binnen. Deze liftbak is gevuld met water en staat gemonteerd op wielstellen. Nadat de deuren gesloten zijn beweegt de liftbak over een rolbaan die onder een kleine helling ligt. Nadat de translatie voltooid is, is de hefbak in hoogte gestegen zoals uit figuur 6.1 blijkt. De schepen kunnen de liftbak verlaten nadat de deuren van de liftbak en het bovenpand geopend zijn. Nu kunnen schepen in de tegenovergestelde richting gebruik maken van de liftbak.

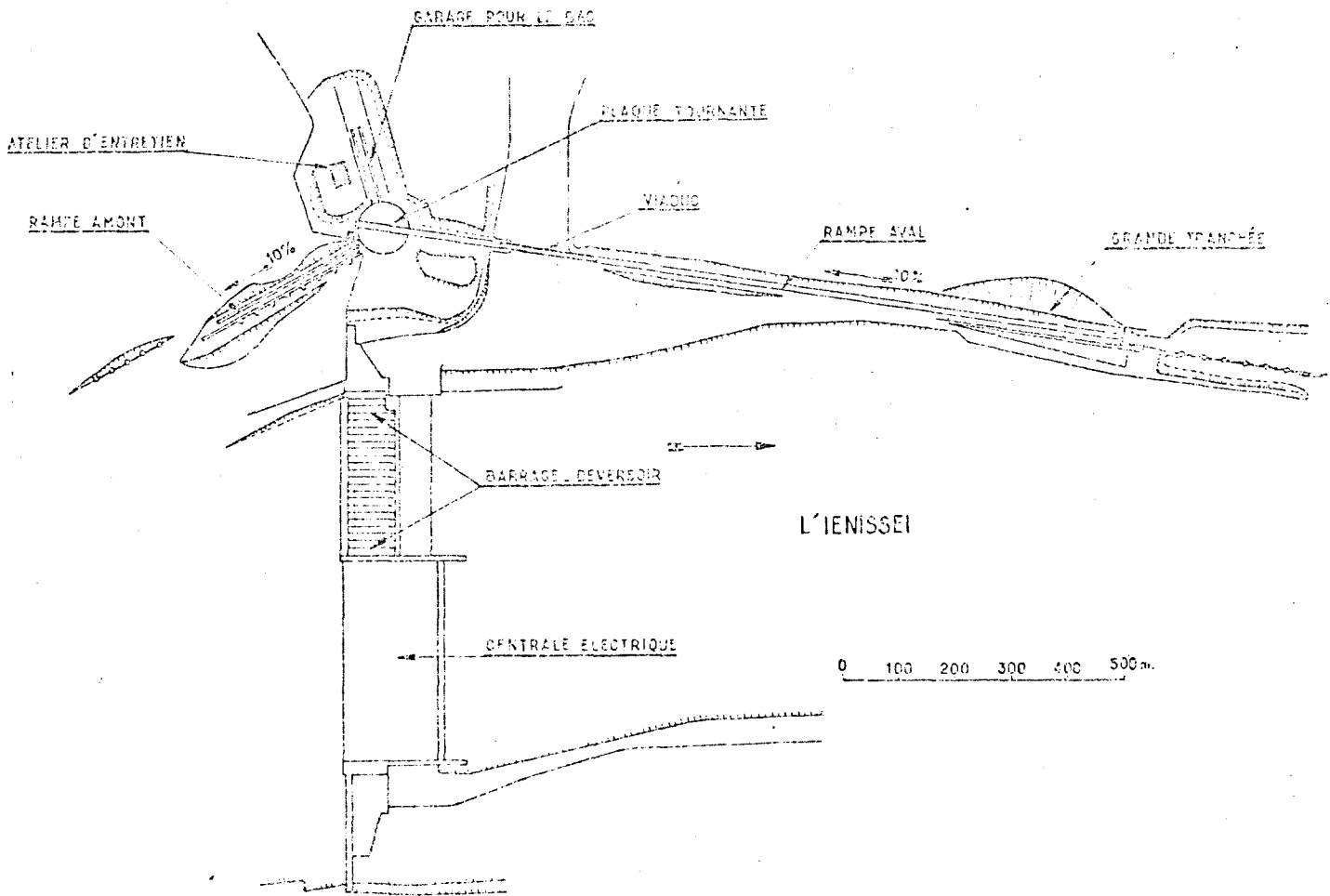
De liftbak afmetingen zijn $85 \times 12 \times 3.60 \text{ m}^3$. De liftbak heeft een gewicht van ongeveer 5500 ton, vergelijkbaar met een hefbak van een hefwerk. Ook hier wordt uit energieverbruik oogpunt het gewicht gecompenseerd. De aangewezen methode bestaat uit een aantal contragewichten gemonteerd op wielstellen. Deze contragewichten hebben een eigen rolbaan evenwijdig aan de rolbaan van de liftbak. De contragewichten zijn via kabels die over in het bovenpand gemonteerde loopwielen lopen in verbinding met de liftbak. Door deze constructie zijn nu slechts kleine krachten nodig voor het bewegen van de liftbak over de rolbaan. Dit op voorwaarde dat het eigengewicht van de contragewichten gelijk is aan het gewicht van de liftbak gevuld met schepen. Het hoogteverschil dat overwonnen kan worden met behulp van een hellend vlak is groot. Dit komt omdat de belastingen in het kunstwerk onafhankelijk van het hoogteverschil over het kunstwerk zijn. Het gewicht van de liftbak en de contragewichten wordt bepaald door de nuttige kolkafmetingen. De lengte van de rolbaan heeft geen invloed op de spanningswisseling die optreedt per meter rolbaan. Dit is de reden waarom tot nu toe hellende vlakken zijn toegepast voor het overwinnen van extreem grote hoogteverschillen per kunstwerk. Het hellend vlak van Krasnoiarsk overwint een hoogteverschil van 101 m! (USSR) zie ook figuur 5.3. Het schutwaterverlies per cyclus is zeer gering, in de orde van grootte gelijk aan het schutwaterverlies van een hefwerk. Het bovenpandhoofd van een hellend vlak bestaat uit een zwaar gefundeerd raamwerk van balken en kolommen. Dit komt omdat een kracht gelijk aan twee maal het gewicht van de liftbak in horizontale richting aan het landhoofd trekt. Deze kracht ontstaat in de loopwielen van de kabels zoals in figuur 6.1 te zien is.



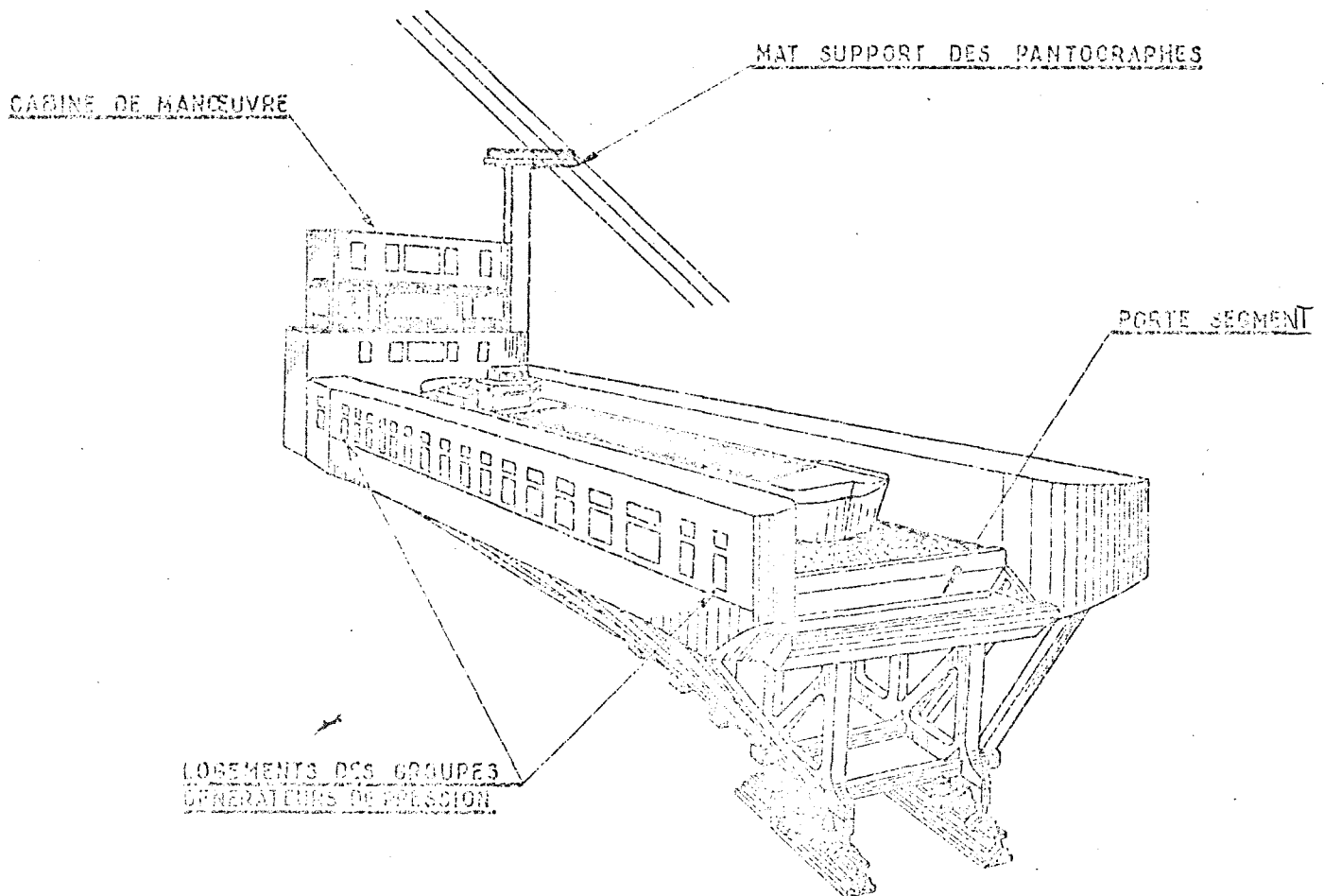
Figuur 6.2 Gecombineerde rolbaan van de liftbak en de contragewichten van het hellendvlak van Ronquieres.

Naast de loopwielen bevinden zich in het bovenhoofd de benodigde motoren en regelapparatuur. Bovenop de machinekamers ligt de bovenpandvoorhaven met een hefinrichting voor de deuren van het bovenpand en van de liftbak.

De mogelijkheid tot aanleg van een hellend vlak wordt vooral bepaald door de geografische en geologische gesteldheid van de omgeving. Ten eerste moet een geschikte plaats, een helling die zonder te veel grondverzet vlak gemaakt kan worden, aanwezig zijn. Daarnaast moet de ondergrond voldoende draagkracht bezitten voor het dragen van de rolbanen en het bovenpandhoofd.



Plan incliné de Krasnoyarsk - Plan d'ensemble schématique.



Plan incliné de Krasnoyarsk - Vue perspective sur le bac (schématique).

Figuur 6.3 Het hellende vlak van Krasnoyarsk, USSR.

6.1 Hellend langsvlak

Een hellend langsvlak heeft als kenmerk dat de translatie evenwijdig is aan de lengteas van de liftbak zoals figuur 6.1 laat zien. Het gevolg is dat één rolbaan aanwezig is waarover de liftbak transleert. Daarnaast moet een rolbaan liggen voor de contragewichten. Een oplossing is beide rolbanen te combineren zoals figuur 6.2 laat zien. Vooral de fundatie van de rolbanen is nu gecombineerd en heeft een breedte in de orde van grootte van de breedte van de liftbak.

Het gevolg is dat er een punt is waarop de liftbak de contragewichten passeert. Dit geeft zeer hoge belastingen op de ondergrond van de funderingen. Deze belasting gaat gepaard met relatief grote zakkingen zoals uit de praktijk van het hellend vlak van Ronquieres blijkt. Deze belatingwisselingen bepalen in hoge mate of een hellend vlak uitgevoerd kan worden zoals in figuur 6.2 is weergegeven. Is de bodem niet voldoende draagkrachtig, dan moeten de rolbanen naast elkaar en ver uit elkaar aangelegd worden. Dit kost natuurlijk meer ten opzichte van een gecombineerde rolbaan.

Een eigenschap van een hellend langsvlak is het geringe hellingspercentage tot 10 %. De reden hiervoor ligt in de constructie van het benedenhoofd. In figuur 6.1 is te zien dat de wielstellen aan de benedenpandzijde veel lager liggen ten opzichte van de liftbakbodem dan de wielstellen aan de bovenpandzijde van de liftbak. In het benedenpandhoofd moet de bovenkant van de rolbaan ruim onder de bodem van de liftbak en de kanaalbodem liggen, wil het schip de liftbak kunnen verlaten. Deze afstand neemt toe met het groter worden van de helling. Echter hoe dieper het eindpunt van de rolbaan komt te liggen, hoe duurder het benedenpandhoofd wordt. Het gevolg hiervan is dat het hellingspercentage beperkt moet blijven.

De mogelijkheden van hellende langsvlakken zijn groot. Een mooi voorbeeld is het hellendvlak van Krasnoiarsk, USSR, met een hoogtevariatie in de rolbaan van 101 m. De rolbaan en de liftbak zijn in figuur 6.3 weergegeven. Deze scheepslift werkt als een ouderwetse overtoom. Hij transporteert schapen vanuit een stuwmeer omhoog naar de top van de stuwdam. Daar aangekomen roteert de hefbak op een draaischijf 110° en zakt vervolgens 101 m naar beneden. Aan beide zijden van de dam kan de waterstand variëren. Daarom wordt de liftbak aangedreven door 148 elektromotoren die ook onder water kunnen functioneren.

Het gevolg van deze constructie is dat de liftbak als het ware het water inrijdt totdat het water-niveau in de liftbak gelijk is aan het waterniveau van de rivier. Hierna kunnen de deuren van de liftbak worden geopend en kunnen de schepen de liftbak uit en binnen varen. Schepen tot 1500 ton laadvermogen kunnen gebruik maken van deze lift.

Een schutcyclus neemt 93 min in beslag zodat bij 24 uur functioneren per dag de schutcapaciteit ongeveer 10 miljoen ton laadvermogen per jaar draagt.

Het hellend vlak van Ronquierès in het kanaal van Charleroi naar Brussel overwint een hoogteverschil van 67,55 m. De liftbak heeft de nuttige afmetingen van 85,50 x 12,00 m² bij een waterdiepte in de liftbak die varieert tussen de 3,00 m en de 3,70 m. De rolbaan heeft een lengte van 1432 m met een hellingspercentage van 5 %. De rolbaan is voor $\frac{2}{3}$ deel gefundeerd op staal en het resterende deel van de rolbaan alsmede het bovenpandlandhoofd met de kanaalbrug zijn gefundeerd op putten. Uit bijlage 2 blijkt dat in het gekozen tracé plaats is voor een langshellend vlak met een hellingspercentage van 5 %. De funderingsmogelijkheden zijn onbekend.

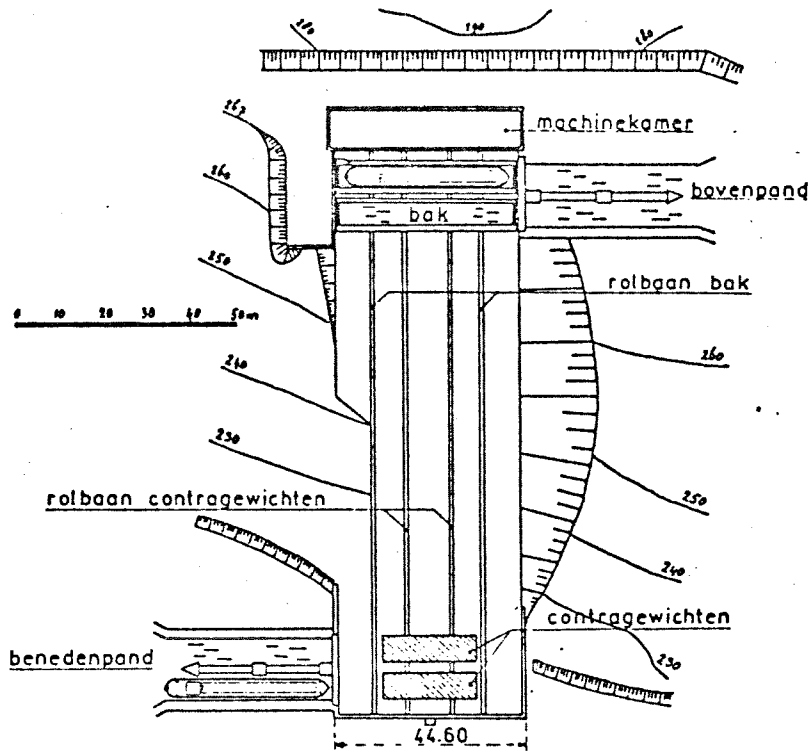
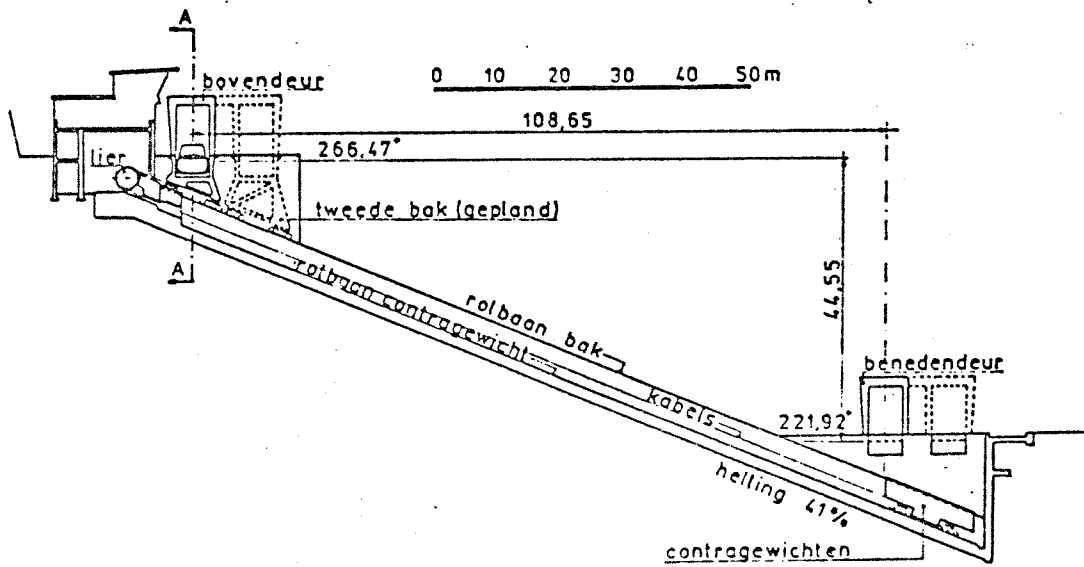


fig. 4.1.h.



Figuur 6.4 Hellend dwarsvlak van d'Arzviller.

6.2 Hellend dwarsvlak

De kenmerkende eigenschap van het hellend dwarsvlak is dat de translatierichting dwars op de lengteas van de liftbak staat zoals in figuur 6.4 te zien is. Dit heeft enkele gevolgen. Voor het dragen van de liftbak is nu meer dan één rolbaan nodig. Dit in verband met het evenwicht van de liftbak en spreiding van de hoge belasting die per draagwielstel wordt uitgeoefend op de rolbaan. De belasting per meter rolbaan in een hellend dwarsvlak is groter dan bij een vergelijkbaar hellend langsvlak.

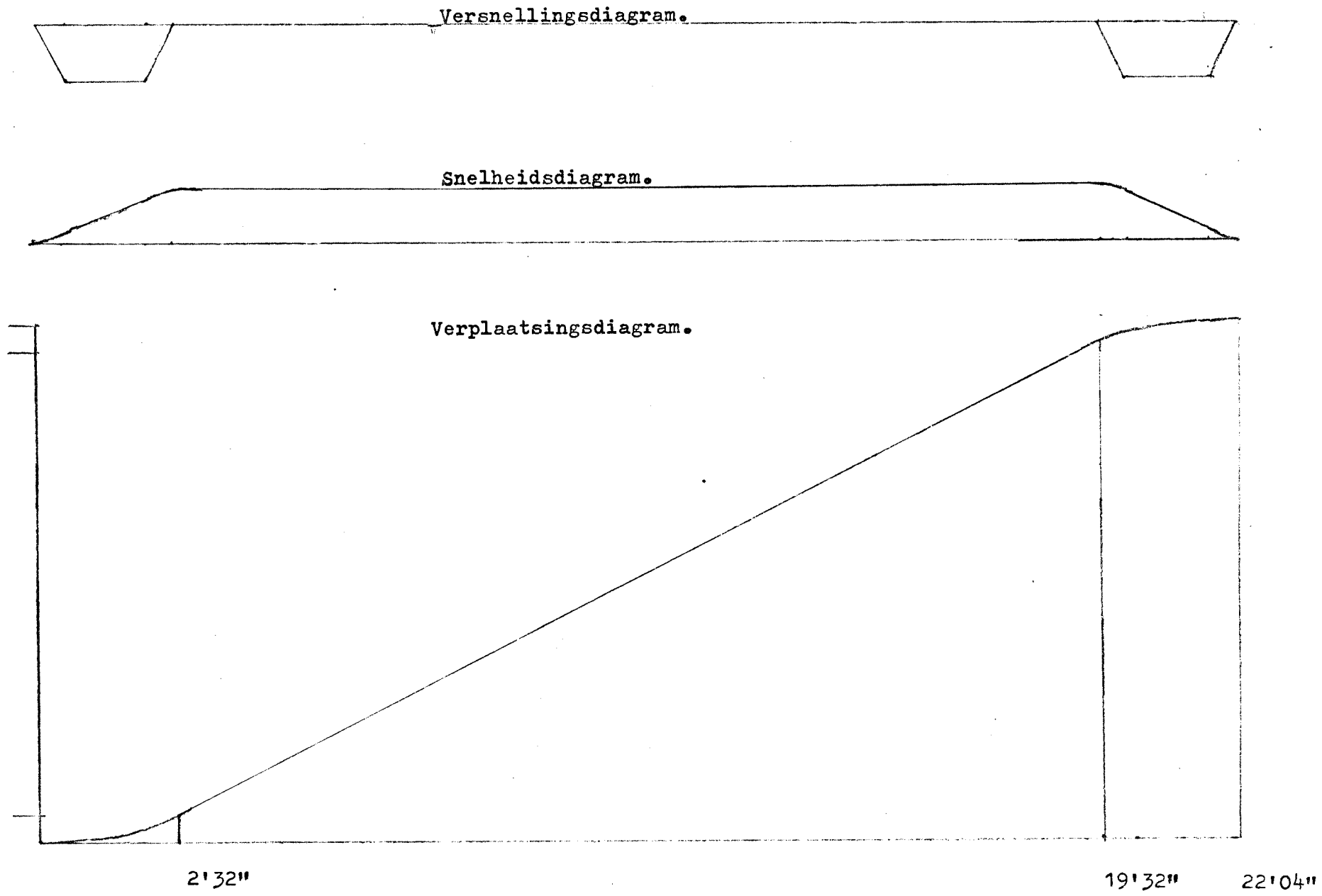
Dat deze belasting per meter rolbaan groot is blijkt ook uit het feit dat de rolbaan van de liftbak niet gecombineerd wordt met de rolbaan van de contragewichten zoals in figuur 6.2, maar gescheiden wordt aangelegd. Uit figuur 6.4 blijkt dat het hellingspercentage van een hellend dwarsvlak een veelvoud is van het hellingspercentage van een hellend langsvlak. Doordat er meer dan één rolbaan nodig is voor het dragen van de liftbak van een hellend dwarsvlak, kunnen de aanlegkosten van de rolbanen verkleind worden door het hellingspercentage te vergroten. Hierdoor neemt de lengte per rolbaan af en kan de totale lengte van de rolbanen kleiner worden dan bij een hellend langsvlak.

In paragraaf 6.1 is reeds aangetoond dat het hellingspercentage van een hellend langsvlak klein moet zijn vanwege de diepte van het rolbaaneinde onder de kanaalpandebodem. Bij een hellend dwarsvlak blijft de diepte beperkt door de zeer korte lengte van de draagstellen van de liftbak. Vergelijk figuur 6.1 en figuur 6.4 op diepte van het eindpunt van de rolbaan in het benedenpandlandhoofd.

In figuur 6.4 is het hellend dwarsvlak van Arzviller in het Rijn-Marne kanaal weergegeven. Dit in 1966 in gebruik genomen kunstwerk is in staat schepen met een laadvermogen van 350 ton en een minimale lengte van 38 m te verwerken. Het kunstwerk ligt parallel aan de sluizen trap die weergegeven is in figuur 4.2. Het terreinverloop in het tracé van het nieuwe kanaalgedeelte weergegeven in bijlage 1 is meer geschikt voor de aanleg van een hellend langsvlak dan voor een hellend dwarsvlak.

32 | 128 | 32 1020 sec = 17 min. 32 | 128 | 32

Figuur 6.5 Snelheidsdiagrammen van het hellendvlak



6.3 Schutcapaciteit van een hellend langsvlak in het Kanaal van het Centrum

De bedieningstijd van de liftbak van een hellend langsvlak wordt vooral bepaald door de translatiesnelheid in combinatie met de lengte van de rolbaan. Aan het begin en einde van een translatie moet de liftbak versneld of vertraagd worden. Deze snelheidsveranderingen wekken translatiegolven op in de liftbak. Deze translatiegolven geven belastingswisselingen op de wielstellen en de schepen in de liftbak. Het is daarom noodzakelijk dat de snelheidsvariatiës per tijdseenheid beperkt blijven, waardoor de translatiegolven ook beperkt blijven.

Met behulp van modelproeven zijn voor het hellend vlak van Ronquierès de toegestane snelheidsvariatiës per tijdseenheid bepaald. De liftbak van Ronquieres wordt nu gedurende 152 sec versneld tot een translatiesnelheid van 1,20 m/s. In figuur 6.5 zijn de verschillende verplaatsingsdiagrammen voor de liftbak van Ronquieres weergegeven.

De afmetingen van de liftbak van het te ontwerpen hellend vlak in het Kanaal van het Centrum zijn gelijk aan de afmetingen van de liftbak van het hellend vlak van Ronquierès, namelijk $85 \times 12 \times 3,6 \text{ m}^3$. Hierdoor is het mogelijk met behulp van paragraaf 3.6.3 en de gegevens van Ronquierès een schutcapaciteitsberekening uit te voeren. Er zijn twee verschillen tussen de twee genoemde hellende vlakken. Ten eerste heeft het te ontwerpen vlak een rolbaan die ongeveer $(73,15 - 67,55) \times 20 = 112 \text{ m}$ langer is dan die van Ronquieres. Ten tweede, het te ontwerpen hellend vlak in het Kanaal van het Centrum heeft slechts één liftbak inplaats van twee.

Voor de schutcapaciteitsberekening is het noodzakelijk de grootte van de bedieningstijd te weten. Deze kan geschat worden door gebruik te maken van de verplaatsingsdiagrammen van het hellend vlak van Ronquieres, weergegeven in figuur 6.5. Het verschil is dat de translatie met een constante snelheid van 1,2 m/s langer duurt. Dit omdat de rolbaan 112 m langer is. De toename van de translatietijd is dus $112/1,2 \approx 94 \text{ sec}$. In tabel 6.1 is de bedieningstijd berekend op de nu bekende gegevens. De bedieningstijd van een langshellend vlak is ongeveer 30 min. Met de aannames en gegevens van paragraaf 3.6.3 kan dan de minimale schutcapaciteit in tonnen laadvermogen per jaar worden berekend. Deze bedraagt ongeveer 8,5 miljoen ton laadvermogen per jaar bij 120 bedrijfsuren per week.

Tabel 6.1

Bedieningstijd berekening van een langshellend vlak in het Kanaal van het Centrum met een hoogteverschil van 73,15 m.

Handeling:	Geschatte tijdsduur:
Sluiten liftbakdeuren	120 sec
Ontkoppelen liftbak van landhoofd	45 sec
Versnelling van de liftbak	152 sec
Translatie van de liftbak met 1,2 m/s	1170 sec
Vertragen van de liftbak	152 sec
Koppelen van de liftbak aan landhoofd	45 sec
Openen liftbakdeuren	120 sec
Totaal	1804 sec
Bedieningstijd liftbak	30 min

Bron: Hellend vlak van Ronquierès

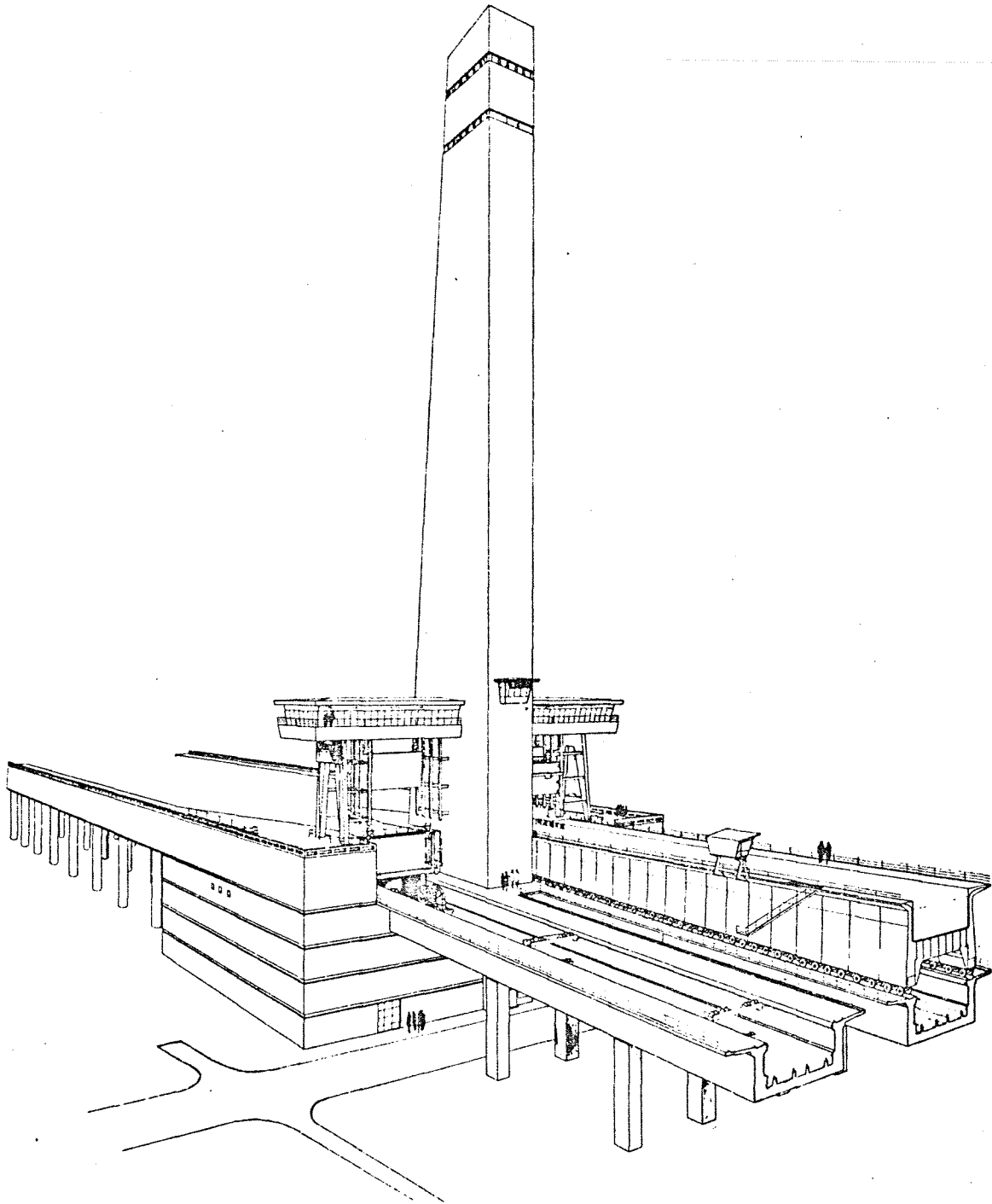
6.4 Het energieverbruik van het hellend langsvlak.

In het bovenpandhoofd van het hellendvlak van Ronquierès, figuur 6.6, staan zes elektromotoren opgesteld die voor de aandrijving van de hefbak zorgen. De motoren bezitten elk een maximaal vermogen van 125 kW. De aandrijving van de liftbak geschiedt door loopwielen aan te drijven waarover de kabels lopen. In figuur 6.1 is dit duidelijk te zien. De geleverde energie door de motoren wordt gebruikt voor het overwinnen van de wrijvingsverliezen tussen de liftbak wielstellen en de rolbaan, en voor het vergroten van de potentiële energie van de liftbak-contragewichtencombinatie.

Het gewicht van de liftbak kan variëren tussen de 5000 ton en de 5700 ton. Het contragewicht heeft een constant gewicht van 5200 ton. In het ongunstigste geval weegt de liftbak 500 ton meer dan de contragewichten. Dit heeft tot gevolg dat tijdens een bergwaartse translatie van de liftbak de motoren naast het overwinnen van de wrijving ook nog 500 ton de helling op moet trekken. Zeker is dat gedurende bijvoorbeeld een jaar het energieverbruik per translatie sterk zal variëren.

Het te ontwerpen hellend langsvlak nabij Strépy-Bracquegnies ligt aan hetzelfde bovenpand als het hellend vlak van Ronquieres wat uit de kaart van figuur 2.1 blijkt. Het bovenpand kent een waterpeil variatie van 0,70 m. Bij hellende vlakken treedt deze waterstandvariatie ook in de liftbakken op. Dit is noodzakelijk willen de schepen in en uit de liftbak kunnen varen. Doordat de bodem van de liftbak dan op dezelfde hoogte ligt van de kanaalbodem neemt de waterdiepte af of toe, al naar gelang de waterstand variatie in het kanaalpeil. Wordt na het sluiten van de liftbakdeur geen water in of uit de liftbak gepompt, dan varieert het gewicht van de hefbak. Dit gebeurt in het hellend vlak van Ronquieres, waardoor degewichtsvariatie van de liftbak verklaard wordt. Het benedenpandpeil blijft nagenoeg constant. Het gevolg is dan dat er een verschil kan ontstaan in de waterspiegel in de liftbak. Dit omdat de waterstand in het bovenpand hoger is dan normaal. De waterspiegels worden door water in of uit de liftbak te pompen aan elkaar gelijk gemaakt voordat de hefdeuren geopend worden. Dit pompen kost tijd. Het is daarom aan te bevelen dit pompen, zover het mogelijk is, tijdens het transleren van de liftbak uit te voeren. Nadat de deuren weer gesloten zijn, kan de liftbak weer omhoog transleren. Er bestaat dan weer een kans dat de waterspiegels in de liftbak en het bovenkanaalpand niet gelijk zijn. Door pompen kunnen de waterspiegels weer aan elkaar gelijk gemaakt worden. Het pompen van water in de liftbak kan alleen gebeuren als de liftbak aan het landhoofd is gekoppeld.

HET HELLEND VLAKE VAN RONQUIERES



Figuur 6.6 Bovenpandlandhoofd van het hellendvlak van Ronquiere.

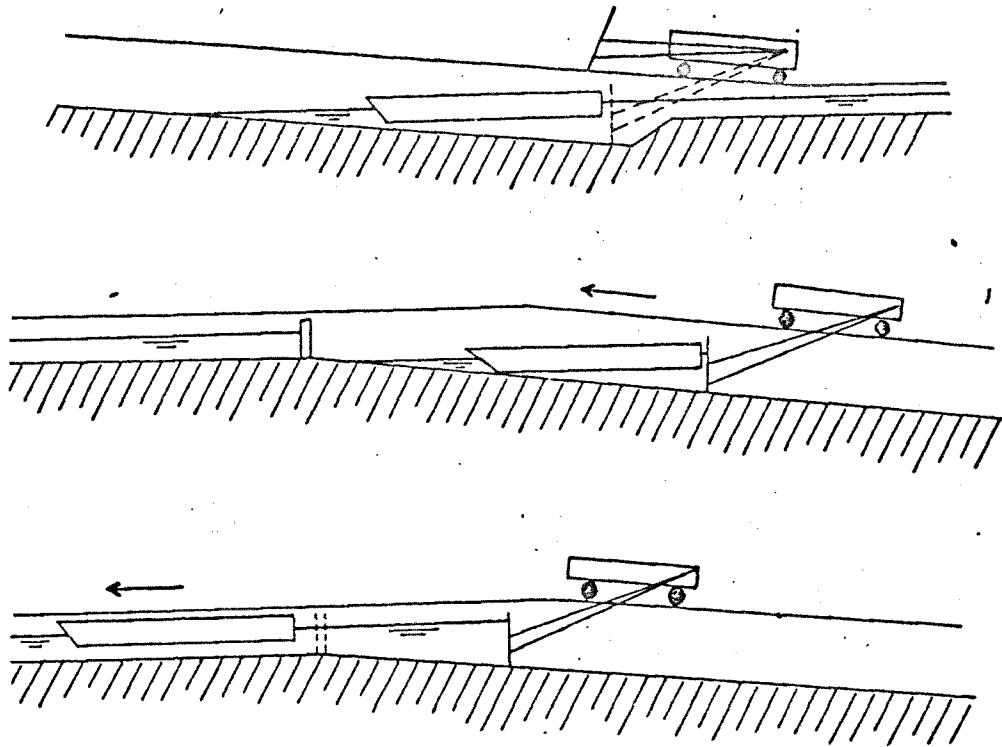
Water wegpompen uit de liftbak kan eventueel tijdens het transleren door het water naast de rolbaan in een goot te laten stromen. Lang pompen terwijl de liftbak aan het landhoofd is gekoppeld beïnvloed de schutcapaciteit in negatieve zin.

Het energieverbruik van de aandrijfmotoren van de liftbak per volledige translatie van de liftbak hangt mede sterk af van gewicht van de liftbak.

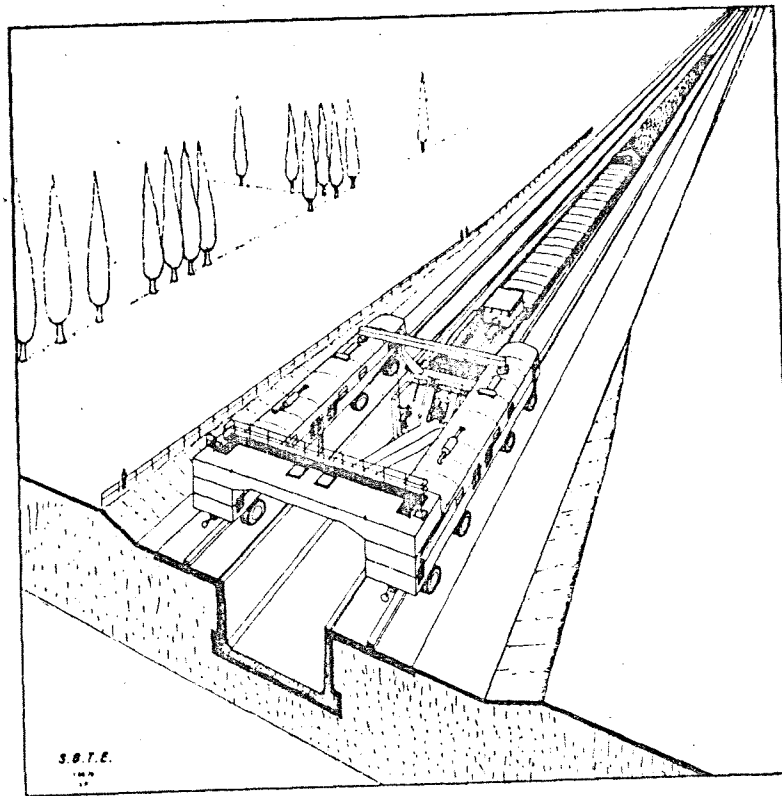
Zowel tijdens een bergwaartse als tijdens een dalwaartse translatie kan het voorkomen dat de motoren energie moeten leveren. Het berekenen van het gemiddelde energieverbruik is erg moeilijk. Het enige wat zeker is, is dat het energieverbruik per translatie altijd kleiner of gelijk zal zijn aan de maximale hoeveelheid energie die de motoren tijdens een translatie maximaal kunnen leveren. De maximale hoeveelheid energie is gelijk aan: Maximaal vermogen motoren maal de translatietijd per translatie. Substitutie van de waarden ontleend aan deze paragraaf en tabel 6.1 levert voor het maximaal mogelijke energieverbruik per translatie op:

$$6 \times 125 \text{ kW} \times (2 \times 152 + 1170) \text{ sec} = 1,10 \times 10^9 \text{ J}$$

Ter vereenvoudiging wordt hier gesteld dat het energieverbruik per cyclus gelijk is aan 2 maal $1,1 \times 10^9 \text{ J}$ is $2,2 \times 10^9 \text{ J}$. Dit omdat een cyclus twee translaties omvat. Het energieverbruik van $2,2 \times 10^9 \text{ J}$ is dan ook het theoretisch maximum energieverbruik dat per cyclus kan optreden.



Figuur 6.7 Functioneren van een pente d'eau.



Pente d'eau longitudinale.
Croquis perspectif.

Figuur 6.8 Pente d'eau Montech, perspektief tekening.

6.5 Kunstwerk Strépy-Bracquegnies als pente d' eau

Een variant op de ontwikkeling van hellende vlakken is het Franse idee van een waterwig of pente d' eau. Een principe tekening van het functioneren van een waterwig is weergegeven in figuur 6.7. Het schip transleert door een U-vormige trog in een waterwig van het benedenpand naar het bovenpand en omgekeerd. Het benedenpand bezit geen sluisdeuren daar de afsluiting gevormd wordt door de bodem van de trog. Het bovenpand bezit wel sluisdeuren. Dit ter voorkoming dat het bovenpand leegloopt in het benedenpand via de trog.

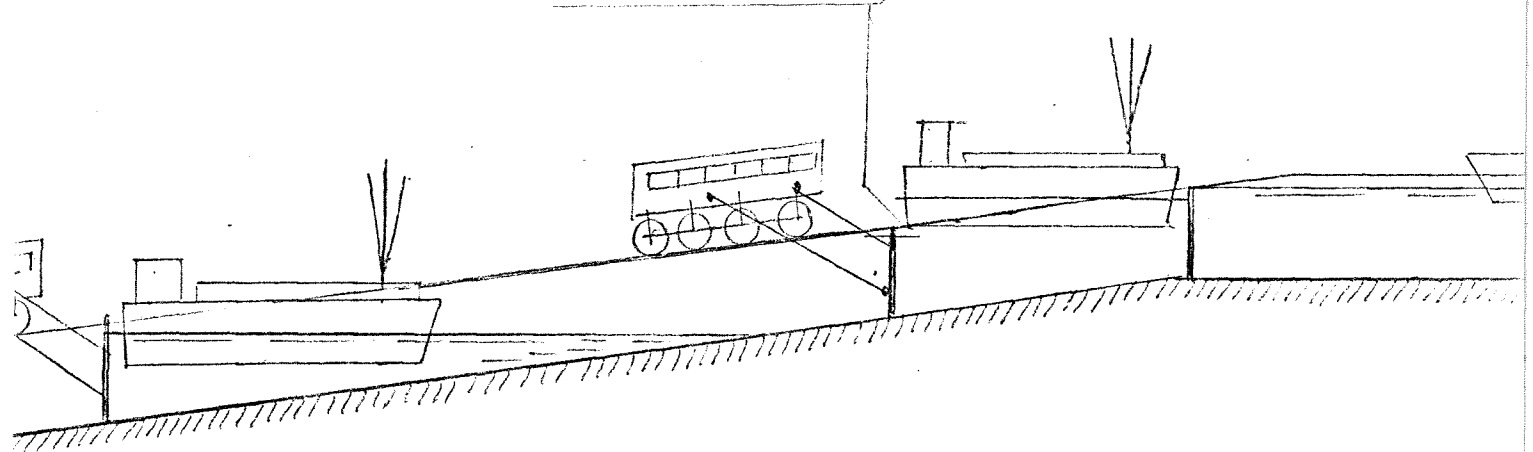
Een schutcyclus van een pente d' eau werkt als volgt. Een schip vaart uit het benedenpand de trog binnen en komt tot stilstand voor de trogbodem. Achter het schip wordt een vertikaal schot neergelaten dat de dan gevormde waterwig afsluit van het benedenpand. De afdichting tussen de trogwanden, bodem en het schot is zodanig dat het schot langs de wanden en over de trogbodem kan transleren zonder veel waterverlies, wrijving en slijtage.

Het schot wordt door een gemotoriseerde duwer door de trog voortbewogen. Hierdoor verplaatst de waterwig met het schip zich naar het bovenpandhoofd en omhoog, omdat de trog onder een kleine helling ligt. In het bovenpand aangekomen worden de sluisdeuren geopend zodat het schip zijn weg kan vervolgen. Daarna vaart een schip vanuit het bovenpand de waterweg binnen. Nadat de sluisdeuren gesloten zijn zet de duwer met het schot zich in beweging in de richting van het benedenpandhoofd. Nadat het daar aangekomen is wordt het schot geheven. Hierna kan het schip zijn weg vervolgen en is een schutcyclus voltooid.

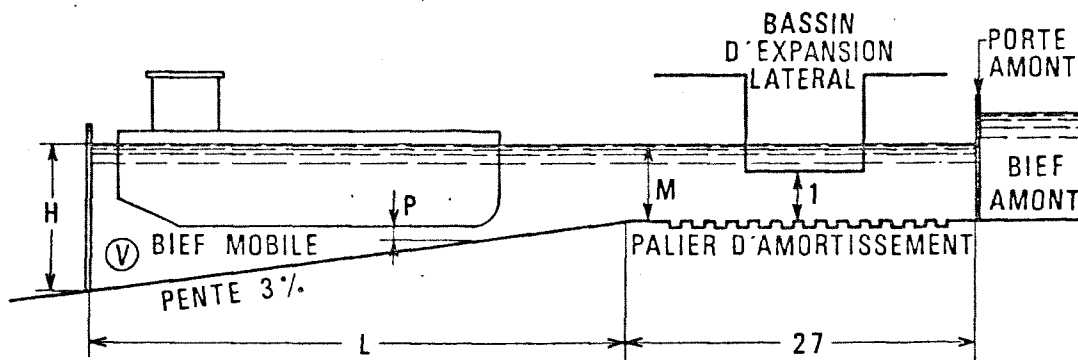
De constructie van het bovenpandhoofd heeft extra voorzieningen nodig om het functioneren van de pente d'eau mogelijk te maken. Ten eerste moet voorkomen worden dat de teen van de waterwig volledig terugkaatst op de gesloten bovenpanddeuren bij benadering van de waterwig van het bovenpandhoofd. Dit kan verminderd worden door het aanbrengen van ribbels op de trogwandbodem over een kleine afstand voor de deuren. Teruggekaatste golven doen het schip bewegen zodat stoten tegen de trogwanden kunnen optreden met eventuele beschadiging van schip of trogwand.

Ten tweede moet er voldoende waterdiepte in het bovenpandhoofd voor de deuren zijn voordat het schip het bovenpandhoofd kan passeren. Dit houdt in dat de teen van de waterwig een grote waterdiepte krijgt. Hiervoor komen twee mogelijkheden in aanmerking. Ten eerste kan men het water opstuwen tegen de gesloten deuren door het schot dichter naar de deuren toe te bewegen. Het gevolg is dan dat de waterdiepte voor het schot ook toeneemt zoals in figuur 6.9 te zien is.

Opstuwing van het water voor het schot



Figuur 6.9 Opstuwing voor het schot bij nadering bovenpandhoofd.



Tête amont. Schéma d'ensemble.

Figuur 6.10 Bovenpandhoofd uitvoering van de waterwig van Montech, Frankrijk.

Het opstuwen kost extra energie en trekkracht van de duwer. Deze extra energie kan moeilijkheden opleveren voor de duwer, zodat deze oplossing niet altijd mogelijk is.

Ten tweede kan men het eind van de trog voor de deuren horizontaal aanleggen zoals in figuur 6.10 te zien is. Wil men voldoende waterdiepte bereiken boven het horizontale gedeelte van de trog, dan moet het schot de deuren dicht naderen. Het gevolg is dan dat het water opgestuwd wordt zodat de waterdiepte voor het schot toeneemt. Brengt men een expansiekanaal aan ter plaatse van het horizontale gedeelte van de trog, dan kan het water wegstromen zodat geen opstuwning plaats vindt. Dit wegstromen van het water gebeurt over een drempel. Deze drempel zorgt er voor dat de juiste hoeveelheid water wegstroomt. In figuur 6.9 is schematisch een bovenpandhoofd weergegeven. In 1973 werd in het lateraal kanaal van de Garonne het eerste pente d'eau ter wereld in gebruik genomen. Het kunstwerk overwint een hoogteverschil van 13,30 m in de aangrenzende kanaalpeilen. De troglengte is 443 m bij een hellingspercentage van 3 %. In de 125 m lange waterwig is plaats voor schepen met een laadvermogen van 350 ton. De grootste waterdiepte voor het schot is 3,75 m. Het vermogen van de duwer is ongeveer 2×1000 pk. wat gelijk staat met 1470 kW. Figuur 6.8 is een perspektieftekening van de pente d'eau nabij Montech in het lateraal kanaal van de Garonne.

De trogbreedte van een pente d'eau in het Kanaal van het Centrum moet 12 m zijn in verband met het passeren van Europaschepen en duwbakken. In tabel 6.2 is de inhoud van de waterwig berekend als functie van het hellingspercentage. De lengte van de waterwig wordt bepaald door de minimale overdiepte van 0,30 m ter hoogte van het diepste punt van een Europaschip. Dit is de grootheid P van figuur 6.10.

De duwer levert het vermogen voor het transleren van de waterwig. In figuur 6.11 is een ontworpen duwer weergegeven voor een 12 m brede pente d'eau. Deze duwer maakt het mogelijk dat Europaschepen van een pente d'eau gebruik maken. De duwer zet zich via de rubberen wielen af tegen de betonnen rolbaan.

Volgens de mechanica is de maximale trekkracht die de duwer kan leveren gelijk aan de wrijvingscoëfficiënt (f) rubber-beton maal de normaalkracht (N) van het eigen gewicht van de duwer. Dit vereist een voldoende hoog eigen gewicht van de duwer in verband met het leveren van voldoende trekkracht.

Tabel 6.2

Berekening inhoud waterwig pente d'eau.

Hellings- percen- tage trog	Lengte trog	Lengte water- wig	Diepte voor het schot	Inhoud water- wig	Hydrosta- tische water- druk op het schot
%	m	m	m	m ³	kN
1	2	3	4	5	6
2	3658	220	4,40	5800	1160
3	2438	173	5,20	5400	1620
4	1829	150	6,00	5400	2160
5	1463	136	6,80	5550	2775
6	1219	127	7,60	5790	3465
7	1045	120	8,40	6050	4230

Tabel 6.3

Berekening van de bedieningstijd van een pente d'eau met een hoogteverschil van 73,15 m

Berekening voor een pente d'eau met een hellingspercentage van 3 % met een maximale versnelling van 1 cm/s² gedurende 150 sec totdat een translatiesnelheid van 1,5 m/s bereikt is.

Handeling:	Geschatte tijdsduur:
Neerlaten schot	180 sec
Versnellen van de waterwig	150 sec
Translatie van de waterwig met 1,5 m/s	1470 sec
Vertragen van de waterwig	150 sec
Openen van de deuren van het bovenpand	150 sec
Totaal	2100 sec
Bedieningstijd	35 min

Aanname: de bedieningstijd van bergwaartse translatie gelijk aan dalwaartse translatie.

6.6 Schutcapaciteit van een pente d'eau in het Kanaal van het Centrum

Voor het pente d'eau van Montech zijn onderzoeken gedaan naar de grootte van de snelheidsveranderingen per tijdseenheid die toelaatbaar zijn. Het resultaat is dat de versnelling maximaal 1 cm/s^2 mag bedragen. Bij deze versnelling zijn de opgewekte golfbewegingen in de waterwig toelaatbaar. De maximale translatiesnelheid van de duwer met schot werd op $1,4 \text{ m/s}$ vastgesteld.

De bedieningstijd wordt bepaald door de lengte van de trog. Deze bepaalt namelijk de grootte van de translatieduur van de duwer als deze met constante snelheid van bijvoorbeeld $1,5 \text{ m/s}$ de waterwig omhoog duwt. In tabel 6.3 is de opbouw van de bedieningstijd van een pente d'eau vermeld. De translatieduur is mede afhankelijk van het hellingspercentage. Deze laatste bepaalt weer de lengte van de trog. In tabel 6.4 is als functie van het hellingspercentage de bedieningstijd berekend. De maximale translatiesnelheid van de duwer is $1,5 \text{ m/s}$ en gelijk voor elk hellingspercentage. De tijden voor het bedienen van de deuren en het versnellen en vertragen van de waterwig komen overeen met de tijden van tabel 6.3. De grootte van de translatieduur is gelijk aan lengte trog minus $2 \times \frac{1}{2} \times 0,01 \times 150 \text{ sec}^2 \text{ m}$ gedeeld door $1,5 \text{ m/s}$. De bedieningstijden staan vermeld in kolom 4 tabel 6.4.

Met de gegevens en aannamen van paragraaf 3.6.3 is dan per bedieningstijd de jaarlijkse schutcapaciteit bepaald. De conclusie is dat voor een pente d'eau met een hellingspercentage groter dan 3% de schutcapaciteit voldoende is. Dit wel op basis van de gegevens van deze paragraaf. Het resultaat is vermeld in tabel 6.4.

Tabel 6.4

Berekening van de bedieningstijd en schutcapaciteit op basis van gegevens van paragraaf 6.6 en tabel 6.3.

Hellings- percen- tage	Lengte trog	Translatie- [⊗] duur	Bedienings- tijd	Schutcapaci- teit van laadvermogen
%	m	sec	sec	10 ⁶ ton/jr
1	2	3	4	5
2	3658	2887	3517	5,8
3	2438	1470	2100	7,5
4	1829	1069	1669	8,8
5	1463	825	1455	9,7
6	1219	663	1293	10,2
7	1045	547	1177	15,4

[⊗] Bedoeld wordt de translatieduur met constante snelheid van 1,5 m/s.

6.7 Het energieverbruik van een pente d'eau

Het energieverbruik van de duwer wordt gebruikt voor twee doeleinden.

Ten eerste voor het verhogen van de potentiële energie van de duwer, 1000 ton, en de waterwig met inbegrip van de schepen. Deze toename ontstaat doordat de duwer de watermassa omhoogdrukt. De toename is gelijk aan $m \cdot g \cdot h$ met m de massa van de waterwig plus duwer. De toename van de hoogte h is gelijk aan 73,15 m terwijl de versnelling van de zwaartekracht g gelijk is aan 10 m/s^2 . De toename van de potentiële energie komt vrij tijdens de dalwaartse translatie van de duwer. In tabel 6.5 is de toename van de potentiële energie tijdens een bergwaartse translatie als functie van het hellingspercentage weergegeven.

Ten tweede wordt het vermogen gebruikt voor het overwinnen van de wrijvingskrachten. De wrijvingskrachten ontstaan tussen de rolbaan en de wielen van de duwer en tussen de trogwand en het schot. Uit de verkeersbouwkunde is bekend dat de rolwvstand, wrijving, ongeveer 10 N per kN is bij lage snelheden. Voor een duwer van 1000 ton of te wel 10000 kN bedraagt de wrijvingskracht ongeveer 100 kN. In tabel 6.5 kolom 4 is het wrijvingsverlies in 10^6 J per translatie berekend. Deze is groot 100 kN maal de lengte van de rolbaan.

Het wrijvingsverlies van het schot wordt bepaald door het verlies dat optreedt tussen de afdichtrollen en de trogwand. De druk van de rollen op de trogwand is drie maal de grootste hydrostatische waterdruk voor het schot en is gelijk over de omtrek van het schot langs de trogwand. De druk werkt effectief over een breedte van 0,10 m. De wrijvingscoëfficiënt is 0,75. In tabel 6.5 is het totale wrijvingsverlies tijdens een translatie weergegeven als resultaat van de berekening uitgevoerd in tabel 6.6.

Voor het energieverbruik bij een bergwaartse translatie moeten alle energie grootheden bij elkaar worden opgeteld. De maximale trekkracht die de duwer kan leveren is gelijk aan $f \times G$ met f adhesiecoëfficiënt tussen wiel en rolbaan en G is eigengewicht duwer. Uit proeven uitgevoerd met de duwer van de pente d'eau nabij Montech blijkt dat deze f varieert van 0,35 tot 0,75 zodat de minimale trekkracht die de duwer kan leveren gelijk is aan $0,35 \times 10000 \text{ kN} = 3500 \text{ kN}$ voordat de wielen gaan slippen. Uit tabel 6.2 kolom 6 blijkt dat voor een hellingspercentage kleiner dan 6 % de trekkracht voldoende is. Voor grotere hellingspercentages moeten voorzieningen getroffen worden voor het vergroten van de trekkracht: bijvoorbeeld een tandradstelsel.

Tabel 6.5

Energieverbruik van een pente d'eau als functie van het hellingspercentage per translatie.

Hellings- percen- tage	Toename potenti- ele en- ergie waterwig	Toename potenti- ele en- ergie duwer	Wrijvings- verlies duwer	Wrijvings- verlies schot	Energie- verbruik berg- waartse trans- latie 10 ⁶ J	Energie- verbruik dal- waartse trans- latie 10 ⁶ J
%	10 ⁶ J	10 ⁶ J	10 ⁶ J	10 ⁶ J	10 ⁶ J	10 ⁶ J
1	2	3	4	5	6	7
2	4240	732	366	75	5413	0
3	3980	732	244	64	5020	0
4	3950	732	183	59	4924	0
5	4020	732	140	56	4948	0
6	4235	732	122	57	5146	0
7	4430	732	105	57	5324	0

Kolom 2: inhoud waterwig, tabel 6.2 kolom 5, $\times 10 \text{ m/s}^2 \times 73,15 \text{ m}$
 Kolom 3: gewicht duwer, 1000 ton, $\times 10 \text{ m/s}^2 \times 73,15 \text{ m}$
 Kolom 4: 100 kN maal lengte rolbaan, tabel 6.2 kolom 2
 Kolom 5: tabel 6.6 kolom 7
 Kolom 6: sommatie kolommen 2 t/m 5
 Kolom 7: zie tekst

Voor het overwinnen van de rolweerstand van de duwer en het schot is slechts een kracht van 160 kN nodig. Rolweerstand duwer is 100 kN, terwijl de wrijvingsweerstand schot maximaal 54,4 kN bedraagt volgens tabel 6.6 kolom 5. De aandrijfkracht tijdens een dalwaartse translatie is de hydrostatische waterdruk op het schot en is voor elk hellingspercentage groter dan 160 kN zodat geen energieverbruik is bij een dalwaartse translatie.

In de hoeken van het schot treedt waterverlies op omdat de hoeken niet afgedicht kunnen worden.

Voor de Montech ligt dit verlies in de orde van 300 m^3 per uur. Het terugpompen van dit water per cyclus kost ongeveer $306 \times 10^6 \text{ J}$ energie. Dit is ongeveer 6 % van het totale energieverbruik van een waterwig weergegeven in tabel 6.5 kolom 6.

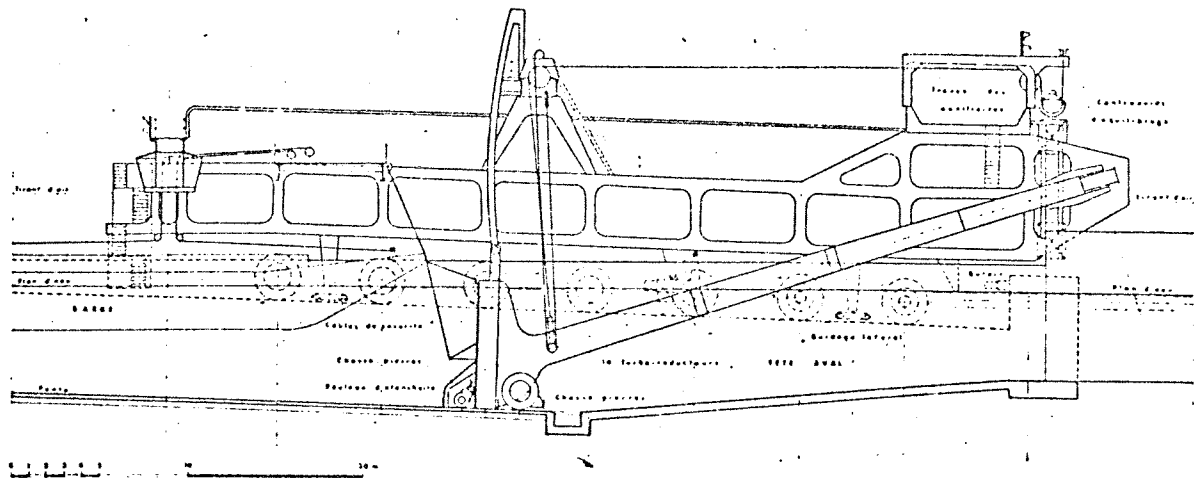


Fig. 11. — Pente d'eau — Elévation du pousseur.

« Water slope » — Elevation of the motor powered mask.

Legends.

plan d'eau	=	water level.
tirant d'air	=	clearance.
cable de sécurité	=	safety cable.
chasse-pierres	=	guard-iron (cow catcher).
rouleau d'étanchéité	=	water sealing roller.
turbo-réducteur	=	turbo-reducer.
guidage latéral	=	lateral guide.
butoir	=	buffer.
travée des auxiliaires	=	truss with auxiliaries.
contrepoids d'équilibrage	=	balancing counterweights.

Figuur 6.11 Voorstel voor een duwer, geschikt voor het transporteren van Europaschepen.

Tabel 6.6

Schatting rolweerstand schot van de duwer.

Hellings- percen- tage	Water- diepte voor het schot	Omtrek schot	Druk op afdich- ting	Wrijvings- kracht schot	Lengte helling	Wrijvings- verlies bij translatie
%	m	m	kN/m ²	kN	m	10 ⁶ J
1	2	3	4	5	6	7
2	4,4	20,8	13,2	20,6	3658	75
3	5,2	22,4	15,6	26,2	2438	64
4	6,0	24,0	18,0	32,4	1829	59
5	6,8	25,6	19,8	38,0	1403	56
6	7,6	27,2	22,8	46,5	1219	57
7	8,4	28,8	25,2	54,4	1045	57

6.8 Conclusies

Uitvoering van het kunstwerk Strépy-Bracquegnies als hellend vlak is goed mogelijk. De aanleg van een hellend vlak wordt vooral bepaald door de geografische en geologische omgeving van het kanaaltracé. In het voorgestelde tracé is ruimte voor een hellend vlak met een hellingspercentage van 5 %. Dit betekent dat een hellend vlak à la Ronquierès of een pente d'eau à la Montech aangelegd kan worden.

Het schutwaterverlies van een pente d'eau is groot in vergelijking met een hellend vlak, maar klein ten opzichte van schutsluizen. De schutcapaciteit van beide kunstwerken is ongeveer even groot en net voldoende gezien de eisen die in paragraaf 3.2 gesteld zijn ten aanzien van de wachttijden. Het energieverbruik van een langshellend vlak is ongeveer de helft van dat van een pente d'eau.

Op basis van dit hoofdstuk is de conclusie dat een hellend vlak à la Ronquierès een lichte voorkeur heeft boven een pente d'eau. Daarnaast beïnvloedt de ervaring met de bouw en exploitatie van het hellend langsvlak van Ronquierès de keuze voor een hellend langsvlak in positieve zin.

7 Keuze uitvoeringswijze kunstwerk Strépy-Bracquagnies

In de hoofdstukken 3 t/m 6 zijn de eisen en de uitvoeringswijzen van het kunstwerk Strépy-Bracquagnies met een hoogteverschil van 73,15 m beschreven. De kunstwerken zijn technisch uitvoerbaar. Tevens zijn de kunstwerken op de bouwlocatie, aangegeven in het tracé van bijlage 1, te bouwen. Hoewel weinig bekend is over de grondslag wordt er van uitgegaan dat de kunstwerken te funderen zijn op de gekozen bouwplaats. De volgende uitvoeringswijzen zijn mogelijk:

Ten eerste een sluizen trap zoals in figuur 4.2 is weergegeven. Het hoogteverschil van 73,15 m wordt overwonnen met drie sluisen. Iedere sluis omvat slechts één sluis kolk met naast de kolk drie open spaarbekkens ter beperking van het schutwaterverlies. De nuttige kolkafmetingen zijn 85,00 x 12,00 x 3,60 m³. Het hoogteverschil per sluis is dan 24,4 m

Ten tweede een contragewicht hefwerk zoals in figuur 5.7 is weergegeven. De hefhoogte is 73,15 m. De enige hefbak wordt gedragen door contragewichten die opgehangen zijn in vier geleidingstorens. De nuttige hefbakafmetingen zijn 85,00 x 12,00 x 3,60 m³.

Ten derde een hellend langsvlak zoals in figuur 6.1 is weergegeven. De liftbak transleert over een 1544 m lange rolbaan met een hellingspercentage van 5 %. Het gewicht van de liftbak wordt gecompenseerd door contragewichten. De nuttige liftbakafmetingen zijn 85,00 x 12,00 x 3,60 m³.

Van de bovengenoemde constructies is in tabel 7.1 kolom 2 de schutcapaciteit per jaar weergegeven, berekend volgens paragraaf 3.6.3. Naast de schutcapaciteit is ook de doorvaarttijd door het nieuwe kanaalgedeelte, lang 8,3 km, met de daarin opgenomen kunstwerk(en) van belang. De gemiddelde vaarsnelheid is 2 m/s. De lengte van een schutsluis of hefwerk is in de berekening 200 m. Deze lengte omvat de kolk-lengte en de luslengte. De lengte van het hellend langsvlak is dan 1550 m voor de rolbaan plus 100 m voor de luslengte is 1650 m in totaal.

In paragraaf 3.2 is reeds aangegeven dat het passeren van een kunstwerk tijd kost. Deze tijd omvat de tijd van het schutten van het schip zelf, gelijk aan de op of afvaarttijd, en de wachttijd. Bij voldoende schutcapaciteit is deze wachttijd gelijk aan de gemiddelde schutduur. Deze wachttijd ontstaat doordat bij aankomst van een schip de kolk reeds bezet is door schepen die eerder arriveerden voor het kunstwerk. In tabel 7.1 is per kunstwerk de totale doorvaarttijd door het kanaalgedeelte berekend.

Tabel 7.1

Berekening van de doorvaarttijd door het 8,3 km lange, nog een te leggen nieuwe kanaalgedeelte van het Kanaal van het Centrum als functie van de uitvoering van het kunstwerk nabij Strépy-Bracquenies.

Kunstwerk	Schutduur kunstwerk	Wacht-tijd voor kunstw.	Vaar-tijd	Doorvaar-tijd 8,3 km kanaal	Schutca-paciteit	Bron para-graaf
-	min	min	min	min	10 ⁶ ton/jr	-
1	2	3	4	5	6	7
sluizentrap	3x29,27	29,27	64,0	181	11,5	4.2.1
hefwerk	23,27	23,27	67,5	114	15,0	5.1.4
hellendvlak	42,27	42,27	55,5	140	8,5	6.3

Tabel 7.2

Energieverbruik per schutcyclus als functie van het kunstwerk. In deze tabel zijn de maximum energieverbruik per schutcyclus weergegeven die kan voorkomen van ieder kunstwerk.

Kunstwerk	Energieverbruik per cyclus	Bron paragraaf
-	10 ⁹ J	-
1	2	3
sluizentrap	9,05	4.4.4
hefwerk	0,42	5.1.5
hellendvlak	2,21	6.4

Het energieverbruik per kunstwerk, het maximum energie verbruik dat per cyclus kan optreden, is afhankelijk van de uitvoering van het kunstwerk, en is vermeld in tabel 7.2 kolom 2. Buiten beschouwing is gelaten het energieverbruik dat bij elk kunstwerk optreedt en in principe het zelfde is. Bedoeld wordt het verbruik voor verlichting, verwarming ed.

In tabel 7.2 zou nog een kolom met exploitatiekosten per kunstwerk moeten worden vermeld. Deze zijn erg moeilijk te schatten. Een ding staat zeker vast daar de sluizentrap drie sluizen omvat zal bij de sluizentrap de personeelsbezetting veruit het grootst zijn. Dit betekent dat de personeelskosten van de sluizentrap het grootst is van de drie kunstwerken.

Met het oog op de vele plannen voor het Kanaal van het Centrum en de onbekendheid met de groei van het verkeer door het kanaal wordt gekozen voor een grote schutcapaciteit in laadvermogen tonnen per jaar.

Daarnaast wordt gestreefd naar één kunstwerk zodat de personeelskosten laag blijven. Het schutwaterverlies moet zeer klein zijn zodat het energieverbruik laag blijft. Uitgaande van bovengenoemde redenen komt het hefwerk met contragewichten als beste naar voren. Het resultaat van de afwegingen in dit deel A is dan dat een contragewicht hefwerk met een hefhoogte van 73,15 m de aangewezen uitvoeringswijze is voor het kunstwerk Strépy-Bracquenies.

8 Samenvatting en conclusies

Eind 19^e eeuw werd begonnen met de aanleg van het Kanaal van het Centrum. Het kanaal ontsluit de Borinage, een streek ten zuiden van Brussel in Wallonie, België. Het kanaal is aangelegd voor de afvoer van de gewonnen kolen van de kolenmijnen van de Hainevallei. Het kanaal werd aangelegd voor het in die tijd gangbare scheepstype, de Spits. Deze schepen meten 38 x 5 m² en bezitten een laadvermogen van 300 ton.

In de jaren zestig werd besloten het in 1917 voltooide Kanaal van het Centrum te vergroten. Het kanaal kreeg een waterspiegelbreedte van 55 m bij een bodembreedte van 28 m. De diepte is meer dan 4 m. Hierdoor wordt het kanaal een vaarweg van de klasse IV. Dit betekent dat Europaschepen het kanaal kunnen bevaren. Deze Europaschepen meten 80 x 9,5 x 2,5 m³ en bezitten een laadvermogen van 1350 ton. Bij een klasse IV vaarweg behoren de kunstwerken een minimale kolkafmeting te bezitten van 85 x 12 x 3,60 m³. Hierdoor kunnen duwbakken, afmetingen 76,4 x 12 x 3,0 met een laadvermogen van 1500 ton, het kunstwerk ook passeren.

Het kanaal is op 8,3 km na vergroot en geschikt als vaarweg van klasse IV. Het hoogteverschil in de aangrenzende kanaalpeilen in het niet voltooide gedeelte is 73,15 m. Voor het nog niet vergrote kanaalgedeelte is een nieuw tracé ontworpen, bijlage 1, met daar in opgenomen een bouwlocatie voor een kunstwerk. Dit kunstwerk moet Europaschepen in staat stellen het hoogteverschil te overwinnen. De bouwplaats ligt nabij het plaatsje Strépy-Bracquegnies.

Het schutwaterverlies dat optreedt bij het schutten van de schepen moet gecompenseerd worden door het water vanuit het benedenpand 73,15 m omhoog in het bovenpand terug te pompen. Dit terug pompen kost veel energie en dus veel geld. Daarom wordt er gestreefd naar kunstwerken met een minimum aan schutwaterverlies of naar het aanbrengen van schutwaterverlies en pompenergieverbruik beperkende voorzieningen die economisch verantwoord zijn. De Belgen zelf streven naar het minimum aantal kunstwerken dat mogelijk is om de personeelsbezetting en dus de personeelskosten zo laag mogelijk te houden.

Het nieuwe tracé voor het nog niet vergrote kanaalgedeelte maakt het mogelijk dat het huidige vervoer van 1,5 miljoen ton lading normaal doorgang kan vinden. Hierdoor wordt het ook mogelijk de vier dubbele scheepsliften in het kanaal als werkend museum te behouden. Het huidige vervoer vereist een minimale schutcapaciteit van 7,5 miljoen ton laadvermogen per jaar, wil men overligtijden van het kunstwerk voorkomen.

De Belgen verwachten dat het verkeer door het kanaal zal toenemen doordat dan een verbinding, geschikt voor Europaschepen en duweenheden, tot stand komt tussen de Bovenschelde en het Waalse industriegebied rond de Maas. Tevens wordt een verbinding voorzien met Noord Frankrijk. De plannen vereisen dan een vergroting van de bestaande vaarwegen. Het Kanaal van het Centrum gaat dan concurrentie aandoen aan bestaande verbindingen, terwijl de verbetering hierdoor zeer twijfelachtig is.

Daarom wordt gekozen voor de aanleg van een kunstwerk met een minimale schutcapaciteit van 7,5 miljoen ton per jaar. De kolkafmetingen zijn $85 \times 12 \times 3,60 \text{ m}^3$. De technische uitvoering kan een grotere schutcapaciteit mogelijk maken. Deze wordt gereserveerd voor de toekomstige groei van het verkeer door het kanaal. De meest voor de hand liggende uitvoering is de aanleg van één of meer sluiskolken die gezamenlijk het hoogteverschil van 73,15 m overwinnen. Toename van het aantal kolken doet het hoogteverschil over de kolk afnemen en tevens de bedieningstijd en het schutwaterverlies. De uiteindelijke invloed op de totale schutcapaciteit en het schutwaterverlies wordt bepaald door de rangschikking van de kolken. Het energieverbruik per kolk voor het terugpompen van het schutwaterverlies en het schutwaterverlies per kolk kunnen per kolk door voorzieningen te treffen worden verminderd.

Het resultaat is dat het kunstwerk uitgevoerd wordt als sluizentrap met drie sluiskolken. Tussen elke kolk ligt een tussenpand waarop schepen elkaar kunnen passeren. Ter beperking van het schutwaterverlies wordt iedere schutkolk voorzien van drie open spaarbekkens. De schutcapaciteit van de sluizentrap is 11,5 miljoen ton laadvermogen per jaar. Het schutwaterverlies is hoog ten opzichte van de andere uitvoeringen van het kunstwerk. Dit gaat gepaard met een hoog energieverbruik.

Het kunstwerk Strépy-Bracquegnies kan ook uitgevoerd worden als hefwerk. Het principe is dat een schip een hefbak gevuld met water binnenvaart. Door de hefbak te heffen kan dan het hoogteverschil overwonnen worden. Voor het dragen van de 5000 ton zware liftbak komen contragewichten als beste oplossing naar voren. Deze gewichten worden opgehangen in vier geleidingstorens. Een voordeel van het hefwerk is de relatief lichte constructie bij grote hoogteverschillen in de vaarweg ten opzichte van schutsluizen. De schutcapaciteit is 15,0 miljoen ton per jaar, waarbij het schutwaterverlies nihil is.

De bouwlokatie is geschikt voor de aanleg van een hellend vlak. Het principe van een hellend vlak is dat een schip een liftbak binnenvaart. Doordat de liftbak kan transleren over een rolbaan die onder een helling ligt, kan het hoogteverschil overwonnen worden. Het schutwaterverlies is nihil, terwijl het energieverbruik groter is dan bij een hefwerk, maar een stuk kleiner dan bij een sluizentrap. Het liftbak gewicht wordt gecompenseerd door een contragewicht waardoor het energieverbruik verminderd wordt. De schutcapaciteit van 8,5 miljoen ton per jaar is voldoende. De Belgen bezitten reeds ervaring met hellende vlakken vanwege het hellend vlak van Ronquierès. Dit dubbele hellend vlak overwint met 1442 m lange rolbanen een hoogte van 67,50 m. Gezien de grote schutcapaciteit, schutwaterverlies dat nihil is en de relatief lichte constructie-uitvoering verdient een hefwerk de voorkeur als kunstwerk in het Kanaal van het Centrum. De hefbak met afmetingen 85 x 12 x 3,60 m³ wordt gedragen door contragewichten die opgehangen zijn in vier geleidingstorens.

Literatuurlijst

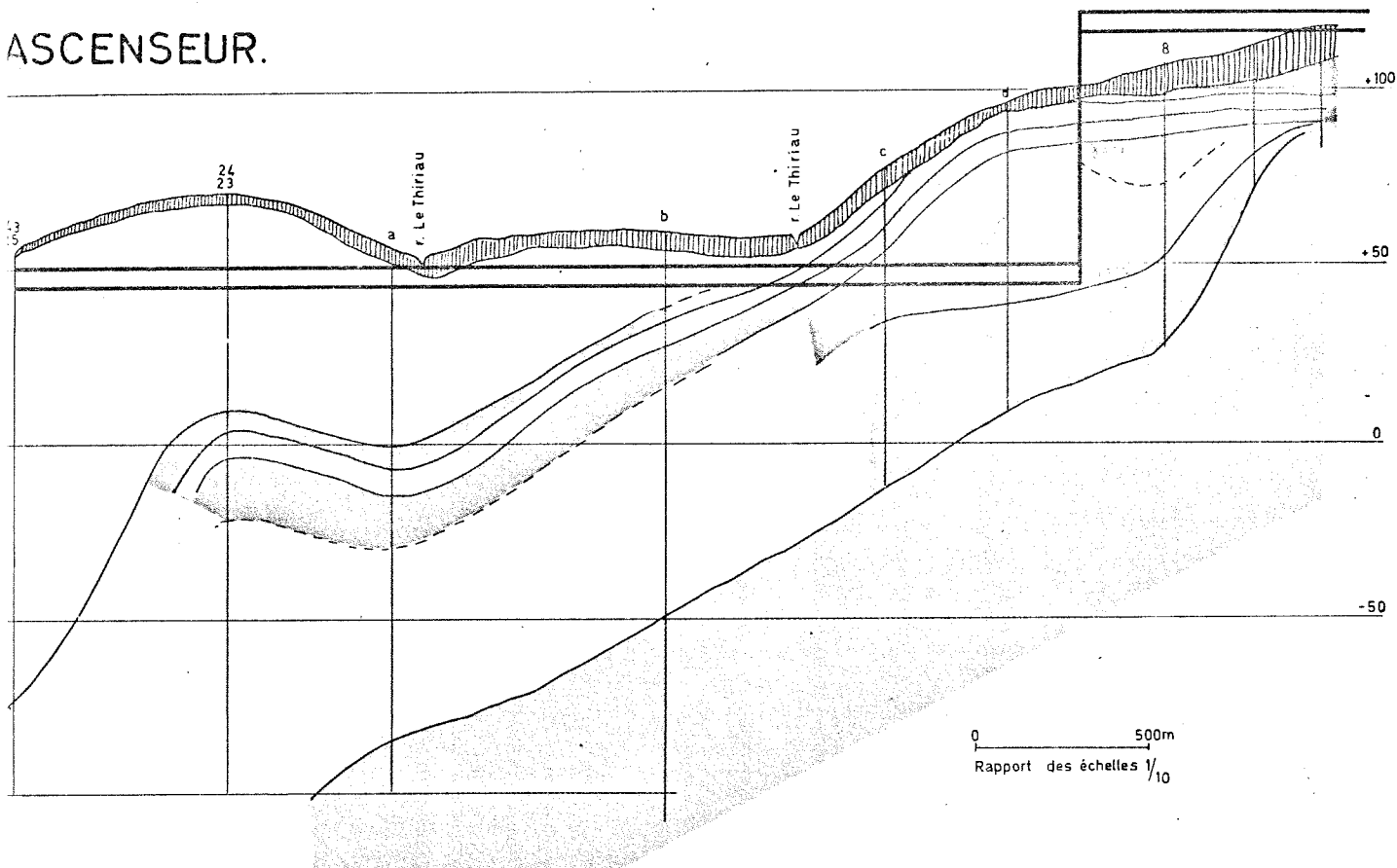
- (1) Albert, J. Le prix der pente d'eau
Revue de la Navigation, blz 291 jaargang 1973
- (2) Albert J. La pente d'eau de Montech
Chaussin P. Revue de la Navigation blz 303 jaargang 1973
Cancelloni M.
- (3) Balinin V.V. The Ust-Kamengosk lock on the river Irtisch,
USSR. PIANC, Quarterly Bulletin No 8
Volume II, 1973
- (4) Braun H.G. Le nouvel ascenseur pour bateaux d'Henrichen-
e.a. burg à Waltrop. PIANC Stockholm 1965
Structures for dealing with large difference
in head, section 1 pag. 3.
- (5) Davis John P. U.S. Development of hydraulic and structural
e.a. designs for locks. PIANC Stockholm 1965
Structures for dealing with large difference
in head, section 1.
- (6) Delmer A. Scheepvaartwegen, toelichting op de Atlas van
België 1962
- (7) Demoen J. De transportrelatie tussen Antwerpen en zijn
natuurlijk hinterland. Donderdag, 25 sept. 1980
- (8) Doneau H. Die schluse Uelzen.
e.a.
- (9) Duin Energievoorziening, pompen en motoren,
Dictaat T.H. Delft
- (10) Glerum A. Waterbouwkunde BO II
Dictaat f9A T.H. Delft
- (11) Hager M. Rapport d'Allemagne.
e.a. PIANC, Leningrad 1977. Inland navigation, sect. 1
- (12) Holtdorf F.J. Die Überwindung großer Hubhohen in der
Binnenschiffahrt durch Schimmerhebwerke.
Institut für Wasserbau der Universität
Stuttgart.
- (13) Kooman C. Verkeerswaterbouwkunde BO I
Dictaat f 13 C T.H. Delft.
- (14) Leusen B. van Duikers en sluizen
Stom Technische boeken, Alkmaar 1974
Gulden Pres B.V. Culemborg.
- (15) Lesstrang J. Seaway, The untold story of North America's
fourth seacoast.
Evergreen Press Ltd. Vancouver B.C. Canada

- (16) Leclercqo Rapport Écluses du Rhône
Pianc, Parijs 1969 Inland navigation, sect. 1
- (17) Meneres B. van L'écluse de Carrapatelo sur la fleuve Douro
Pianc, Parijs 1969 Inland navigation, sect. 1
- (18) Ministerie van Statistiek van de binnenvaart van de jaren
Economische zaken 1970-1977 en 1978.
België Instituut voor de statistiek.
- (19) Ministerie van Het hellend vlak van Ronquières
Openbare werken
- (20) Ovida, Larcher Feasibility and optimazation of a waterway
on the river Duoro. Pianc, Leningrad 1977
Inland navigation, section 1
- (21) Press, Hendrich Wasserstraßen und Häfen.
Techn. Universität Berlin-Charlottenburg
Verlag von Wilhelm Ernst Sohn Berlin 1956
- (22) Redactie Elbe Seitenkanal
Natur und Technik
Hans CHristians-Verlag Hamburg 1976
- (23) Rutjerodt H. Ascenseurs pour bateaux en Allemagne
Arens M. Pianc, London 1957 Inland navigation, section 1
- (24) Semanovia N.A. High pressure Navigable Constructions
Pianc Stockholm 1965 Structures for dealing
with large difference in head, section 1
- (25) Tenoud R. Ouvrages de franchissement des grandes chûtes
en USSR. "Le plan incliné de Kransnoïarsk"
Revue de la Navigation, 1968 blz 74

Les ouvrages de franchissement des grandes
chûtes sur la vlois navigables.
Traveux, febr. 1972 blz 3.
- (26) Vadot R. La rapport de France
e.a. Pianc, Stockholm Structures for dealing
with large difference in head, section 1
- (27) Walle W.P. van La navigation interieur en Belgique
Bruxelles, 1938
- (28) Willemse G. Le plan incliné de Ronquières
e.a. Pianc. Stockholm 1965
Structures for dealing with large difference
in head, section 1.

NAL DU CENTRE By LAGE 2.
 ctteur Ville sur Haine - La Louvière
 e N°4

ASCENSEUR.



CANAL DU CENTRE - SECTEUR : Ville sur Haine - Thieu - Strep-Bracquegnies

Axe 4 l ascenseur

- Q = Quaternaire.
Limons de couverture et colluvions.
- Ld = Landénien
Argile sableuse très glauconifère.
- Cp = Sénonien.
Craie de Trivières, blanchâtre, très fissurée mais sans silex.
Craie de Maisières.
- Tu = Turonien.
Rabots, silex caverneux.
Verts à têtes de chat : glauconie marneuse ou argileuse avec concrétions arrondies.
- Ab = Albien.
Meule de Bracquegnies.
Sables très fins, siltoïdes, straticulés.
Gaizes à litssilicifiés durs.
- W = Wealdien.
Sables quartzeux, graviers de quartz et phtanites.
Argiles ligniteuses - Débris ligniteux.
- H = Houiller.
Schistes souvent fortement altérés.
Charbon, grès.

LE CANAL DU CENTRE : HISTORIQUE.

L'essor industriel du XIXe siècle fut, dans notre pays, déterminant pour le développement des voies navigables. Sous Napoléon naît le projet grandiose du canal du Nord, reliant les bassins industriels français aux bassins belges et allemands. D'abord poussée activement, son exécution fut abandonnée à la chute de l'Empire laissant inachevé le tronçon du canal Mons - Condé.

Sous le régime hollandais, de nombreux travaux sont exécutés : notamment l'achèvement des canaux Mons - Condé, Pommerœul - Antoing, Charleroi - Bruxelles (mise au gabarit de 70 tonnes) et la canalisation de la Sambre.

Après 1830, l'Indépendance de la Belgique ne ralentit pas les travaux et le gabarit du canal Charleroi - Bruxelles est porté à 300 tonnes. De 1836 à 1839, on construit un embranchement au canal de Charleroi depuis Seneffe jusqu'à Houdeng-Goegnies.

Une jonction Houdeng - Mons s'imposait et des pétitions nombreuses réclamaient la construction du canal du Centre en 1845, 1846, 1860 et 1871.

La réalisation de ce canal présentait une grosse difficulté ; le rachat d'une dénivellation de près de 90 mètres nécessitait la construction de 33 écluses dont 17 distantes chacune d'à peine 400 mètres. Cette solution était impraticable du fait du coût du génie civil, de consommation en eau et de la durée de franchissement de cette échelle d'écluses.

Pour ces raisons, le Directeur des Ponts et Chaussées de l'époque, M. GENARD, proposa le rachat de la chute principale au moyen de 4 ascenseurs hydrauliques. Le projet fut dressé par l'ingénieur NOLET de la firme Clark Stanfield de Londres et les plans furent terminés en 1884.

L'ascenseur n° 1 fut inauguré le 4 juin 1888 par le Roi Léopold II, la construction de la partie métallique avait été confiée à la Société COCKERILL pour la somme de 862.500 F.

De 1882 à 1894, fut creusée la section Mons - Ville-sur-Haine. Ce n'est qu'en 1917, que fut terminé le tronçon intermédiaire qui comportait une écluse et les 3 autres ascenseurs hydrauliques.

En août 1917 le canal du Centre à 300 t fut ouvert à la navigation. Il avait coûté approximativement 36 millions de francs à l'époque. Les seuls ascenseurs avaient été adjugés pour la somme de 5.117.000 F à laquelle devaient s'ajouter des intérêts intercalaires.

Au lendemain de la seconde guerre mondiale, se posait le problème de rassembler en un ensemble cohérent notre réseau de voies navigables. Un plan d'aménagement fut mis au point, il prévoyait notamment de porter au gabarit de 1.350 t le canal du Centre, maillon de la transversale qui relie Dunkerque à Liège en passant par Valenciennes, Mons, Charleroi et Namur. La loi du 9 mars 1957 déclarait d'intérêt national et urgent l'exécution des travaux de modernisation ou de construction d'un ensemble de voies navigables à 1.350 t dont le canal Nimy - Blaton - Péronnes, le canal Charleroi - Bruxelles et le canal du Centre.

En 1964, la Conférence Européenne des Ministres des Transports recommandait à son tour la mise à grand gabarit du canal du Centre. Nos interlocuteurs français et la Commission Franco-Belge des liaisons fluviales en faisaient une condition préalable à la poursuite des activités communes.

Mise en chantier au mois de juin 1963, la section Nimy - Obourg, longue de 4,5 km, fut achevée en juin 1971. Elle comprenait l'écluse de Obourg Wartons.

Les travaux de la section Obourg - Havré furent exécutés du mois de mai 1870 au mois de février 1977 y compris l'écluse d'Havré mise en service le 2 avril 1974.

Les travaux des sections Havré - Ville-sur-Haine et Ville-sur-Haine - Hoengeng-Goegnies sont en cours. Cette dernière section comporte la réalisation de l'ascenseur de Strépy-Thieu et l'exécution d'un pont-canal permettant de franchir la route La Louvière - Le Rœulx à Houdeng-Aimeries.

Des études préalables ont été effectuées par le Ministère des Travaux publics afin de déterminer le type d'ouvrage le plus approprié.

Plusieurs solutions furent examinées :

- une échelle d'écluses ;
- un plan incliné à 5 % ;
- un plan incliné à 10 % ;
- une pente d'eau à 3,5 % ;
- deux ascenseurs de 36,5 m de chute ;
- un ascenseur de 73 m de chute.

La durée de franchissement et la consommation en eau d'une échelle d'écluses étant inacceptables, cette solution fut abandonnée. Après avoir comparé ces solutions, sur le plan des investissements, de l'étendue des expropriations et des problèmes d'exploitation, il est apparu que, dans le cas présent, la dernière solution était la plus économique.

De plus, les charges transmises au sol sont constantes contrairement à ce qui se passe lors du passage du bac pour le plan incliné ou d'un coin d'eau pour la pente d'eau. Ceci constitue un avantage technique non négligeable lorsque la fondation ne peut s'appuyer sur un terrain pratiquement indéformable.

Les travaux comportent depuis l'amont vers l'aval :

- une section de canal en remblais de 2.000 m ;
- un garage amont de 200 m ;
- un pont canal de 200 m qui relie le garage amont aux ascenseurs ;
- l'ascenseur ;
- le divergent aval qui relie l'ascenseur au garage aval ;
- le garage aval de 300 m ;
- une section de canal aval ;
- la restructuration du réseau routier et des dispositifs d'écoulement des eaux.

L'ascenseur comporte une salle des machines reposant sur un encuvement général en béton armé par l'intermédiaire d'une grande tour centrale et de deux files de colonnes métalliques latérales.

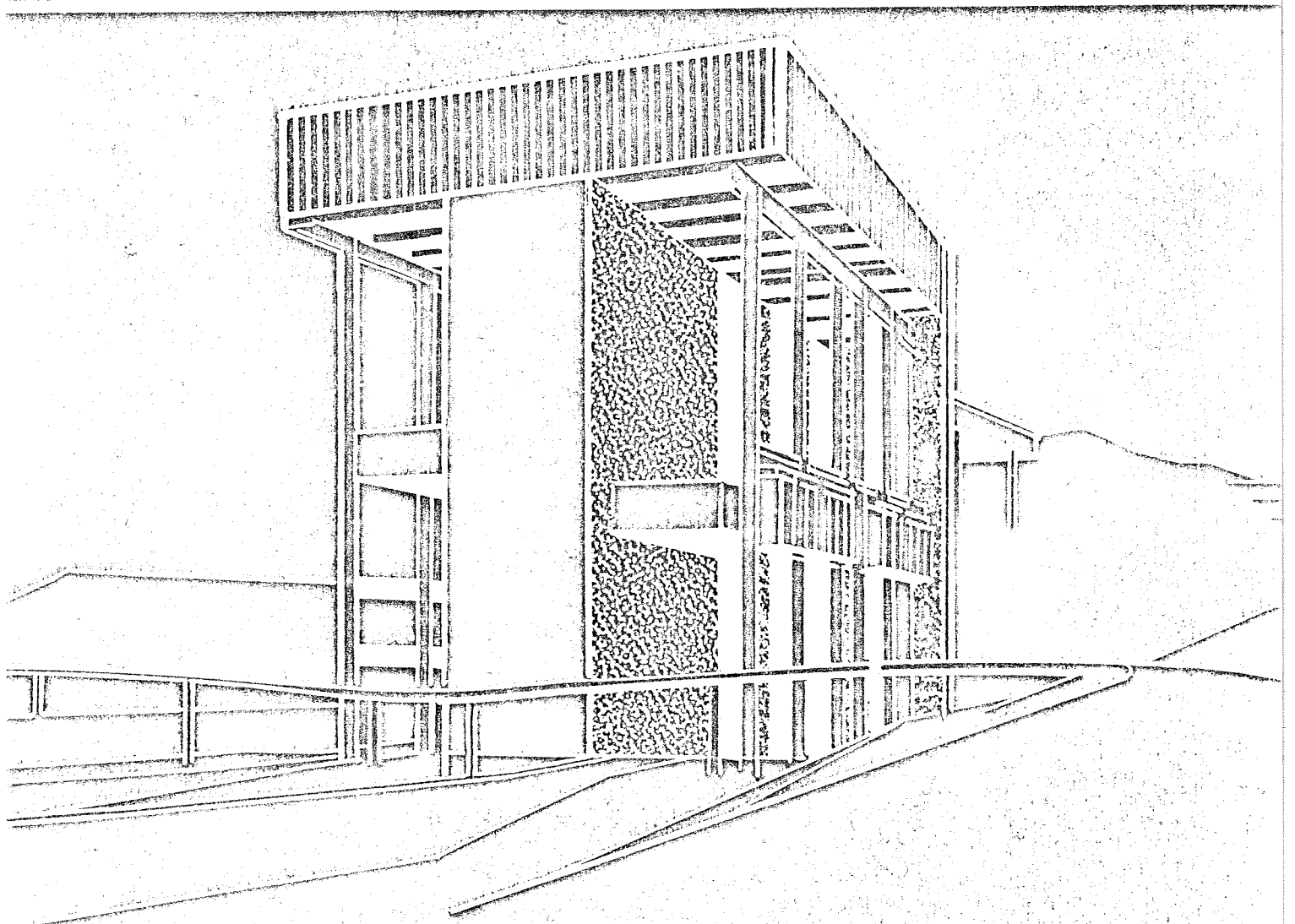
La tour centrale, en béton armé, présente une grande rigidité. L'encuvement répartit sur une grande surface les charges qui sont transmises au sol.

L'ascenseur adopté est du type funiculaire c'est-à-dire que les bacs sont suspendus par des câbles. Ils sont équilibrés par des contrepoids. Leur translation verticale est assurée par un certain nombre de câbles moteurs qui passent sur des tambours mûs par des treuils. La vitesse ascensionnelle est de 0,20m/sec. La durée de translation est d'environ 7 minutes.

Les deux bacs sont indépendants de façon à assurer la continuité de la navigation lorsque l'un d'eux est mis hors service pour les besoins de l'entretien ou des réparations éventuelles.

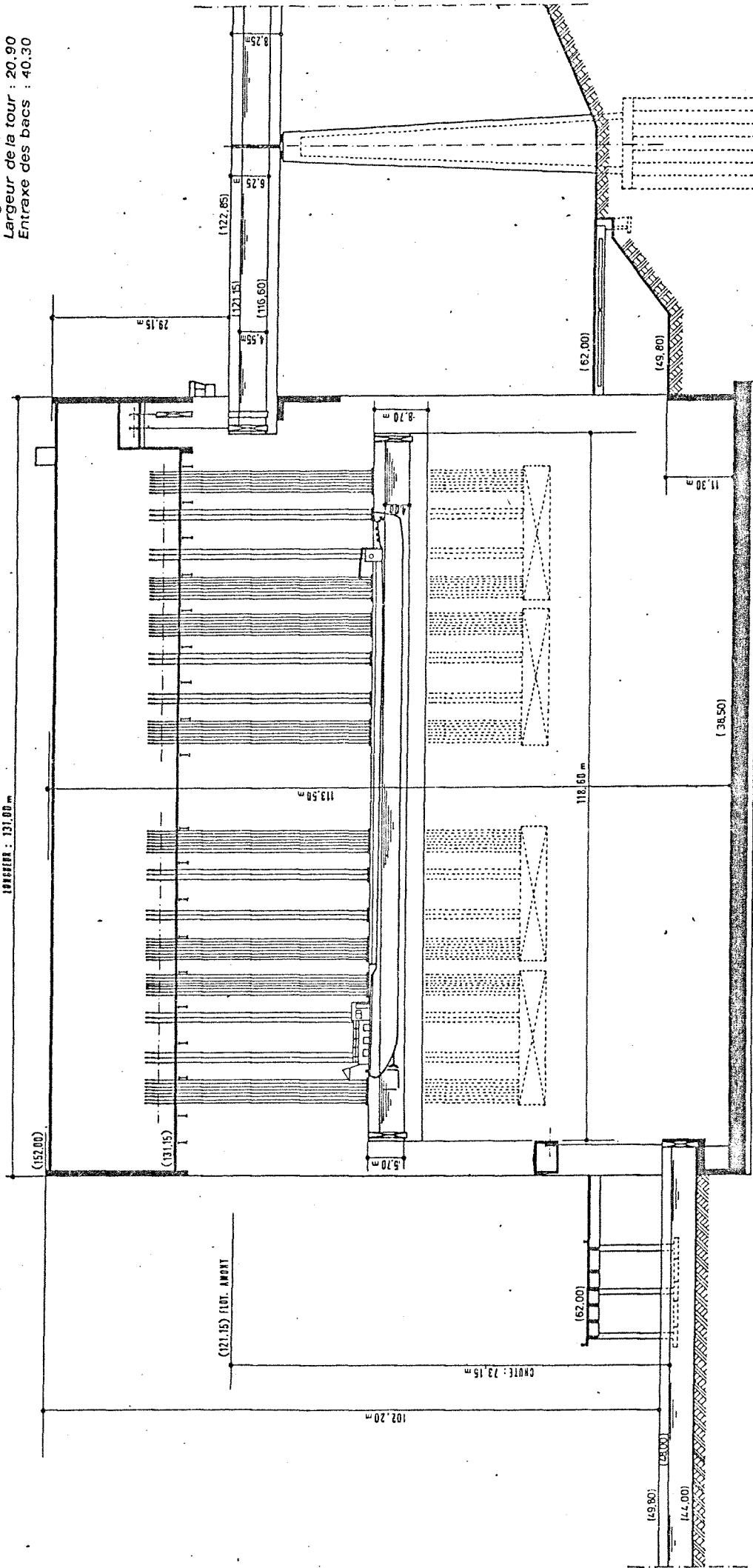
La succession des opérations qui permettent le franchissement de la chute par un bateau montant est montrée par le schéma suivant :

- 1) Le bac est calé en position basse et le joint d'étanchéité entre bac et bief est appliqué ;
La porte aval du bac et celle du bief aval sont levées simultanément, ce qui parachève l'égalisation des niveaux d'eau du bac et du bief ;
Le bateau pénètre dans le bac.
- 2) Les portes précitées sont abaissées ;
L'eau de l'entre-porte est évacuée ;
Le joint d'étanchéité est retiré ;
Le bac est décalé.
- 3) Le bac est amené en position haute.
- 4) Le bac est calé et le joint d'étanchéité amont est appliqué ;
La porte amont du bac et celle du bief amont sont simultanément soulevées ce qui remplit d'eau l'entre-porte et parachève l'égalisation des niveaux d'eau dans le bac et le bief amont.
- 5) Le bateau sort du bac et se dirige vers le bief amont en franchissant le pont canal.



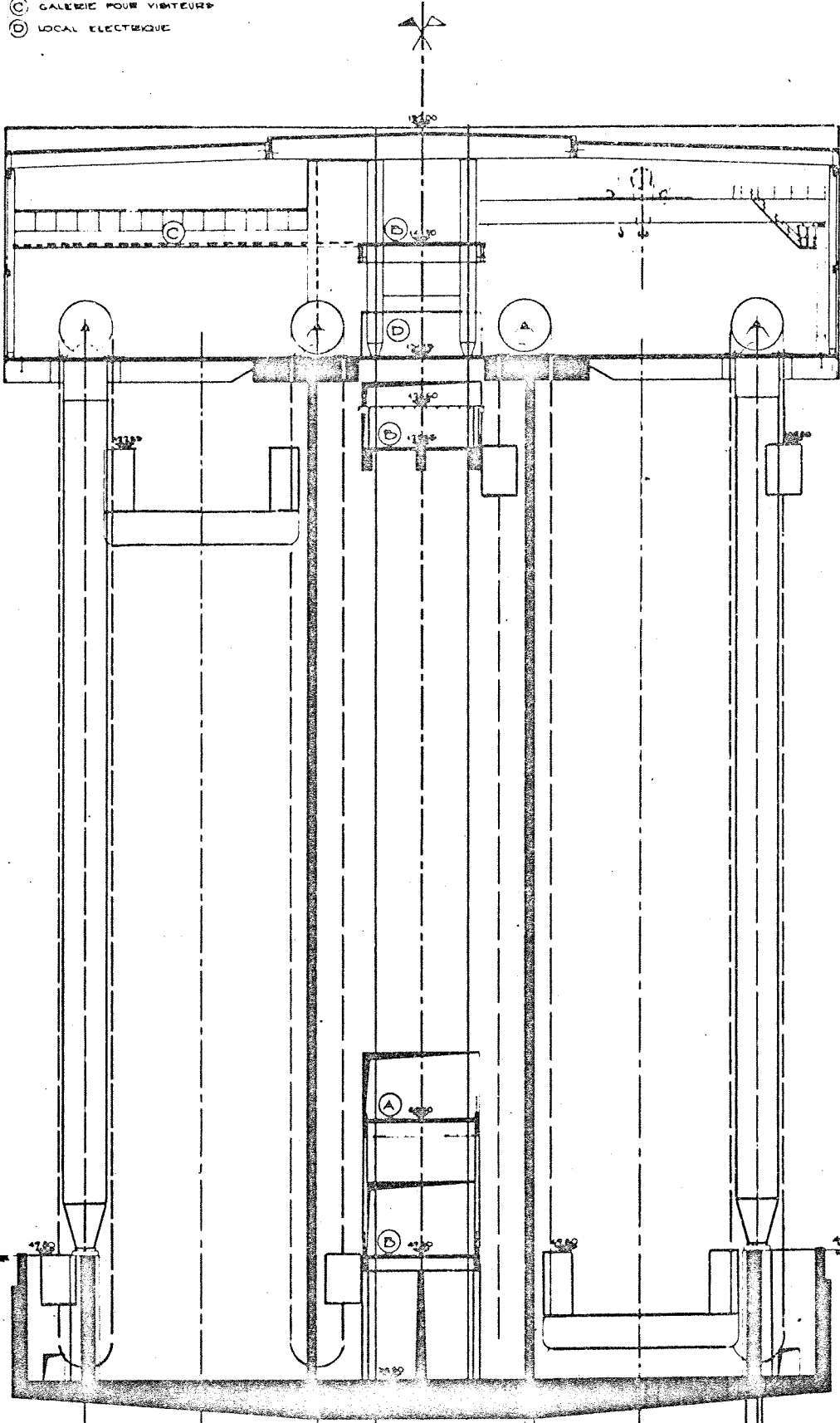
ASCENSEUR DE STREPY-THIEU

Largeur : 76,00
Largeur de la tour : 20,90
Entraxe des bacs : 40,30



Ech. : 1/500

- (A) PASSERELLE D'ACCES LONGITUDINALE
- (B) PASSERELLES DE SERVICE
- (C) GALERIE POUR VISITEURS
- (D) LOCAL ELECTRIQUE



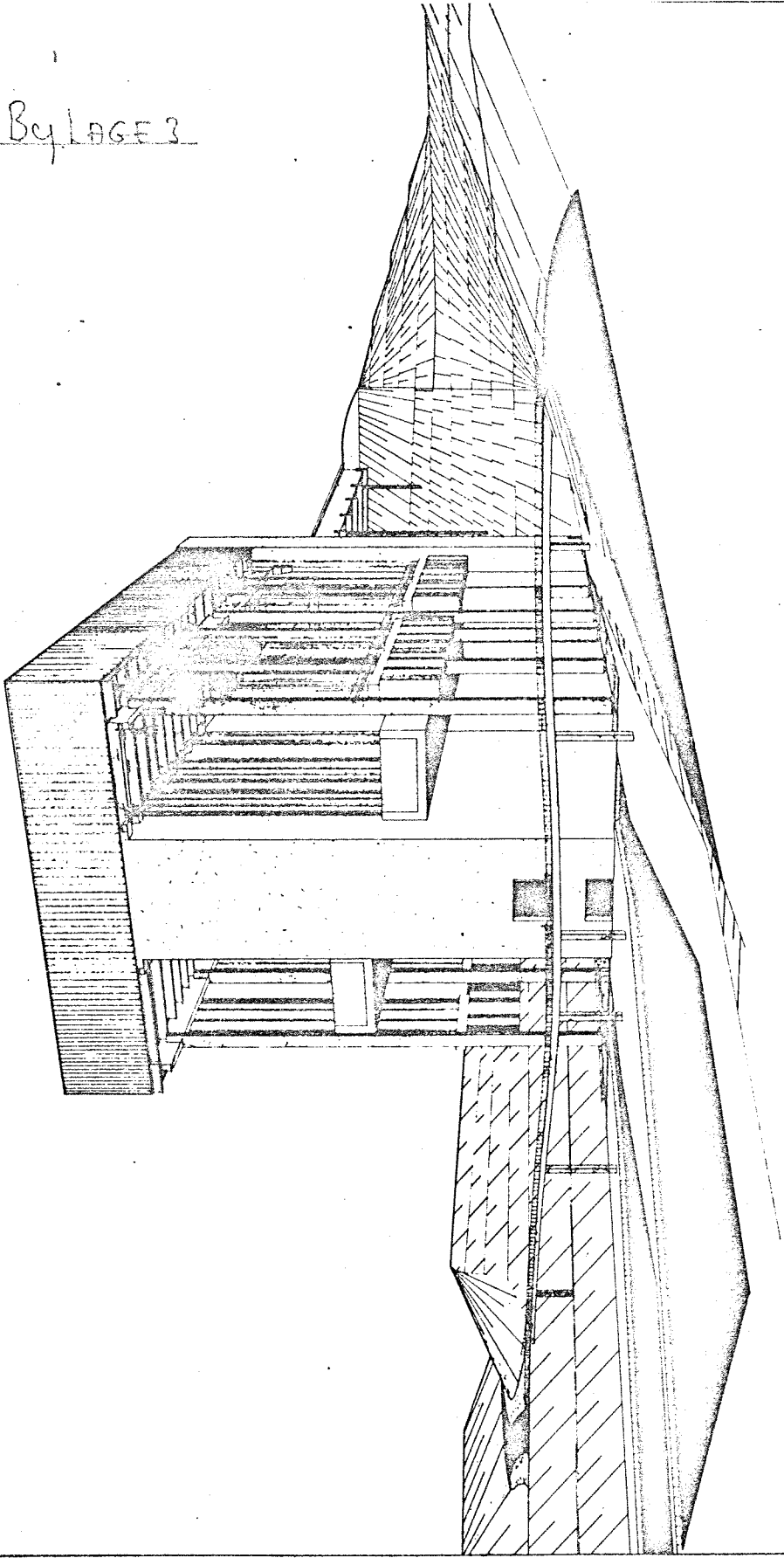
FLANCHE N°
CORRE TRANSVERSALE

AXE DU VAIN MOBILE

AXE DU PATRIM

AXE DU VAIN MOBILE

By LAGE 3



LES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT DE LA CHUTE
DE STREPY-BRACQUEGNIES

PARTIE GENIE CIVIL

I. Introduction.

Un tronçon de 8,4 km du canal du Centre reste à moderniser au gabarit de 1350 tonnes.

Sur ces 8,4 km existe une dénivellation de 73 m franchie actuellement par deux écluses et quatre ascenseurs à pistons, ouvrages vétustes au gabarit de 300 tonnes et dont l'âge varie de 60 à 90 ans.

La modernisation de ce tronçon est à l'étude.

Les ouvrages restant à exécuter comportent principalement :

- une batterie de deux ascenseurs verticaux en parallèle, assurant le franchissement de la chute par un seul palier;
- un pont-canal accolé à la batterie d'ascenseurs;
- les travaux de terrassement en déblai et en remblai;
- l'aménagement de la cunette du canal de part et d'autre des ascenseurs;
- un pont-canal d'environ 300 m de long assurant le franchissement de la route La Louvière-Le Roeulx;
- la restructuration du réseau routier et d'écoulement des eaux.

Les travaux faisant l'objet du contrat-cadre s'étendent sur une longueur de 1,5 km; ils comprennent la batterie d'ascenseurs et ses abords.

II. Principe des ascenseurs de Strépy-Bracquagnies.

Dans un ascenseur, le bateau passe d'un bief du canal dans un bac étanche; par la manoeuvre de portes obturant ou libérant ses extrémités, le bac est mis à volonté en communication avec un des biefs ou en est isolé.

Dès que le bac est isolé d'un bief, un mouvement vertical de montée ou de descente l'amène en face de l'autre bief; à ce moment, bac et bief sont mis en communication; le bateau quitte le bac et poursuit son trajet.

Dans le cas de Strépy-Bracquegnies, les deux ascenseurs sont du type funiculaire; chaque bac est suspendu à des câbles passant sur des poutres de renvoi supportant à leur autre extrémité des contrepoids d'équilibrage.

Deux ascenseurs sont prévus par mesure de sécurité; les mouvements de chacun d'eux sont indépendants de ceux de l'autre.

A l'heure actuelle, deux ascenseurs funiculaires sont en service et accessibles aux bateaux de 1350 tonnes :

- à Niederfinow (R.D.A.) pour une chute de 36 mètres, en service depuis 1936;
- à Lünebourg (R.F.A.) pour une chute de 38 mètres, en service depuis 1976.

III. La batterie d'ascenseurs de Strépy-Bracquegnies.

III.1.- Raisons du choix du type d'ouvrage.

- Coût le moins élevé du point de vue frais de premier établissement, d'entretien et d'exploitation.

- Grande fiabilité technique.

- Temps de franchissement des ouvrages et durée du cycle de manoeuvre identiques à ceux des autres solutions étudiées.

- L'ossature porteuse de la batterie d'ascenseurs permet une bonne répartition sur le sol de fondation de charges importantes, mais constantes. Le sol de la région se prête bien à une telle mise en charge. Ce ne serait pas le cas pour un plan incliné ou une pente d'eau, ouvrages où les charges transmises au sol sont importantes et variables.

III.2.- Les bacs.

Les dimensions caractéristiques des bacs sont :

- longueur utile 112 m;
- largeur utile 12 m;
- profondeur d'eau normale 4,20 m;
- profondeur d'eau minimale 3 m.

Les bacs sont en acier.

Poids d'un bac plein d'eau : 8.200 tonnes.

Poids de la charpente : 1.800 tonnes.

III.3.- Reconnaissance des terrains et mode de fondation.

Des campagnes de reconnaissance ont été effectuées avant la conclusion du contrat-cadre; elles ont été poursuivies activement depuis lors.

Ont déjà été exécutés :

- ~~23~~ forages (1175 m de développement)
- 18 essais de pénétration
- 17 essais pressiométriques
- le placement de 17 tubes piézométriques.

Au niveau de la fondation, on relève des sables quartzeux, des graviers et phtamites et des argiles ligniteuses.

Au droit et au voisinage des ouvrages, la nappe phréatique devra être rabattue de 20 à 30 mètres, de manière permanente.

Le terrain de fondation a paru suffisant pour une batterie d'ascenseurs, avec répartition d'une charge de l'ordre de 200.000 tonnes sur un radier général rigide.

III.4. - L'ossature des ascenseurs.

L'ossature doit reprendre les charges transmises par les bacs, les contrepoids, les câbles, les mécanismes de manoeuvre.

Les problèmes résultent des dimensions exceptionnelles de l'ouvrage : 73 m de chute à franchir; hauteur totale depuis le base de fondation jusqu'à la toiture de l'ordre de 110 m; longueur 130 m; largeur 75 m.

L'ossature doit être très rigide (déformations en tête tolérées de 2 à 3 cm) et présenter une grande indéformabilité vis-à-vis des effets thermiques et du vent.

L'ossature comprend :

- un encuvement, formant radier général de fondation;
- deux tours centrales très rigides;
- des appuis latéraux constitués par des colonnes;
- une salle de machines au niveau supérieur.

Après étude critique des diverses solutions, l'ossature avec tours centrales en béton et colonnes d'appui extérieures en acier est apparue la plus intéressante.

Monsieur le Ministre vient de marquer son accord à ce sujet.

./.

Le cube approximatif de béton est de 82.000 m³.

Le poids d'acier (bacs non compris) pour les colonnes d'appui et le plancher de la salle des machines est de 3.800 tonnes.

IV. Ouvrages et travaux connexes.

- Sont à l'étude : le pont-canal; les dispositifs de sécurité protégeant les ouvrages contre le choc des bateaux; les dispositifs de sécurité vis-à-vis des fuites d'eau; les terrassements, la restructuration du réseau routier et d'écoulement des eaux.

Du point de vue cube de terrassements, 6 millions de m³ de terres sont à manipuler pour terminer les travaux de modernisation du canal du Centre. Les dispositions seront prises afin de répartir au mieux les excédents de terres, en fonction des impératifs techniques et écologiques.

De même, un soin tout particulier sera apporté à l'esthétique des ouvrages.

V. Budget et planning.

Les travaux sont exécutés à charge du budget du Ministère des Travaux publics.

Ils s'élèvent à un total estimé à 5,5 milliards de francs, dont 3,5 pour les travaux du contrat-cadre.

La fin est prévue pour 1985.

ASCENSEUR DE STREPY-BRACQUEGNIES

Équipement électromécanique

Si d'un point de vue économique, pour l'ensemble de l'ouvrage, la solution d'un seul ascenseur vertical de 73 m est la plus avantageuse, cet avantage est encore plus marquant pour l'équipement électromécanique.

Le tableau suivant reprend la comparaison des frais d'investissement et d'exploitation actualisés sur une période de 30 ans, la puissance installée et l'énergie requise pour l'exécution d'une translation pour les différentes solutions.

Équipement électromécanique	Investissement et exploitation %	Puissance kW	Énergie par translation kWh
Ascenseur 73 m	100	800	30
Plan incliné 10 %	137	1 800	250
Plan incliné 5 %	143	1 200	325
Pente d'eau	146	8 000	2 650
2 ascenseurs 36,50 m	187	1 600	80

Remarquons que le rachat de la chute de 73 m au moyen de trois écluses aurait nécessité une puissance installée d'environ 6 000 kW et une consommation d'énergie de pompage, par sassement de 3 900 kWh. La réalisation de bassins d'épargne aux écluses aurait sans doute permis une réduction de ces valeurs de l'ordre de 60 %, mais cette réduction se serait traduite par un investissement supplémentaire qui, dans les conditions actuelles aurait absorbé plus que l'économie d'énergie réalisée.

A priori, l'équipement électromécanique d'un ascenseur vertical apparaît comme plus simple que celui d'un plan incliné; toutefois, il s'agit malgré tout d'une installation fort complexe de par son envergure et l'importance des masses à mettre en mouvement. L'on conçoit aisément que la manoeuvre d'un sas mobile plein d'eau, dont la masse atteint 8 200 t peut poser quelques problèmes.

Il convient d'abord d'équilibrer cette masse afin de réduire les efforts de levage. Cet équilibrage dans le cas d'un ascenseur de 73 m ne peut se faire qu'au moyen de contrepoids reliés au sas mobile au moyen de câbles métalliques.

Les autres moyens d'équilibrage, soit hydraulique, soit par flotteurs, sont exclus étant donné la dimension des dispositifs à mettre en jeu et l'ampleur des travaux de génie civil qu'ils nécessitent. L'ascenseur de Strépy-Tracquegnies est donc du type "funiculaire".

160 contrepoids d'environ 51 t vont équilibrer le poids du bac. Ces contrepoids sont répartis en 8 groupes de 20 éléments. Un châssis métallique réunit les 20 éléments d'un groupe. Il assure la répartition sur le groupe du poids d'un élément en cas de rupture du câble correspondant et la solidarisation des contrepoids en cas de vidange accidentelle du bac constituant le sas mobile.

Chaque contrepoids est suspendu à un câble de 75 mm de diamètre. Le coefficient de sécurité d'un câble de suspension est de 8. A la partie supérieure de l'ouvrage, des poulies monocâbles, de 4,30 m de diamètre, renvoient les câbles venant des contrepoids vers le bac. Câbles et poulies sont répartis de part et d'autre du sas mobile.

48 câbles de suspension sont utilisés comme câbles de levage : 6 câbles par groupe de contrepoids. Les câbles de levage d'un groupe s'enroulent sur deux tambours entraînés par un réducteur de vitesse à engrenages. Tous les réducteurs de vitesse sont reliés entre eux par un axe de synchronisation mécanique, assurant le déplacement du bac parallèlement à lui-même. Enfin, l'axe de synchronisation est relié à d'autres réducteurs de vitesse entraînés par moteurs électriques. Cet ensemble constitue le mécanisme de levage. Il est conçu non seulement pour permettre les manoeuvres courantes à une vitesse de 0,2 m/s, mais également pour arrêter le sas mobile en cas de vidange accidentelle.

Le sas mobile, la masse d'eau, les contrepoids, les câbles de suspension et de levage, le mécanisme de levage, les moteurs électriques constituent un système susceptible d'osciller. Des études sont en cours pour déterminer, si nécessaire, les dispositifs à utiliser pour assurer la stabilité de ce système en toute circonstance.

A côté des mécanismes principaux, suspension et levage, un grand nombre de mécanismes sont nécessaires pour actionner les auxiliaires indispensables. Il est impossible de tous les détailler mais citons cependant :

- les dispositifs de guidage longitudinal et transversal du sas mobile et des contrepoids;
- le dispositif assurant l'étanchéité entre le sas mobile et un bief, constitué d'un cadre télescopique reliant le sas au bief;
- les portes mettant bac et bief en communication; il s'agit de portes levantes, à décollement préalable, analogues à celles utilisées au plan incliné de Ronquières;
- les pompes installées sur le sas mobile assurant la mise à niveau de l'eau du bac;
- l'amarrage du sas mobile assurant son immobilisation en position fin de course;
- la protection des portes contre le choc des bateaux;

- la station de déchargement à l'aval de l'ascenseur, pour assurer l'évacuation des eaux de fuites et de ruissellement;
- les portes de garde à l'amont et à l'aval de l'ouvrage, protection contre d'éventuelles inondations;
- les engins de levage nécessaires au montage et à l'entretien des équipements ainsi qu'au transport des personnes.

Beaucoup de ces dispositifs ont déjà fait l'objet de nombreuses études et le principe des solutions retenues est acquis.

Les équipements électriques se marient naturellement avec les équipements mécaniques. D'un caractère moins spectaculaire que ces derniers, ils n'en sont pas moins vitaux. Ils comprennent la distribution d'énergie électrique, la commande et la régulation des moteurs électriques, l'éclairage de l'ouvrage, la signalisation fluviale, le câblage. Ces équipements sont complétés par un équipement électronique, pratiquement indispensable pour une telle installation dont le rôle est de faciliter l'exploitation, l'entretien et les dépannages ultérieurs.

Comme pour les équipements mécaniques, toutes les dispositions sont prises pour assurer la sécurité de fonctionnement et la fiabilité des installations.

Les études avancent rapidement, mais il reste encore beaucoup à faire. La qualité des firmes de la région qui participent aux études et qui, plus tard, réaliseront l'installation, est une garantie pour l'avenir. Plusieurs de ces firmes ont d'ailleurs collaboré à la réalisation du plan incliné de Ronquières, qui quoique l'on en dise, est une installation qui fait honneur à notre pays. Ce sera également, certainement le cas pour l'ascenseur de Strépy.

Constructief hoofdontwerp, deel B, van het hefwerk Strépy-
Bracquegnies in het Kanaal van het Centrum, België.

Delft, Januari 1983
O.J. Walta
Herman Gorterhof 99
2624 XH Delft

Technische Hogeschool Delft
Afd. Civiele Techniek
Studierichting Constructieve Waterbouwkunde

	<u>Inhoud</u>	blz:
1	Inleiding	1
2	Hefwerk Strépy-Bracquegnies	3
2.1	Hefwerk complex inrichting	3
2.1.2	Dwarsprofiel van het kanaal en de uitvoering van de voorhavens.	4
2.1.3	De functie en de afmetingen van de kanaalbrug	6
2.2	De hefbak	10
2.2.1	De hefbakdeuren	10
2.2.2	De afdichting tussen de hefbak en het landhoofd	12
2.2.3	Het opnemen van de hydrostatische waterdruk op de hefbak	16
2.2.4	Het vastleggen van schepen in de hefbak	19
2.2.5	De ophanging en de constructieve opbouw van de hefbak	20
2.3	De aandrijving en geleiding van de hefbak	25
2.4	Het dwarsgeleidingsverenstelsel	29
2.4.1	Horizontale geleiding door het dwarsgeleidingsverenstelsel.	32
2.4.2	Vertikale geleiding door het dwarsgeleidingsverenstelsel	34
2.4.3	Invloed van de plaats van de as van het aandrijftandradwiel	36
2.4.4	Rotatie van de hefbak ten opzichte van de lengte as van de hefbak.	37
2.5	Het langsgeleidingsverenstelsel	39
2.6	Het gedrag van de hefbak tijdens belasting in het horizontale vlak	42
2.6.1	Het gedrag van de afgeveerde hefbak	43
2.6.2	Het gedrag van de aan de torens gekoppelde hefbak	46
2.6.3	Het gedrag van de aan het landhoofd gekoppelde hefbak	48
2.7	De geleidingstorens	50
2.7.1	De invloed van het aandrijf en dwarsgeleidingsverenstelsel op de opbouw van de geleidingstorens	50
2.7.2	De invloed van de aanwezigheid van de contragewichten op de opbouw van de geleidingstorens	52
2.8	Samenvatting	55
3	Belastingen op de hefbak	57
3.1	Windbelasting op de hefbak	58
3.1.1	Eigenschappen van de wind	58
3.1.2	Plaats van het hefwerk in het landschap	61
3.1.3	Windbelasting op de hefbak kwalitatief	62
3.1.4	Windbelasting op de hefbak kwantitatief	66
3.2	Hydraulische belasting op de hefbak	67
3.2.1	Bepaling maatgevende combinatie van schepen	68
3.2.2	Waterspiegeldaling	70
3.2.3	Waterspiegelstijging	75
3.2.4	Belasting op de dragers van de hefbak ten gevolge van waterspiegelvariaties	78
3.2.5	Troskrachten	83
3.3	Scheepsstoten	84
3.3.1	Invloed van de fenders op de belasting van de hefbakwand	88
3.3.2	Invloed van de fenders op de belasting van de geleidingsverenstelsels bij een energiebeschouwing scheepsstoot	92
3.3.3	Invloed van de fenders op de belasting van de geleidingsverenstelsels bij impulsbeschouwing scheepsstoot	95

3.3.4	De hefbak is afgeveerd door de dwars- en langsgeleidingsverenstelsels tijdens een scheepsstoot	97
3.3.5	De hefbak is gekoppeld aan de benedenpandgeleidingsstorens tijdens een scheepsstoot	100
3.3.6	De hefbak is gekoppeld aan het landhoofd tijdens een scheepsstoot	104
3.3.7	Remwerken ter bescherming van de gesloten hefbakdeur	109
3.3.8	Conclusies ten aanzien van scheepsstoten tegen de hefbakwand.	110
3.4	Belastingen op de hefbak tijdens uitzonderlijke toestanden	111
3.5	Belastingsschema's van de hefbak op de geleidingsstorens en landhoofden	113
3.5.1	Belasting geleidingsverenstelsel ten gevolge van de belasting op de hefbak door de wind	113
3.5.2	Belastingsschema's op het landhoofd	117
3.5.3	Belasting op de geleidingsstelsels	119
3.5.4	Krachten in het dwarsgeleidingsverenstelsel	122
3.5.5	Krachten in het langsgeleidingsverenstelsel	124
3.6	Conclusies	125
4	De geleidingstorens	126
4.1	Constructieve opzet van de geleidingstorens	127
4.2	Windbelasting op de geleidingstorens	129
4.3	Ongekoppelde torens	142
4.4	Het koppelen van twee torens tot een portaal met behulp van een pendelstaaf	146
4.5	Het koppelen van twee torens tot een buigstijf raamwerk	152
4.6	Het koppelen van twee torens tot een buigstijf raamwerk opgelegd op twee scharnieren	159
4.7	Afweging van de verschillende mechanicavarianten	166
4.8	Invloed van de contragewichten en de hefbak op de momentenverdeling in de geleidingstorens	172
4.9	Belasting van de torens door de dwarsgeleidingsverenstelsels	177
4.10	Belasting op de geleidingstorens evenwijdig aan de Y-as	185
4.11	Toren afmetingen bij uitvoering in beton	188
4.12	Fundatie van het hefwerk	198
4.13	Conclusies	202
5	Samenvatting	203

Literatuurlijst

1 Inleiding

Dit deel B omvat een constructief hoofdontwerp van een hefwerk, nabij Strépy-Bracquegnies, België. In dit deel B worden de afmetingen en technische uitvoering van het hefwerkcomplex vastgelegd. Daarnaast worden enkele onderdelen volledig uitgewerkt en op sterkte gedimensioneerd. De stalen hefbak wordt echter in deel C uitgewerkt, als deelontwerp bij de vakgroep staal. Dit deel B valt onder de vakgroep constructieve waterbouw.

In deel A is de situatie geschetst waarin het Kanaal van het Centrum verkeert. Op 8,3 km na is het 20 km lange kanaal vergroot tot een kanaal dat bevaren kan worden door Europaschepen. Deze schepen meten $80,00 \times 9,50 \times 2,50 \text{ m}^3$ en hebben een laadvermogen van 1350 ton. Het nog niet vergrote kanaalgedeelte is slechts bevaarbaar voor Spitsen. Deze schepen meten $38,00 \times 5,50 \times 1,50 \text{ m}^3$ en hebben een laadvermogen van slechts 300 ton. Het probleem in het nog niet vergrote kanaalgedeelte is het hoogteverschil van 73,15 m in de aangrenzende kanaalpeilen.

Voor het overwinnen van een dergelijk groot hoogteverschil in kanaalpeilen komen enkele verkeerswaterbouwkundige constructies in aanmerking. Gekozen is in deel A voor een scheepslift, ook wel scheepshefwerk genoemd. De bouwplaats van dit contragewicht-hefwerk ligt nabij het plaatsje Strépy-Bracquegnies ten zuiden van Brussel. Deze oplossing is een goede oplossing ten aanzien van de uitvoerbaarheid en schutcapaciteit. Ook de Belgen zijn tot deze conclusie gekomen.

Ontwerpen is een proces waarbij telkens beslissingen genomen moeten worden die pas veel later op hun juistheid gecontroleerd kunnen worden. Een bekend voorbeeld hiervan is het schatten van het eigengewicht en grootte van het traagheidsmoment van een constructie. Nadat de momentenverdeling van de constructie bekend is, die o.a. afhangt van het eigengewicht, kan gecontroleerd worden of de keuze juist was.

Het gevolg is dat men gedwongen is de gehele constructie van het hefwerk te ontwerpen met reële schattingen voor de afmetingen en sterkte van de constructieonderdelen. Daarna kunnen de belastingen op de constructie bepaald worden, zodat de dimensionering op sterkte kan plaats vinden en de controle op de juiste afmetingen van de onderdelen. Met het laatste resultaat kunnen opnieuw betere schattingen gemaakt worden voor de afmetingen en sterkte van de constructieonderdelen waardoor een optimaler ontwerp ontstaat

Dit proces is zeer omvangrijk zodat in dit deel B volstaan wordt met het doen van reele schattingen voor de afmetingen en bijbehorende sterkte van de constructieonderdelen. Daarna worden bij de gekozen afmetingen van de constructieonderdelen de belastingen bepaald. Hierna worden de onderdelen op sterkte gedimensioneerd.

Het opzetten van een tweede berekening met als basis de afmetingen en sterkte eisen van de eerste berekening van het hefwerk gebaseerd op reele schattingen wordt in het algemeen achterwege gelaten.

Aan het einde van bepaalde hoofdstukken wordt aangegeven welke afmetingen van de constructieonderdelen op welke wijzen moeten worden aangepast.

De ontwerprichting die in dit deel B gebruikt wordt is gezien vanuit het schip in het water dat het hefwerk passeert. Daarom wordt begonnen met het vaststellen van de indeling en vormgeving van het hefwerkcomplex. Daarna worden de afmetingen en uitvoering van de hefbak vastgelegd.

Tevens wordt aangegeven welke noodzakelijke voorzieningen nodig zijn voor het functioneren van het hefwerk. De verbindingen tussen de hefbak en de geleidingstorens komen vervolgens aan bod. Als laatste worden enkele noodzakelijke afmetingen van de geleidingstorens vastgelegd. Veel afmetingen van verschillende onderdelen en niet civiel-technische gegevens zijn overgenomen van het hefwerk Luneburg, West Duitsland.

In de hoofdstukken 3 en 4 worden de belastingen bepaald op de hefbak resp. de geleidingstorens. De hefbak wordt verder uitgewerkt en op sterkte gedimensioneerd in deel C.

2 Hefwerk Strépy-Bracquegnies

2.1 Hefwerkcomplex inrichting

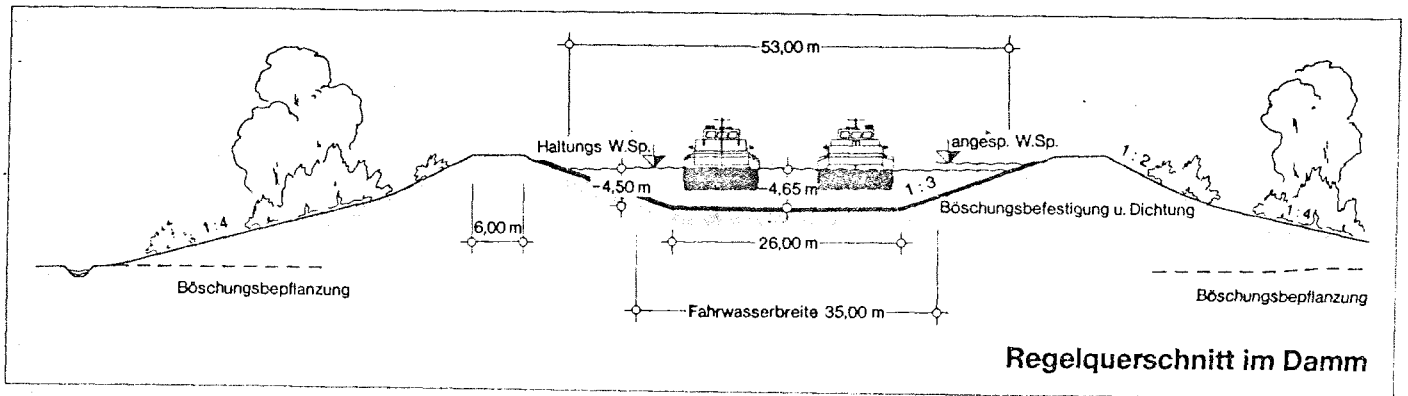
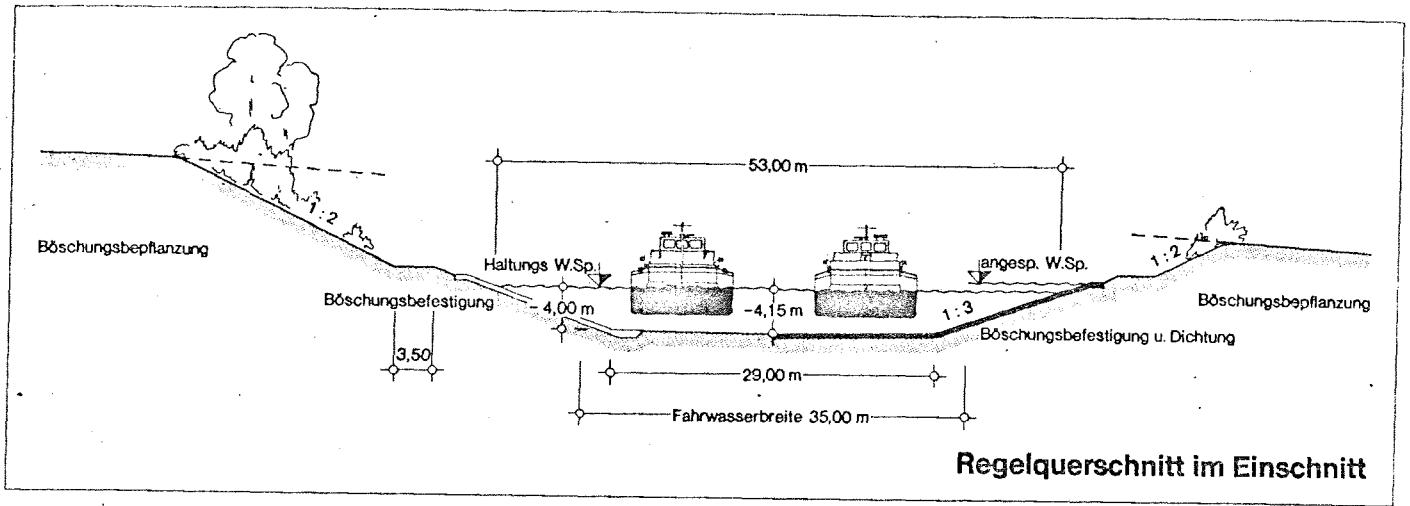
Het inrichten van een hefwerk complex vertoont vele overeenkomsten met het inrichten van een sluizen complex. Een juiste inrichting bevordert de snelheid van het schutproces en verhoogt daardoor de schutcapaciteit. Naar bepaalde onderdelen van sluiscomplexinrichting is onderzoek gedaan. Het resultaat is een reeks ontwerpregels of normen. Zover deze toepasbaar zijn op dit hefwerk zullen zij worden toegepast.

Het hefwerk overwint in één keer een hoogteverschil van maximaal 73,15 m in het kanaalpeil. In het zacht glooiende heuvellandschap van de Borinage komen hoogteverschillen van 70 à 80 m over een afstand van 100 m niet van nature voor. Uit het hoogteprofiel schets van het gekozen tracé van het kanaal, bijlage 2, blijkt dat er grote hoeveelheden grond verzet moeten worden. Volgens de Belgische plannen rond 6 miljoen m³. Dit grondverzet heeft invloed op de grootte en de vormgeving van de voorhavens. De benedenpandvoorhaven moet volledig uitgegraven worden tot een diepte van meer dan 40,0 m beneden maaiveld. Het is daarom reeel te streven naar een zo smal mogelijk aanvaardbaar benedenpandvoorhaven. Figuur 2.36 maakt dit enigzins duidelijk.

De bovenpand voorhaven ligt op een dam ruim 20 m boven het maaiveld. De aanleg van deze dam gebeurt met grond uit de uitgraving waarin de benedenpand voorhaven ligt. De grootte van deze bovenpandvoorhaven wordt vanuit kosten oogpunt mede bepaald door de hoeveelheid grond die uit de uitgraving komt. Het aanvoeren van grond voor de aanleg van de bovenpandvoorhaven uit een grondverzet anders dan de ingraving kan extra veel geld kosten. Dit als de grondput ver van de bouwplaats af ligt. Vandaar dat in dit deel volstaan wordt met het bepalen van de minimale breedte van de voorhavens.

Een probleem vormt de overgang van het terrein ter hoogte van het bovenpandlandhoofd. Het waterpeil in de bovenpandvoorhaven heeft een maximum peil van 121,15 m terwijl het waterpeil in de hefbak in zijn laagste stand 48,00 m bedraagt. Dit betekent dat het bovenpandlandhoofd een verticale keermuur omvat met een hoogte van meer dan 73 m. Dergelijke keermuren zijn zeer kostbaar.

Dit probleem is opgelost door de aanleg van een kanaalbrug zoals figuur 2.35 laat zien. Het talud loopt onder een stabiele helling van 1:2 omhoog. Boven de helling wordt een kanaalbrug aangebracht die eindigt waar deze kan aansluiten op de hefbak. De breedte van de kanaalbrug beïnvloedt de schuttijd van het hefwerk. Vandaar dat de grootte van de invloed wordt onderzocht. De afmetingen en peilhoogten van de beschreven onderdelen worden in dit hoofdstuk bepaald.



Figuur 2.1 Dwarsdoorsneden van een klasse IV kanaal.

2.1.2 Dwarsprofiel van het kanaal en de uitvoering van de voorhavens

De Europese norm voor een vaarweg die bevaren kan worden door een Europaschip, kortweg aangeduid met kanaal van klasse IV, schrijft een minimale waterspiegelbreedte van 55 m voor bij een bodembreedte van 28 m. Een dergelijke vaarweg omvat dan twee vaarstroken van 14 m breed. Uit scheepvaartkundig onderzoek is gebleken dat de minimale waterdiepte in het kanaal 1,3 maal de diepgang van het schip moet zijn. Zo niet dan worden de schepen slecht bestuurbaar.

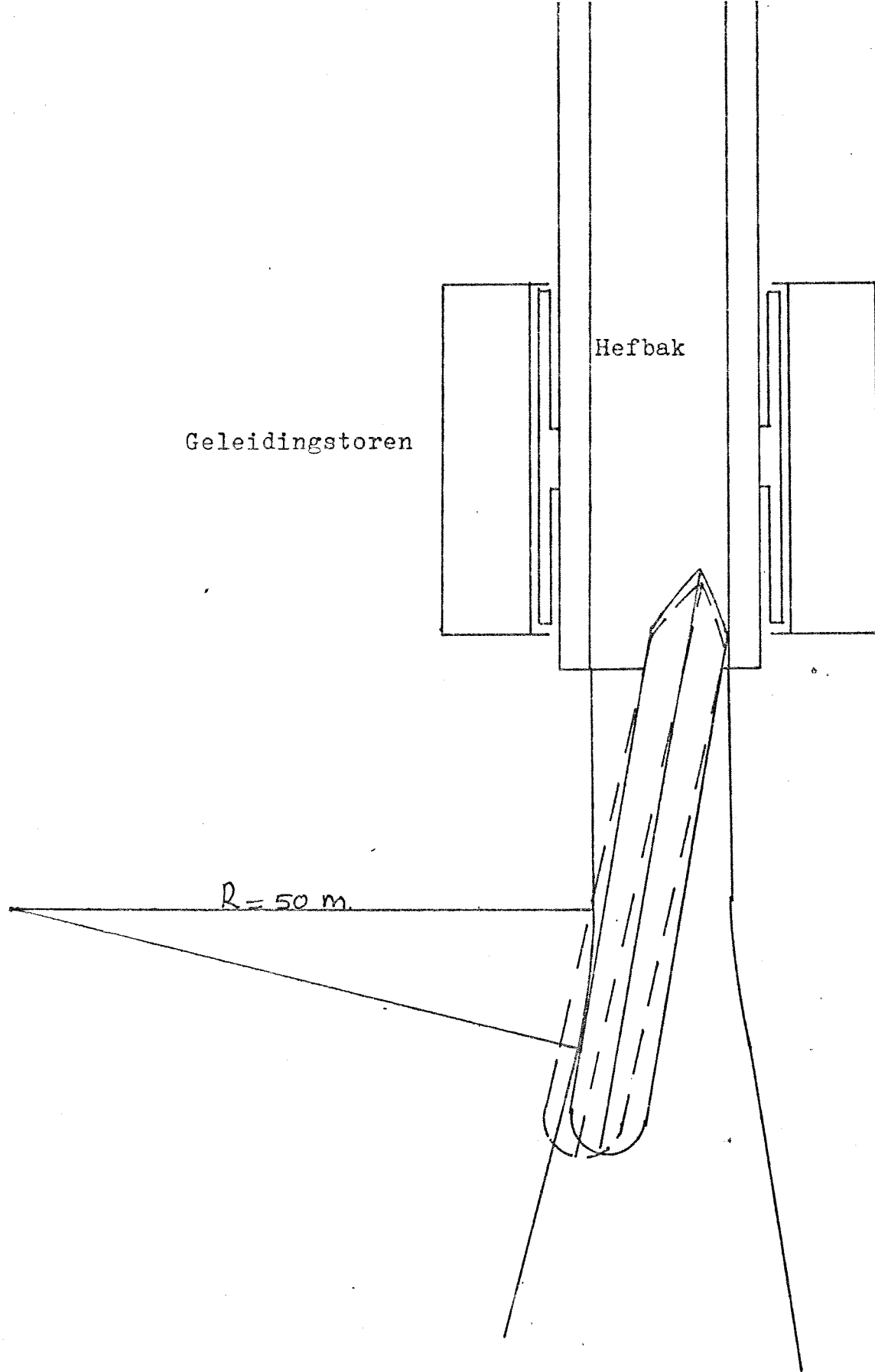
Tevens is gebleken dat het natte dwarsprofiel van het kanaal 5 à 7 maal de natte grootspantoppervlakte van het schip moet bedragen. Dit ter beperking van de grootte van de retourstroming en de golfaanval op de oeververdediging. De Europese norm beveelt een dwarsdoorsnede van 173 m aan, dit is 7 maal het natte grootspantoppervlak van een Europaschip. Bij het toelaten van duwbakken op het kanaal met afmetingen 76,00 x 11,40 x 3,00 m, bedraagt de minimaal benodigde waterdiepte 4 m.

De hellingen van het onderwatertalud mogen niet te steil worden uitgevoerd. Dit om het evenwicht van de grond naast het kanaal te verzekeren. Sterke retourstromen en turbulente stromingen nabij de bodem ten gevolge van schroefbewegingen vragen tevens om een stabiel talud.

Het aanbrengen van een kanaaldichting tegen de uitscuting van het talud hangt af van de grondslag en de vorm en de grootte van het dwarsprofiel van het kanaal. Een waterdichte kanaalbodem aanbrengen wordt bepaald door de grondwaterstand ter plaatse. In figuur 2.1 zijn twee dwarsdoorsneden van een klasse IV vaarweg weergegeven. De dwarsdoorsneden komen voor in het Elbe-Seitenkanaal, West Duitsland.

De voorhavens omvatten een wachtplaats en een geleide werk in de vorm van een fuik. De wachtplaats dient ruimte te bieden aan schepen om aan te leggen. Deze schepen moeten soms aanleggen, omdat als zij het hefwerk naderen de hefbak reeds bezet is door een of meer schepen. Tevens kan het voorkomen dat het gearriveerde schip moet aanleggen om andere schepen met een hogere prioriteit voor te laten gaan. Dit laatste houdt in dat de wachtende schepen buiten de 14 m brede vaarstrook moeten liggen.

Met deze laatste eis kan nu de afstand van de wachtplaatskade tot de vaarwegas bepaald worden. De afstand moet minimaal 14 m plus de breedte van het breedste toegelaten schip zijn. Deze breedte is 11,40 m en behoort toe aan een standaard duwbak. Veiligheidshalve wordt een afstand aangehouden gelijk aan twee maal de vaarstrook breedte. Dus de afstand wachtplaatskade-scheepvaartas is 28 m.



Figuur 2.2 Invloed van de geleidewerken op de aanvaringshoek van het schip tegen de hefbakwand.

De geleidewerken zijn bedoeld om schepen de nauwe landhoofden en de hefbak binnen te geleiden, dit ter voorkoming van schade en tijdverlies. De geleidewerkfuik wordt symmetrisch uitgevoerd in verband met het tweerichtingenverkeer door het hefwerk. De geleidewerken zijn, zover het mogelijk is, uitgevoerd met een open onderzijde om zuiging te voorkomen. Deze open onderzijde ligt enkele decimeters onder de waterspiegel om klemvaren te voorkomen.

De functie van de geleidewerken bij een hefwerk is het voorkomen van krachtige scheepsstoten tegen de hefbakwand. Deze aanvaring van de hefbakwand door schepen vindt plaats onder een hoek die mede bepaald wordt door de vorm van de geleidewerkfuik. Hoe groter de aanvaringshoek, hoe groter de kans op schade. In figuur 2.2 is de invloed van de vorm van de geleidewerken op de aanvaringshoek geschetst.

Het eerste geleidewerk bestaat uit een 10 m lang en 12 m breed kanaalpannd hoofdgedeelte dat aansluit aan de hefbak zelf. Op dit gedeelte sluiten twee geleidewerken aan die te samen een fuik vormen. Ze zijn beide ongeveer 50 m lang en staan onder een helling van 1:6 ten opzichte van de vaarwegas die weer in het verlengde van de hefbakas ligt. De aanvaringshoek waarmee een Spits de hefbakwand kan raken is erg groot.

Het tweede geleidewerk bestaat uit een 20 m lang en 12 m breed kanaalpannd landhoofdgedeelte dat weer aansluit op de hefbak. Op dit gedeelte sluiten twee geleidewerken aan die te samen een fuik vormen. Ze zijn beide ongeveer 50 m lang en staan onder een helling van 1:6 ten opzichte van de vaarwegas. De overgang van het kanaalpannd landhoofd op de rechte geleidewerken bestaat uit een cirkelsegment met een straal van 50 m.

Deze laatste geleidewerkfuikvorm is gekozen en wordt gebruikt bij de berekening van de stootbelastingen op de hefbak in hoofdstuk 3.

2.1.3 De functie en de afmetingen van de kanaalbrug

In bijlage 1 en 2 van het vooronderzoek is het terreinverloop aangegeven ter plaatse waar het hefwerk geprojecteerd is. De aanleg zal gepaard moeten gaan met veel grondverzet. Dit grondverzet is niet alleen nodig voor de aanleg van de benedenpandvoorhaven, maar ook voor de aanleg van de bovenpandvoorhaven. Door uit te gaan van de door de Belgische overheidsdienst bepaalde tracé en bouwplaats van het hefwerk kan het bepalen van een tracé en bouwplaatslokatie achterwege gelaten worden. Hierdoor ligt de grootte en de noodzaak van het grondverzet vast.

De benedenpandvoorhaven heeft een waterpeil van + 48,00 m terwijl het maaiveld een maximale hoogte heeft van ongeveer + 95,00 m. Een gedeelte van de uitgegraven grond kan verwerkt worden in de bovenpandvoorhaven. De waterspiegel hiervan ligt tussen de +120,45 en + 121,15 m. Het gevolg is dat de voorhaven op een damlichaam is aangelegd.

De hefbakbodem heeft als laagste peil +44,40 m. Door de constructiehoogte van de hefbakbodem en de hefbak dragers moet de bovenkant van de funderingstrog ruim beneden dit peil liggen. Voorlopig wordt de bovenkant van de fundering op + 42,00 m aangehouden.

Het talud rond het hefwerk heeft als laagste peil + 50,00 m. Het gevolg is dat de zijwanden van de funderingstrog 8,00 m hoog moeten zijn. Aan de zijde van de kanaalbrug is deze wand verhoogd tot 15,00 m. Dit om de aanleg van een weg onder de kanaalbrug mogelijk te maken, terwijl de kanaalbruglengte daardoor niet extra vergroot wordt.

De bovenkant van de hefbaktrog ligt op + 50,00 m terwijl de bodem van de bovenpandvoorhaven op ongeveer + 116,45 m ligt. Deze overgang van ongeveer 66,45 m vereist een verticale keerwand van deze hoogte. Dit is technisch moeilijk uitvoerbaar en zeer duur.

Daarom wordt gekozen voor een kanaalbrug die over het schuine talud de verbinding tussen de hefbak en het bovenpand tot stand brengt. Dit is duidelijk te zien in figuur 2.34.

De bodem van de kanaalbrug heeft het peil van +116,45. De waterspiegel in het bovenpand kan variëren tussen de peilen 120,45 en 121,15 m. Hierdoor is in de kanaalbrug ten alle tijde een minimum waterdiepte van 4,00 m aanwezig. De lengte van de kanaalbrug wordt bepaald door de toegestane helling van het talud onder de brug en het hoogteverschil van het talud. De overgang van talud onder de kanaalbrug en het landhoofd in de dam is een verticale muur. Deze verticale muur is gefundeerd op palen zodat de kanaalbrug op deze keermuur opgelegd kan worden.

De lengte van de kanaalbrug wordt dan ongeveer 125 m. Hiermee wordt het hoogteverschil tussen de bodem van de kanaalbrug en de bovenzijde van de hefbaktrog, 66,45 m, overwonnen als het talud onder een helling van 1:2 verloopt. Tevens is dan ruimte onder de kanaalbrug voor een verkeersweg.

De breedte van de kanaalbrug is 12 m nabij de heftorens van de hefdeuren en divergeert tot 28,00 m aan de damzijde van de brug. Het verloop van de breedte komt overeen met die van de geleidewerken zoals beschreven in de vorige paragraaf. Dit is gedaan met het oog op een zo klein mogelijke afstand tussen de hefbak en de wachtplaats. Hierdoor wordt tijdverlies en schutcapaciteitsverlies beperkt.

Een kanaalbrug die breder wordt naarmate men het landhoofd nadert kost meer geld dan een kanaalbrug met de afmetingen 12 m breed en een minimale diepte van 4,00 m. Uitvoering van het hefwerk met een 12 m brede kanaalbrug betekent dat de afstand tussen de wachtplaats en het begin van de hefbak, de lusafstand, aan de bovenpandzijde met 125 m toeneemt.

Een toename van de lusafstand beïnvloedt de schutcapaciteit in negatieve zin. Voor een juiste afweging welke uitvoering van de kanaalbrug de juiste is moet deze invloed bekend zijn. Deze invloed wordt als volgt geschat. Uitgaande van een vlootsamenstelling, weergegeven door een laadvermogenklassen verdeling, wordt voor de vloot de gemiddelde vaarsnelheid in de kanaalbrug bepaald. Per schutting wordt de kanaalbrug één keer bevaren. De toename schutduur is nu 125 m gedeeld door de gemiddelde vaarsnelheid van de passerende schepen.

In paragraaf 3.2 is de maximale vaarsnelheid bepaald voor beperkt vaarwater per laadvermogenklasse. Voor het varen in de kanaalbrug zijn maximale vaarsnelheden in kolommen 5 en 6 van tabel 2.1 vermeld.

In paragraaf 2.5 van deel A, het vooronderzoek, is aangetoond dat de gemiddelde vloot die op de Belgische vaarwegen vaart voor 60 % uit geladen en voor 40 % uit ongeladen schepen bestaat. Met deze gegevens is de gemiddelde vaarsnelheid per laadvermogenklasse bepaald. Met de vlootverdeling volgens tabel 2.6 paragraaf 2.6.2 deel A, is de gemiddelde vaarsnelheid van de passerende vloot bepaald. Deze snelheid is vermeld in tabel 2.2. Hiermee is dan de relatieve toename van de schutduur en de relatieve afname van de schutcapaciteit bepaald, tabel 2.2 kolom 6. Het resultaat van het onderzoek is dat de schutcapaciteit afneemt met gemiddeld 5 % voor elke willekeurige vlootsamenstelling. Dit bij geschatte schutcapaciteit van 15,0 miljoen ton laadvermogen per jaar bij 120 bedrijfsuren per week. Terwijl het huidige vervoer tussen de 1,0 en 1,5 miljoen ton per jaar ligt. Hieruit kan geconcludeerd worden dat een 12 m brede kanaalbrug aanvaardbaar is.

Een lange smalle kanaalbrug heeft ook een voordeel, namelijk het beperkt in sterke mate de kans op aanvaringen van de hefbakwand door schepen. Dit omdat zij dan reeds 125 m door een smal kanaal varen voordat zij de hefbak binnen varen. Tevens wordt de aanvaringshoek sterk gereduceerd. Daarom wordt gekozen voor dit hefwerk voor een 12,00 m brede kanaalbrug.

Tabel 2.1

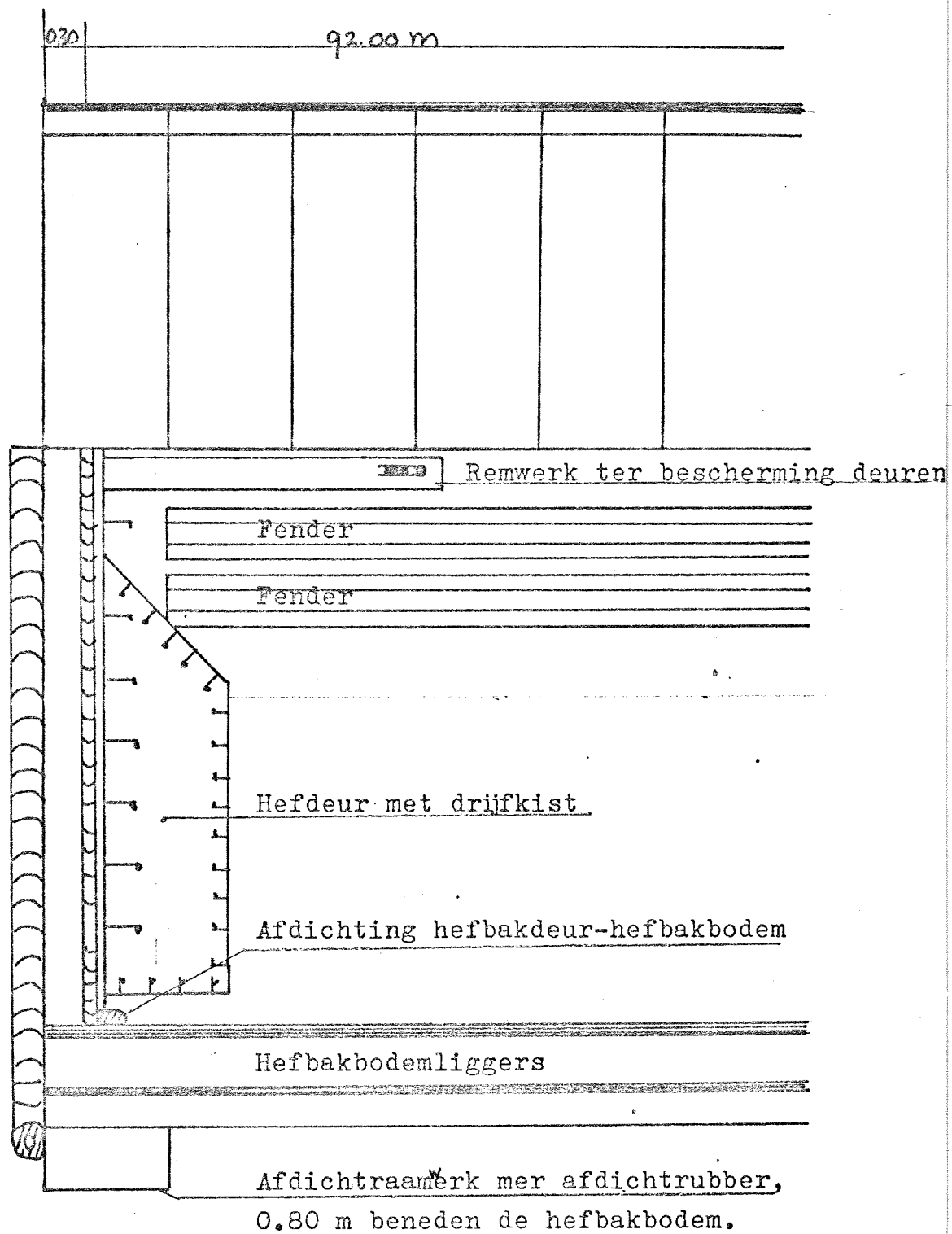
Maximale vaarsnelheden van de laadvermogenklassen in de 12,00 m brede kanaalbrug.

Scheeps- type	Laadver- mogen- klasse	Grootspant opp. gela- den sche- pen	Grootspant opp. onge- laden sche- pen	Maximale snelheid geladen schepen	Maximale snelheid ongeladen schepen
-	-	m ²	m ²	m/s	m/s
1	2	3	4	5	6
Klein vaartuig	0	7,4	3,2	2,0	2,0
Spits	1	11,7	3,6	2,0	2,0
Kempenaar	2	16,5	4,6	1,6	2,0
Dortmund	3	20,5	6,8	1,1	2,0
Europasch.	4	24,7	9,3	1,0	2,0
Duweenh.	5	34,2	10,0	0,4	2,0

Tabel 2.2

Invloed 12 m brede kanaalbrug.

Gemiddelde laadvermo- gen per schip \bar{T}	V gemiddeld vloot	Toename schut- duur	Schutduur $t_b = 11$ min	Toename schut- duur	Afname schut- capaci- teit
ton	m/s	min	min	%	%
1	2	3	4	5	6
300	1,98	1,05	22,40	4,7	4,5
400	1,90	1,10	20,75	5,3	5,0
500	1,83	1,14	19,90	5,7	5,4
600	1,76	1,18	19,70	6,0	5,7
600	1,66	1,26	20,80	6,0	5,7
700	1,58	1,32	21,30	6,2	5,8
800	1,51	1,38	21,90	6,3	5,9
900	1,45	1,44	22,60	6,4	6,0



Figuur 2.3 Hefbakeinde met hefdeur met remwerk en het afdicht-
raamwerk. Schaal 1:50.

2.2 De hefbak

Voor het berekenen en ontwerpen van de hefbak en de geleidingstorens moeten de juiste maten bekend zijn. Daarnaast moet vastgesteld worden welke voorzieningen nodig zijn voor het functioneren van de hefbak tijdens het schutproces. Uitgangspunt is het in deel A vastgestelde nuttige afmetingen van 85,00 x 12,00 x 3,60 m³.

2.2.1 De hefbakdeuren

Als afsluitmiddel voor de hefbak en de kanaalpannen wordt gekozen voor hefdeuren. Dit heeft enkele voordelen. De lengte van de hefbak neemt slechts toe met de dikte van de hefdeur aan iedere zijde. De krachtoverdracht kan naar drie zijden plaatsvinden zodat met een lichte deur volstaan kan worden.

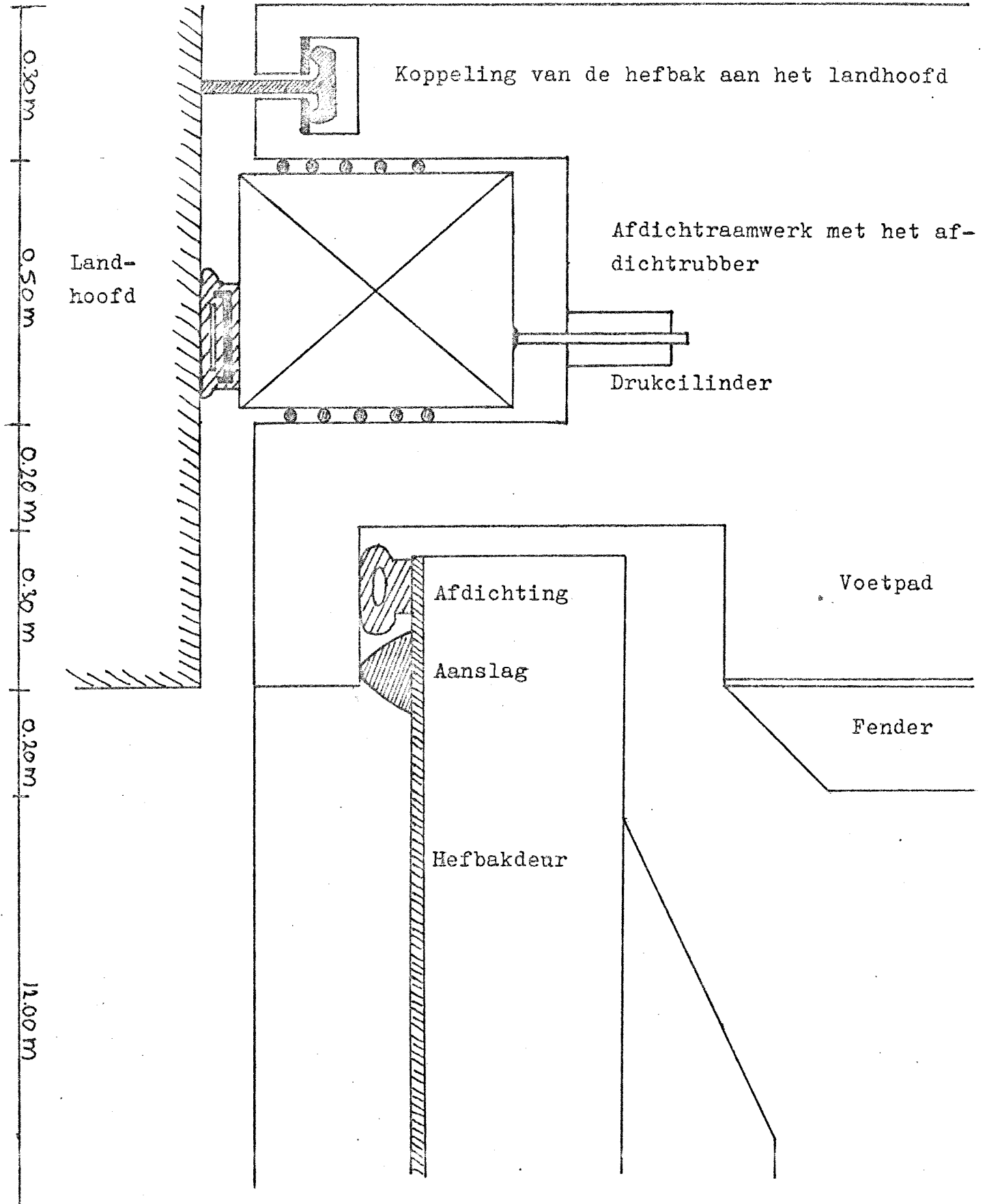
Het heffen van de hefbakdeur kan gebeuren door de heftoren van de hefdeur van het kanaalpan. Hierdoor komen de heftoren op de hefbak te vervallen. Door deze constructie uitvoering kan ook gelijktijdig de remwerkconstructie ter bescherming van de hefbakdeur geheven worden.

Bij het ontwerpen van de hefbak wordt gestreefd naar een minimaal gewicht, waardoor de constructie in zijn geheel zo licht mogelijk uitgevoerd kan worden. Een manier om het gewicht van de hefdeuren van de hefbak te verminderen is het toepassen van drijfkisten in de hefbakdeuren. In figuur 2.3 is een mogelijke uitvoering weergegeven. Het toepassen van een drijfkist heeft twee gevolgen.

Ten eerste ondervindt de hefbak ^{deur} een opwaartse kracht ten gevolge van de aanwezigheid van water in de hefbak. Hierdoor vermindert de puntbelasting ten gevolge van het eigengewicht van de hefbakdeur aan het einde van de hefbak. Bij oplegging van de hefbak op twee steunpunten heeft dit gunstige invloed op de momentverdeling in de hefbak. De belasting onder de hefbakdeur neemt af naarmate de grootte van de drijfkist toeneemt.

Ten tweede vermindert de hoeveelheid water in de hefbak met een hoeveelheid gelijk aan de inhoud van de drijfkisten. Hierdoor neemt het gewicht van de met water gevulde hefbak af.

De afdichting tussen de hefbakdeur en de hefbak zelf vindt plaats met holle deformeerbare rubberprofielen. Aangezien de druk op deze profielen niet te groot kan zijn betekent dit dat de hefdeur zijn belasting moet afdragen op zadels die de belasting op de hefbaktrog afvoeren. De hydrostatische waterdruk drukt de deur tegen haar oplegzadels. Hierdoor vervormen de rubberprofielen waardoor de afdichting tot stand komt. De afdichting tussen de deur en de hefbakbodem komt tot stand doordat het gewicht van de hefbakdeur minus de opwaartse kracht op de drijfkist het rubberprofiel deformeert.



Figuur 2.4 Hefbakeinde, bovenaanzicht. Schaal 1:10.

De figuren 2.3 en 2.4 zijn schetsen van de hefbakdeur met enkele mogelijke oplossingen voor enkele problemen.

Bij het invaren van de hefbak kan het voorkomen dat een schip niet tijdig tot stilstand kan komen. Het gevolg is dan dat het schip de hefbak deur ramt en beschadigt. Hierdoor kan de afdichting tussen de deur en de hefbak kapot gaan, waardoor de hefbak leeg kan lopen.

Ter bescherming van de deuren tegen dit soort ongelukken worden deze beschermd door een remwerk zoals weergegeven is in figuur 2.3. Dit remwerk bestaat uit een kabel die over de hefbak gespannen is. Bij het doorschieten van een schip wordt de kabel verlengd doordat deze van een trommel afrolt. Het afrollen van de kabel kost veel energie. Hierdoor wordt de bewegingsenergie van het doorschietende schip op de trommel overgedragen en komt het schip tot stilstand.

2.2.2 De afdichting tussen de hefbak en het landhoofd

Om schepen in staat te stellen de hefbak te verlaten en het kanaalpand binnen te varen of omgekeerd, is een waterdichte afdichting nodig tussen de hefbak en het landhoofd. Deze afdichting moet tijdelijk zijn, omdat de verbinding hefbak-landhoofd tijdens het heffen verbroken is. Daarnaast moet de verbinding in staat zijn de lengteveranderingen van de hefbak ten gevolge van temperatuur variatie op te vangen. Tevens kan de hefbak kleine verplaatsingen ondergaan onder invloed van bijvoorbeeld windbelasting. De verbinding moet nadat de afdichting is aangebracht in staat zijn kleine rotaties en verplaatsingen van de hefbak op te vangen. Deze ontstaan door windbelasting op de hefbak of doordat een schip de hefbakwand raakt.

Een oplossing hiervoor is een raamwerk buiten de hefbakwanden en bodem ter plaatse van de hefbakeinden. Dit raamwerk kan over een zekere afstand bewegen zodat de afstand hefbakeinde-landhoofd overbrugd wordt. Op het raamwerk is een deformeerbaar rubber profiel gemonteerd. Deze wordt plat gedrukt tegen het vlakke einde van het landhoofd waardoor de afdichting tot stand komt. In figuur 2.3 en 2.4 is het idee schematisch weergegeven. De afdichting tussen het raamwerk en de hefbak dient tevens als geleiding van het raamwerk. Het raamwerk wordt door hydraulische drukcilinders voortbewogen. De flexibiliteit van het raamwerk ontstaat door vormveranderingen van het afdichtrubber en vervormingen in de afdichting van het raamwerk met de hefbak.

Het bovenpand van het Kanaal van het Centrum heeft een peilvariatie tussen 120,45 en 121,15 m. Dit geeft een dieptevariatie van 0,70 m boven de landhoofddeur. Zou deze variatie ook in de hefbak optreden, dan zou dit gepaard gaan met een gewichtsvariatie van $10 \times 93 \times 12 \times 0,7 = 7800$ kN. Deze gewichtsvariatie zou dan door het motorenvermogen van de hefbak overwonnen moeten worden. Dit kost zeer veel energie tijdens een opwaartse hefbeweging.

Deze waterstand variatie ontstaat doordat het bovenpand van het Kanaal van het Centrum in verbinding staat met het 28 km lange verdeelpand van het kanaal van Charleroi naar Brussel. Dit pand wordt vanuit de lager gelegen panden van water voorzien met een zeer geringe eigenaanvulling van bijvoorbeeld regenwater. Hierdoor is water accumulatie nodig voor tijden met weinig wateraanvoer in de benedenpanden van het kanaal van Charleroi naar Brussel.

Door een juiste constructie van de raamconstructie aan de bovenpandzijde van de hefbak, kan men een waterdiepte in de hefbak van ongeveer 3.60 m bereiken. De beweegbare raamconstructie wordt ongeveer 0,80 m lager aangebracht dan de bodem van de hefbak. Hierdoor kan de afdichting over een hoogte van 0,70 m variëren als aan het landhoofd, kanaalbrughoofd, over deze hoogte een vertikaal vlak aanwezig is.

De lengte van het afdichtprofiel wordt bepaald door de hoogte van het raamwerk en de breedte ervan. De breedte van beide raamwerken wordt gelijk gehouden, terwijl de hoogte varieert naar gelang de uitvoering. De druk waarbij voldoende afdichting wordt bereikt wordt geschat op drie maal de hoogst mogelijke hydrostatische waterdruk op het afdichtprofiel. De druk wordt constant verdeeld over de lengte van het afdichtprofiel verondersteld.

Aan de benedenpandzijde ligt het afdichtprofiel slechts 0,30 m beneden de hefbakbodem. Dit gebeurt uit constructieve eisen ten aanzien van de sterkte en stijfheid van de hefbakbodem daar ter plaatse. Tevens kunnen kleine waterstandsvariaties snel opgevangen worden zonder dat gepompt hoeft te worden. De hoogte van het profiel is dan $4,60 + 0,30 = 4,90$ m. Uit figuur 2.4 blijkt dat het raam ter hoogte van de afdichtingsprofielen 13,60 m breed is. De lengte van het afdichtprofiel is dan 23,4 m.

Aan de bovenpandzijde ligt het profiel 0,80 m onder de hefbakbodem. De hoogte van het profiel wordt dan $4,60 + 0,80$ m = 5,40 m. Bij een breedte van het raamwerk van 13,60 m ter hoogte van het afdichtprofiel wordt de totale lengte van dit profiel 24,4 m. De waterstand boven de afdichtprofielen kan oplopen tot 3,90 m boven de hefbakbodem. Dit wordt in hoofdstuk 3 aangetoond. Dit houdt in een waterstand van $3,90 + 0,30 = 4,20$ m boven het afdichtprofiel aan de benedenpandzijde. De druk van het profiel op het landhoofd is dan $3 \times 4,20$ m $\times 10$ kN/m³ = 126 kN/m². Het afdichtprofiel heeft een geschatte breedte van 0,1 m in deze situatie zodat de belasting van het rubber afdichtprofiel geschematiseerd kan worden tot een lijnlast van 12,6 kN/m.

De waterstand boven het afdichtprofiel aan de bovenpandzijde kan oplopen tot $3,90 + 0,80 = 4,70$ m. De druk van het rubberafdichtprofiel is dan $3 \times 4,70$ m $\times 10$ kN/m³ = 141 kN/m². Het afdichtprofiel heeft ook in deze situatie een geschatte breedte van 0,10 m waar het tegen het landhoofd drukt. De belasting van het afdichtprofiel op het landhoofd kan dan geschematiseerd worden tot een lijnlast van 14,1 kN/m. Het gevolg van deze constructievorm van de afdichting tussen het landhoofd en de hefbak is dat op het kop-einde van de hefbak tussen de afdichtprofielen de hydrostatische waterdruk aanwezig is. Tevens werkt deze hydrostatische waterdruk op de gesloten hefbakdeur aan de andere zijde van de hefbak. De waterdruk kan oplopen tot ongeveer $0,5 \times 4,70$ m $\times 47$ kN/m² $\times 13,60$ m = 1500 kN. Dit als de hefbak gekoppeld is aan het bovenpand terwijl de waterstand oploopt tot 3,90 m boven de hefbakbodem. Bij deze waterdruk moet ook nog de druk opgeteld worden waarmee het afdichtprofiel zich tegen de hefbak afzet: $24,4$ m $\times 14,1$ kN/m = 344 kN.

Het gevolg is dat op de hefbak een kracht van 1844 kN werkt die de hefbak van het landhoofd afdrukt. Deze kracht moet dan opgenomen worden doordat de hefbak voldoende stijf is afgeveerd in langsrichting of doordat de hefbak gekoppeld wordt aan landhoofd en geleidingstorens.

De minimale kracht op de hefbak tijdens het gekoppeld zijn van de hefbak aan het landhoofd door het afdichtingsraam treedt op als de hefbak gekoppeld is aan het benedenpand. Bij een waterdiepte van 3,50 m boven de hefbakbodem is de hydrostatische druk: $0,5 \times 3,80 \text{ m} \times 38 \text{ kN/m}^2 \times 13,60 \text{ m} = 982 \text{ kN}$. De totale druk van het afdichtprofiel op het landhoofd is: $12,6 \text{ kN/m} \times 23,4 \text{ m} = 295 \text{ kN}$. De kracht is dan groot 1223 kN.

Tijdens het in en uitvaren kan de waterstand van het kanaalpand een variatie ondergaan. Waterspiegel-dalingen kunnen ontstaan door onttrekking van water aan de kanaalpanden door sluischuttingen of onttrekking van water door naast het kanaal gelegen bedrijven. Waterspiegelstijgingen ontstaan door natuurlijke toevoer van bijvoorbeeld regenwater op doordat water in het kanaalpand gepompt wordt. De stijging of daling per tijdseenheid is onbekend. Bij een waterdiepte groter dan 3,60 m in de hefbak kan men overwegen het te veel aan water uit de bak te pompen. Dit kost tijd waardoor de schuttijd toeneemt en de schutcapaciteit afneemt. Het is daarom reeel ervan uit te gaan dat een kleine variatie ten opzichte van de normale waterdiepte van 3,60 m geaccepteerd kan worden. In dit geval wordt een willekeurig gekozen variatie van 3,50 tot 3,70 m waterdiepte in de hefbak geaccepteerd.

Is de waterstandvariatie groter dan bovengenoemde waarden, dan zorgt het pompsysteem er voor dat de waterdiepte in de hefbak op ongeveer 3,60 m wordt begracht. Doordat de hefbak een lagere stand kan hebben als de kanaalbrugbodem, bestaat een kans dat bij lekkage van de kanaalbrugdeur water vanuit de kanaalbrug in de hefbak stroomt. Deze wateraanvoer kan groter zijn dan de pompcapaciteit. Het is daarom noodzakelijk noodspui openingen aan te brengen als men wil voorkomen dat de waterdiepte groter wordt dan 3,70 m in de hefbak.

Een tweede pompsysteem is nodig om het mogelijk te maken dat de deuren geopend kunnen worden. De hefduren van de hefbak en van het landhoofd bevinden zich op korte afstand van elkaar. De ruimte tussen de twee deuren is na het koppelen van de hefbak aan het landhoofd nog niet gevuld met water. Voordat de deuren geheven kunnen worden moet deze ruimte vol met water gepompt worden. Hierdoor valt de hydrostatische waterdruk op de deuren weg, zodat zij zonder veel moeite geheven kunnen worden. Bij het ontkoppelen van de hefbak moet deze ruimte eerst leeg gepompt worden.

Ter vermindering van het gewicht van de hefbak wordt het water vanuit een apart, onder de bodem van het landhoofd aangebracht, spaarreservoir onttrokken of geloosd. Dit heeft als voordeel dat met relatief schoon water gepompt kan worden, dat niet vervuild wordt door water vanuit het kanaal. De pompen zelf bevinden zich niet in de raamconstructie van de afdichting tussen de hefbak en het landhoofd, maar in het landhoofd zelf.

2.2.3 Het opnemen van de hydrostatische waterdruk op de hefbak

In paragraaf 2.2.2 is aangetoond dat op de hefbak zeer grote krachten kunnen werken als de hefbak via het afdichtraam aan het landhoofd gekoppeld is. De krachten worden vooral veroorzaakt door het afdichtrubberprofiel en de hydrostatische waterdruk. Deze krachten drukken de hefbak van het landhoofd af. Deze krachten moeten opgenomen worden zodat de hefbak niet verplaatst. Hiervoor komen drie mogelijke oplossingen in aanmerking. Iedere oplossing heeft zijn voor en nadelen. Tevens beïnvloedt de oplossing het gedrag van de hefbak tijdens belasting van de hefbak door horizontale belasting met een richting dwars op de lengteas van de hefbak. Gedacht wordt aan scheepsstoten tegen de hefbakwand en aan windbelasting op de hefbak met windscherm.

De eerste oplossing bestaat uit de mogelijkheid de dragers van de hefbak uit te rusten met zeer stijve veren die in langsrichting de belasting kunnen opnemen. De hierbij optredende verplaatsingen moeten beperkt blijven in verband met de aanwezigheid van het reservedraagsysteem en de aandrijving van de hefbak. Dit wordt nader verklaard in paragraaf 2.3. De maximaal toelaatbare verplaatsing is ongeveer 5 cm. Bij de berekende maximale kracht van 1844 kN volgens paragraaf 2.2.2, houdt dit een veerconstante in van in totaal 37×10^6 N/m.

Het voordeel is dat de kracht op elke willekeurige hoogte door het langsgeleidingssysteem opgenomen kan worden. Dit is gemakkelijk in verband met de waterstand variaties in het bovenpand. Het rotatiecentrum van de hefbak is dan het massamiddelpunt van de hefbak. De hefbak is vrijwel symmetrisch ten opzichte van de lengte en dwars richting. Het massazwaartepunt ligt dan ook op de middellijn van de hefbak in lengterichting halverwege de lengte van de hefbak. De belasting op de hefbak wordt opgenomen door de combinatie van langs en dwarsgeleidingsverenstelsels. Als tweede oplossing is de mogelijkheid de hefbak te koppelen aan de benedenpandgeleidingstorens. Door de hefbak slechts aan één zijde te koppelen, worden temperatuurs invloeden, lengteveranderingen van de hefbak, vermeden. De keuze van benedenpandgeleidingstorens komt voort uit het feit dat aan deze zijde de grootste scheepsstoten kunnen optreden. De lange smalle kanaalbrug aan de bovenpandzijde voorkomt zware botsingen tegen de hefbakwand aan deze zijde van de hefbak. Het rotatiecentrum ligt nu namelijk op de middellijn van de hefbak ter hoogte van de benedenpandgeleidingstorens.

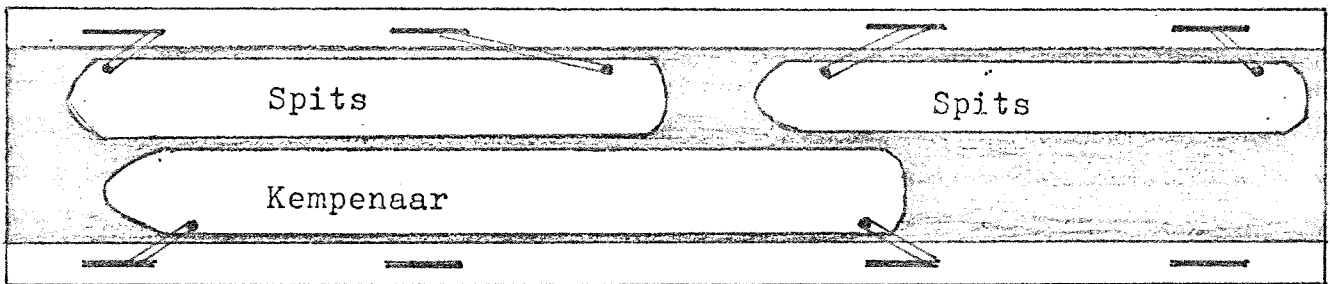
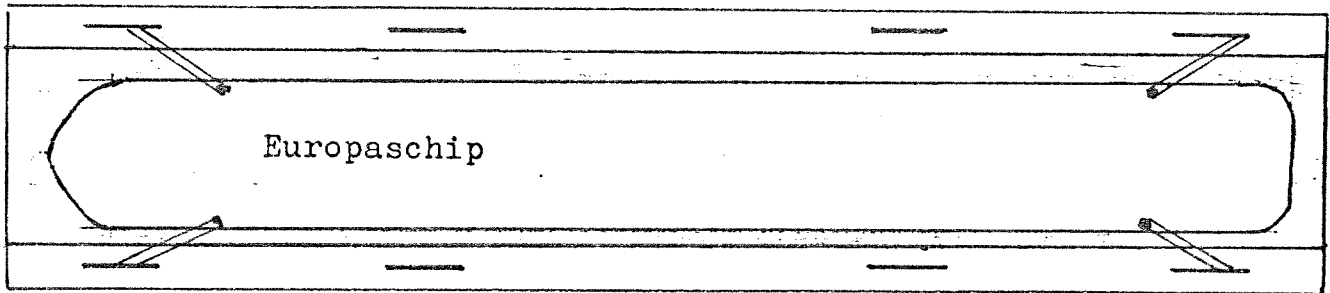
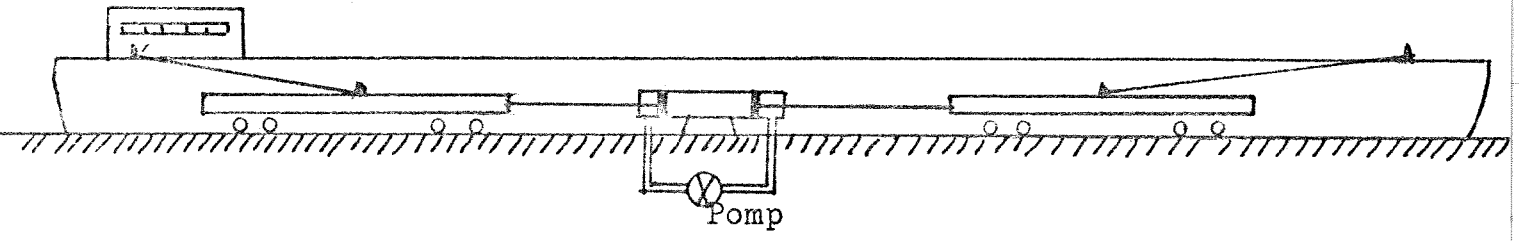
Op de drager aan deze zijde van de hefbak zijn drukzadels aangebracht. Deze kunnen belasting afdragen aan zadels die in de geleidingstorens zijn aangebracht. Deze zadels in de torens kunnen eventueel verplaatsen doordat zij voorzien zijn van hydraulische drukcilinders. Zij worden alleen verplaatst als de zadels onbelast zijn. Tijdens het aandrukken van het afdichtingsraam tegen het landhoofd wordt de hefbak van het landhoofd afgedrukt tegen de oplegzadels van de benedenpandgeleidingstorens. Hierdoor wordt de belasting op de hefbak in langsrichting op de geleidingstorens afgevoerd. De belasting op de hefbak wordt nu dan opgenomen door de oplegzadels en de dwarsgeleidingsstelsels in de bovenpandgeleidingstorens.

Als derde oplossing komt naar voren de mogelijkheid de hefbak aan het landhoofd te koppelen. Hierdoor wordt de hefbak zeer plaatsvast en blijft zeer goed in staat scheepstoten tegen de hefbakwand en windbelasting op te nemen. Dit blijkt uit het verdere verloop van deze studie. Het rotatiecentrum ligt nu op de middellijn van de hefbak ter hoogte van het afdichtingsraam. De belasting wordt nu opgenomen door de combinatie van het afdichtingsraam, zadels waarmee de hefbak aan het landhoofd is gekoppeld en de vier dwarsgeleidingsstelsels ter hoogte van de geleidingstorens.

De wijze van koppeling is schematisch weergegeven in figuur 2.4. Een T-vormig zwaar en stijf profiel, koppelhaak, is ingeklemd in het landhoofd. Tussen het landhoofd en de binnenzijde van de kophaak kunnen zich de zadels van de hefbak bevinden. Wordt de hefbak door het afdichtraam van het landhoofd afgedrukt dan maken de zadels contact zodat de koppeling een feit is. In onbelaste toestand maken de zadels geen contact zodat de hefbak geheven kan worden. Het T-vormige profiel of koppelhaak is enkele meters hoog net als de aanslagen van de hefbak. Dit heeft twee gunstige gevolgen. Ten eerste wordt de belasting verdeeld over een grote lengte zodat de belasting per meter beperkt blijft en beter opgenomen kan worden door de hefbaktrog. Ten tweede kan de koppeling in hoogte variëren zodat deze ook toegepast kan worden bij de bovenpandzijde van de hefbak. De horizontale afstand tussen de koppelhaken is 14,70 m

De belastingsoverdracht van de zadels in langsrichting vindt plaats door contactdruk. In dwarsrichting gebeurt dit door de wrijvingskrachten Tussen de twee zadeloppervlakten. Als statische wrijvingscoëfficiënt van staal op staal wordt 0,7 aangehouden. De dynamische wrijvingscoëfficiënt van staal op staal wordt op 0,4 aangehouden. Deze waarden zijn volgens de geraadpleegde literatuur aan de lage kant. Uit paragraaf 1.2.2 is bekend dat de hydrostatische waterdruk plus de druk van het afdichtingsprofiel variëren tussen 1223 kN en 1844 kN.

De gezamenlijke belasting op de koppelhaken of oplegzaamheden van de geleidingstorens is minder. Men moet namelijk rekening houden met de reactiekrachten van de langsgeluidingsstelsels. De minimum contactdruk treedt op als de hefbak gekoppeld is aan het benedenpandlandhoofd. De kracht op de hefbak is dan 1223 kN, terwijl de reactie van de langsgeluidingsveren op 400 kN wordt geschat. Of dit mogelijk is hangt af van de stijfheid van de langsgeluidingsstelsels en de verplaatsing van de hefbak voordat de zadelcontact met elkaar maken. Het berekende minimum contact van 800 kN komt slechts gedurende zeer korte tijd voor. Meestal is de waterstand, dus het contact veel hoger. Het gevolg is dat de zadel een kracht dwars op de lengteas van de hefbak kunnen opnemen van ongeveer 600 kN. Wordt deze kracht overschreden dan kost het verplaatsen van de hefbak over 1 mm een hoeveelheid energie die gelijk is aan:
 $1 \times 10^{-3} \times 800 \times 10^3 \times 0,4 = 320 \text{ Nm}$ of meer.



Figuur 2.5 Methode toegepast bij het hellendvlak van Ronquieres voor het afmeren van de schepen in de bak.

.....

2.2.4 Het vastleggen van de schepen in de hefbak

Voor het vastleggen van de schepen in de hefbak dienen de bolders. Hierdoor blijven de schepen op hun plaats tijdens het invaren van andere schepen en het bewegen van de hefbak in verticale richting. De bolders moeten zo geplaatst worden dat de meest voorkomende scheepstypes snel en veilig afgemeerd kunnen worden.

Een methode is de bolders op wielstellen te plaatsen zoals in figuur 2.5 is weergegeven. Deze wielstellen zijn verbonden met een trekstang aan een zuiger. Door olie in de zuiger te pompen, transleren de bolders langs de schepen. Hierdoor kunnen de meerlijnen van de schepen snel aangehaald en onder spanning gezet worden.

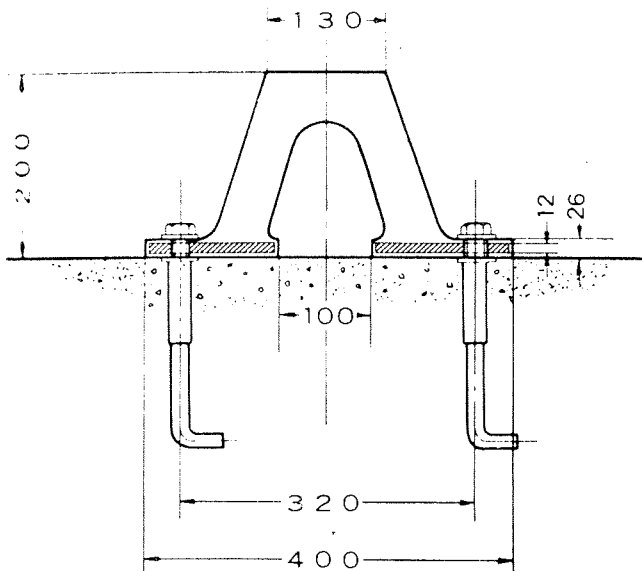
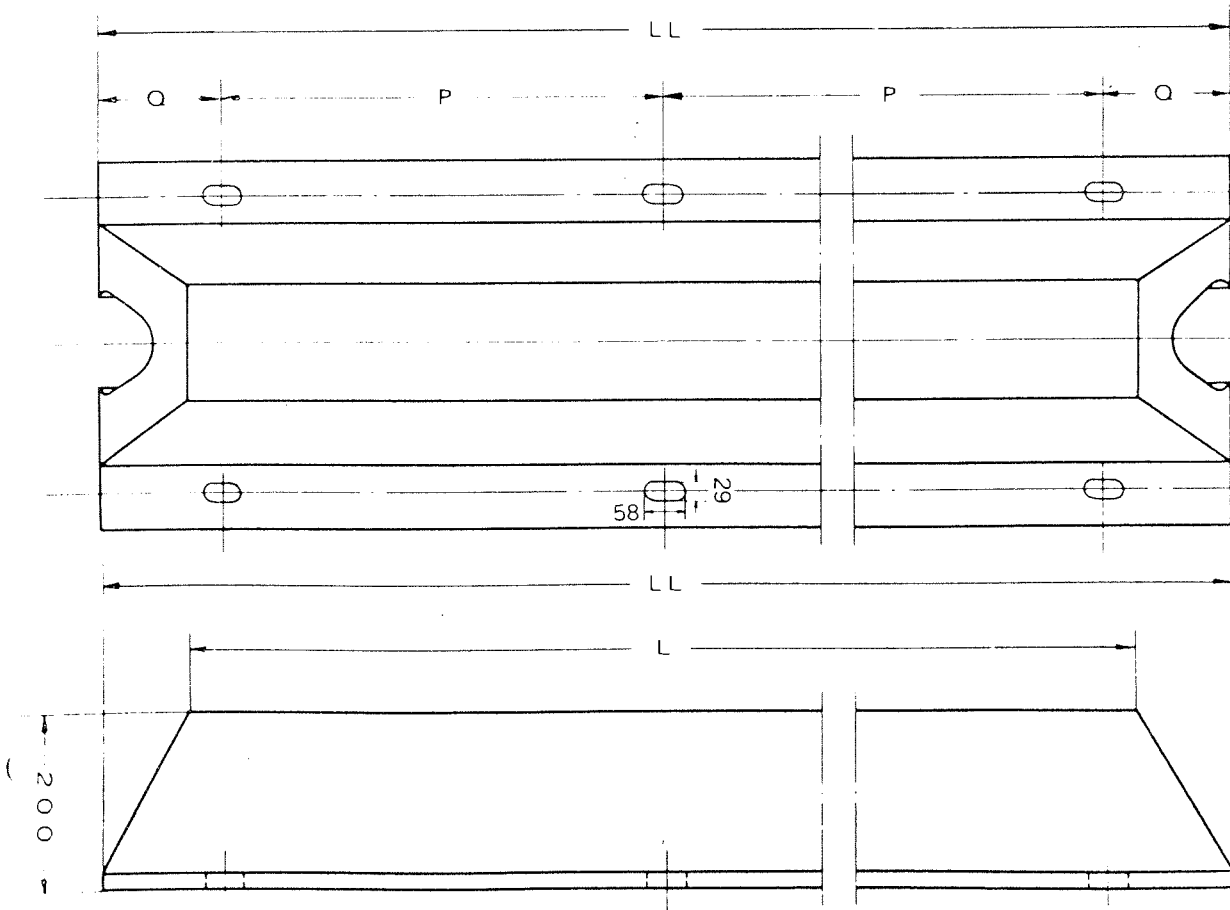
Ter bescherming van de stalen hefbakwand worden ter hoogte van de waterspiegel fenders of drijfhouten aangebracht. Deze fenders moeten kleine stoten en schuurbewegingen van de schepen opnemen zodat de hefbakwand en de scheepshuid niet beschadigd worden.

Bij scheepsstoten vindt de energievernietiging plaats door de versnelling van de hefbakmassa, de indrukking van de dwarsgeleidingsverenstelsels en de vervormingen van de fenders en de hefbakwand.

Dit wordt in paragraaf 3.5 verder uitgewerkt.

De afmetingen zijn globaal 0,5 à 1,0 m hoog met een dikte van 0,15 à 0,20 m voor een wrijfhoutregelwerk. Fenders bestaan uit twee of meer rubberen stroken met afmetingen 0,30 bij 0,20 m ter hoogte van de waterlijn over de gehele lengte van de hefbak. In figuur 2.6 is een voorbeeld van een dergelijke standaard fender weergegeven. De hefbak wordt uitgerust over de gehele lengte met 2 van deze V profiel fenders boven elkaar ter hoogte van de waterlijn. Naast de hefbak zelf wordt aan weerszijde een 1,50 m breed looppad aangebracht zodat het vastleggen van de schepen vergemakkelijkt wordt en de schepen bereikbaar worden voor personen. Op dit pad worden ook de bolders geplaatst, eventueel volgens het systeem van figuur 2.5.

De windbeschermdende constructie dient niet alleen ter bescherming van de mensen op het looppad, maar vermindert ook de invloed van de wind op de in en uitvarende schepen. Deze worden nu minder opzij weggedrukt bij een windrichting dwars op de hefbakas. Dit verlaagt dan de in en uitvaartijden waardoor de schutcapaciteit toeneemt.



Lengthwise : Dimension

Length of Top L (m)	Overall Length LL (mm)	P (mm)	Q (mm)	Anchor Bolt (1" x Pcs.)
1.0	1,100	900	100	4
1.5	1,600	700	100	6
2.0	2,100	630	105	8
2.5	2,600	800	100	8
3.0	3,100	725	100	10

Figuur 2.6 Toegepaste fenders in de hefbak.

2.2.5 De ophanging en constructieve opbouw van de hefbak

Het grote gewicht van de met water gevulde hefbak, groot ongeveer 5000 ton, wordt gedragen door ongeveer 200 contragewichtkabels met aan iedere kabel een contragewicht van 25 ton. De diameter van een kabel is ongeveer 55 mm. De wijze van plaatsen van de 200 kabels verdeeld over de lengte van de hefbak is een nader onderzoek waard.

Als eerste mogelijke verdeling van de kabels komt een gordijn ophanging in aanmerking. Bij deze ophanging worden de kabels evenredig over de lengte van de hefbak verdeeld aan de hefbak vastgemaakt. Dit is schematisch weergegeven in figuur 2.7. Het gevolg is dat de hefbak belast wordt op zeer kleine momenten. Hierdoor kan de hefbak zeer licht worden uitgevoerd. Hierdoor worden kosten bespaard.

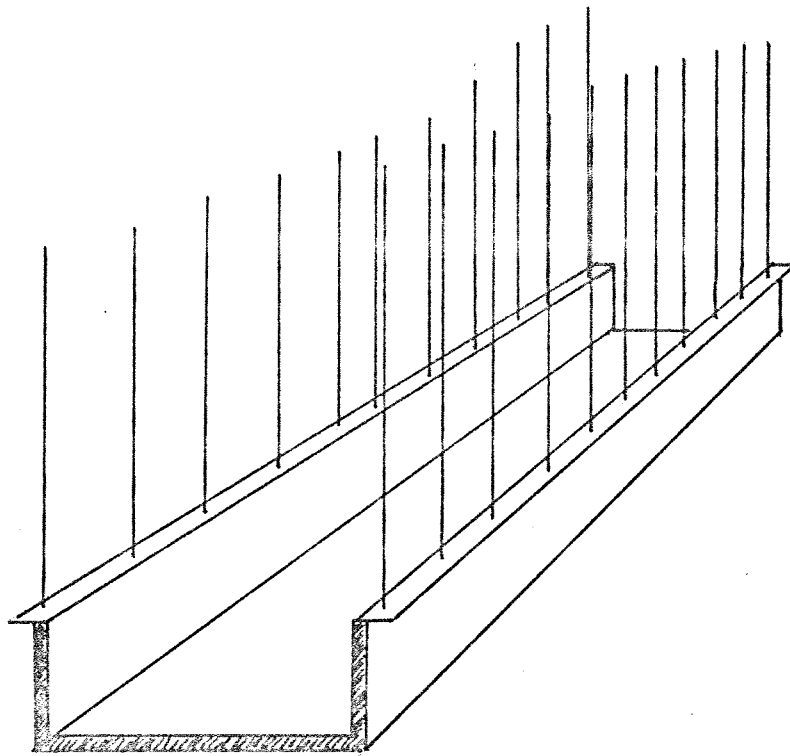
In het geval van een hefwerk nabij Strépy-Bracquenies betekent dat om de 0,90 m een kabel aan de hefbak vastgemaakt is. De kabels worden over loopwielen geleid die zich ongeveer 75 m boven het maaiveld bevinden. De belasting per loopwiel is 2 maal 25 ton of 500 kN. Bij deze kabelophanging moeten dan 100 loopwielen op een hoogte van 75 m boven maaiveld over een lengte van 90 m worden ondersteund. Dit aan iedere zijde van de hefbak. Dit wordt een zeer omvangrijke constructie. Uit kosten oogpunt is dit ook niet de meest gunstige uitvoering.

Een tweede probleem vormt bij deze uitvoering van de kabelophanging de uitvoering van het reserve draagsysteem. Dit systeem moet voorkomen dat de hefbak naar beneden stort of scheef komt te hangen. In paragraaf 4.4.1. van het vooronderzoek is aangetoond dat het spindel-spindelmutter systeem een veel toegepast en betrouwbaar reservedraagsysteem is. De toepassing van het aantal spindelassen wordt uit kosten oogpunt beperkt tot het minimum.

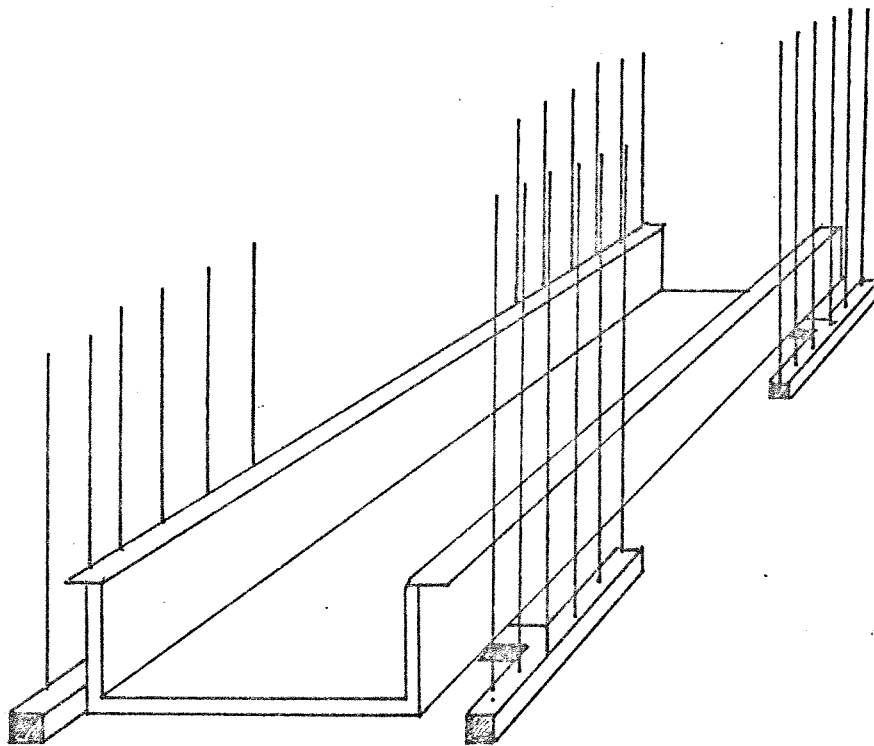
In de meeste gevallen dus vier stuks. Het gevolg is dat de hefbak wel in staat moet zijn de belasting naar het reservedraagsysteem af te voeren. Dit betekent dat de hefbak als ligger moet gaan fungeren die belasting afvoert naar enkele steunpunten. Hiervoor is een buigstijve hefbaktrog nodig. Dit ondanks het feit dat in normale bedrijfstoestand nauwelijks momenten in de hefbak optreden. Hierdoor vervalt het voordeel van de lichte hefbakconstructie.

Als tweede uitvoering komt naar voren dat de hefbak is opgelegd op twee of meer dragers. De dragers worden in evenwicht gehouden door de belasting van de hefbak en de trekkracht van de contragewichtkabels aan iedere drager zijn armen aangebracht waaraan de kabels zijn vastgemaakt. In figuur 2.8 is dit schematisch weergegeven.

In de hefbaktrog ontstaan nu grote momenten die door de U vorm van de hefbaktrog opgenomen kunnen worden.



Figuur 2.7 Gordijnophanging van de hefbak.



Figuur 2.8 Ophanging van de hefbak met behulp van twee dragers.

.....

Een statische oplegging van de hefbak op twee dragers heeft voordelen. Bij deze uitvoering kan volstaan worden met het minimum aantal aandrijfsystemen en geleidingstorens. Daarnaast wordt de verdeling van de belastingen over de dragers niet beïnvloed door de vervormingen van de hefbak. Deze keuze wordt dan ook gemaakt zodat de hefbak opgelegd wordt op twee dragers.

Uit tabel 2.4 blijkt dat het gewicht van de hefbak ongeveer 52000 kN bedraagt. Iedere dragersarm heeft 26 trekkabels zodat de hefbak gedragen wordt door 208 contragwichten van 250 kN gewicht per stuk.

Bij een diameter van 55 mm van de trekkabel bedraagt de gemiddelde trekspanning slechts 105 N/mm²

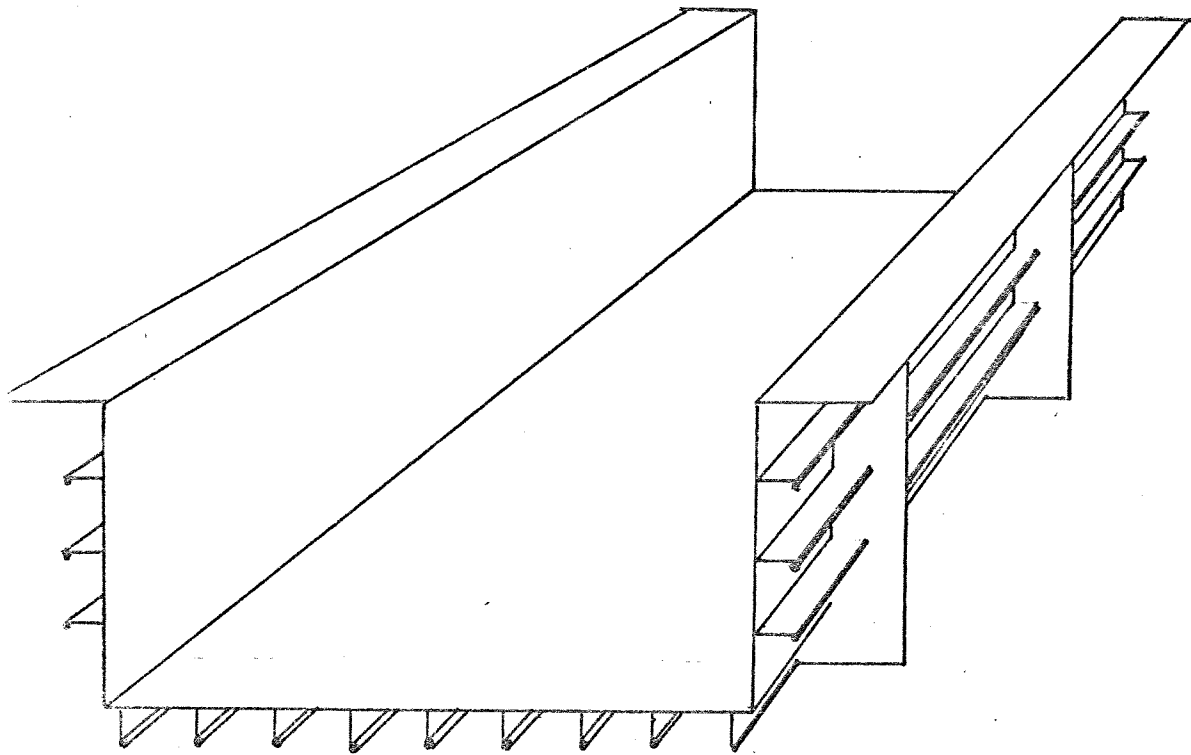
De hefbak wordt overwegend verlast door het gewicht van het water in de bak met een gemiddelde waterdiepte van 3,60 m, en het eigengewicht van de stalen hefbak. Deze verdeelde belasting moet overgedragen worden op twee dragers. Door plaatsing van de dragers op de juiste plaats tracht men het veldmoment even groot te maken als het steunpuntsmoment ter plaatse van de dragers. Het benodigde maximale traagheidsmoment is dan minimaal.

De krachtsoverdracht in de hefbak is als volgt.

De water druk wordt opgenomen door de vlakke platen die de hefbakbodem en de zijwanden vormen.

De bodem en zijwanden zijn uitgevoerd als orthotrope platen. Zij zijn dus verstijfd met bulbprofielen. Deze verstijfde platen dragen hun belasting over op de dwarsliggers. Deze dwarsliggers worden gedragen door de langsligger die opgelegd is op de twee dragers. Deze langsligger wordt gevormd door de hefbakbodem en zijwanden. Door de U vorm van de hefbak ontstaat een voldoende groot traagheidsmoment. De platen van de hefbakbodem en zijwanden hebben een dubbele functie. Ten eerste een waterdichte plaat waardoor de waterdruk afgedragen kan worden naar bulb liggers en dwarsliggers. Ten tweede ontstaat door samenwerking van de wand en bodemplaten een langsligger met een groot traagheidsmoment. In fig. 2.9 is een schematische opbouw van de hefbak weergegeven. De juiste afmetingen van de platen, bulb-liggers ed. worden in een deelstudie bij de vakgroep staal nader bepaald.

De drager bestaat uit twee evenwijdig met de lengte as van de hefbak lopende armen waaraan de kabels zijn vastgemaakt. Tevens zit het reserve draagsysteem en het aandrijfsysteem met ingebouwde dwarsgeleidingssysteem aan deze dragerarmen vast. Tussen deze twee dragerarmen bevinden zich twee liggers waarop de hefbak is opgelegd. Doordat de hefbak nu op twee liggers, draagbalken, is opgelegd neemt het piek steunpuntsmoment sterk af. De afstand hart op hart tussen deze twee draagbalken wordt gesteld op 6,00 m. Op de draagbalk aan de zijde van het hefbakeinde is een kogelgewicht geplaatst dat de belasting van de hefbak op de dragers overbrengt.



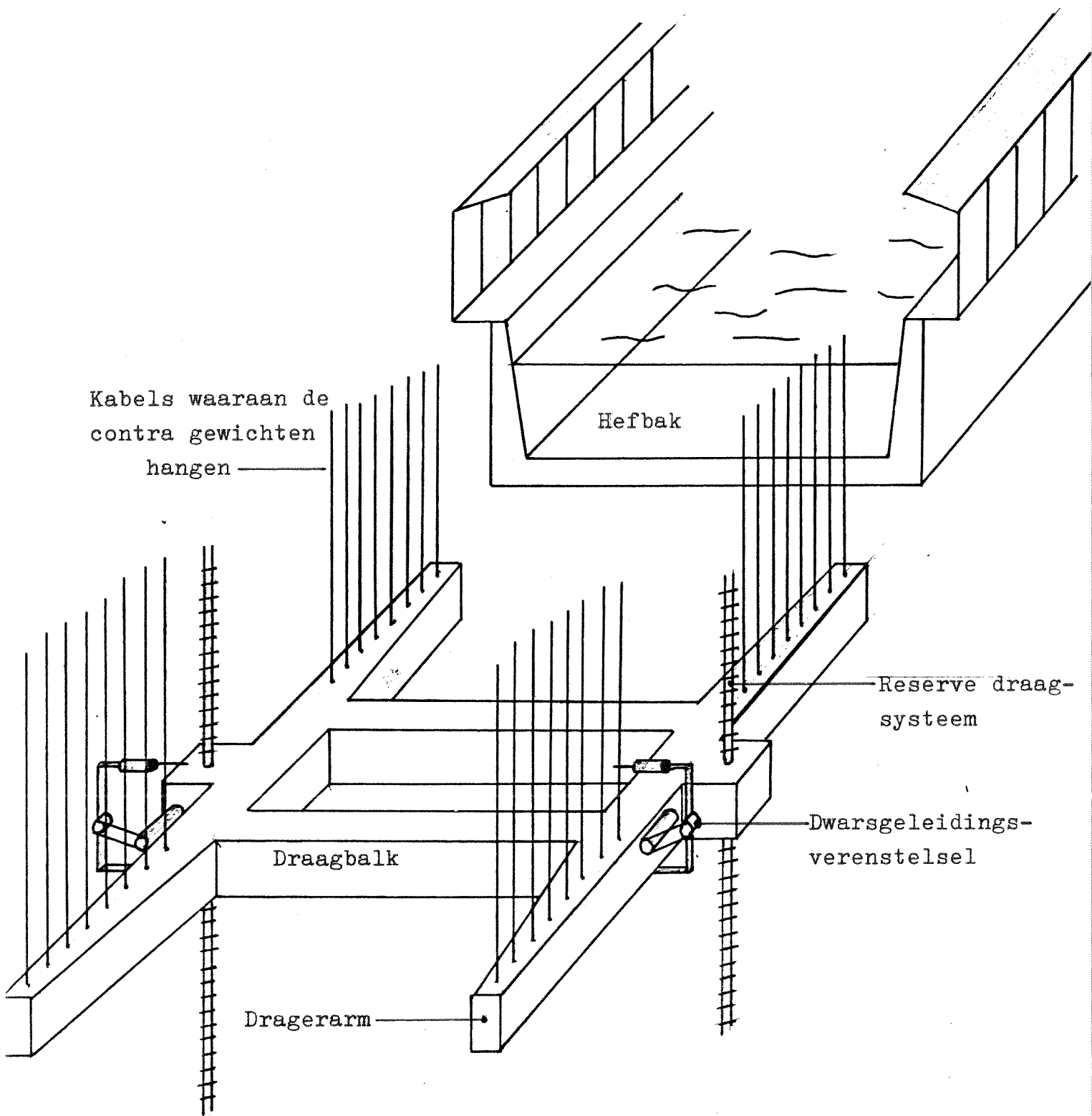
Figuur 2.9 Construnctieve opbouw van de hefbak.

De overige opleggingen zijn glijlagers. Op de hartlijn van de drager aan de zijde van het hefbakeinde is tevens het aandrijf en dwarsgeleidingsstelsel aangebracht. Op de hartlijn van de drager bevinden zich de twee spindelassen van het reservedraagstelsel. Dit geeft een evenwichtige krachtenverdeling op de drager als de kabels breken. In figuur 2.10 is schematisch een drager met haar onderdelen weergegeven.

Aan de hand van tabel 2.4 is een schatting gemaakt voor het gewicht van de stalen hefbak inclusief de dragers. De verhouding gewicht van het water in de hefbak en het gewicht van de stalen hefbak is teruggelopen van 1 voor het hefwerk Hendrichenburg uit 1899 tot 0,26 voor het hefwerk Luneburg, gebouwd in 1976. Dit is vooral te danken aan betere constructie materialen en berekeningsmethoden.

Als eerste schatting voor het gewicht van de hefbak wordt 1200 ton aangehouden. Dit is het zelfde gewicht als het gewicht van de hefbakken van het hefwerk Luneburg. Deze bakken zijn iets groter dan die toegepast wordt in het te bouwen hefwerk Strépy-Bracquagnies. Het gevolg is dat het gekozen hefbakgewicht aan de hoge, veilige kant ligt.

De keus is wel verantwoord omdat de ophanging van de hefbak en de aandrijving in principe het zelfde zijn. In figuur 2.11 is een schets weergegeven van de dwarsdoorsnede van de hefbak. Duidelijk is de noodzaak van de gekozen afmetingen van tabel 2.3.



Figuur 2.10 Schematische weergaven van de drager van de hefbak.

Tabel 2.3

Schattingen van enkele maten van de hefbak aan de hand van figuren 2.3 en 2.7.

Nuttige hefbaklengte	85,00 m
Tweemaal remweglengte vangconstructie	6,00 m
Tweemaal constructieruimte voor de hefbakdeur	1,20 m
Tweemaal ruimte tussen het hefbakkopeind en het landhoofd, te overbruggen door het afdichtraam	0,40 m
	<hr/>
	+
Afstand tussen het benedenpandlandhoofd en het kanaalbrughoofd wordt nu	93,00 m
Nuttige hefbakbreedte	12,00 m
Tweemaal breedte fenders	0,40 m
Twee voetpaden ter zijde van de hefbak	3,00 m
Constructiebreedte van het windscherm van voetpad	0,20 m
	<hr/>
	+
Totale breedte van de hefbak	15,60 m
Tweemaal bewegingsruimte draagkabels	2,00 m
	<hr/>
	+
Afstand tussen de binnenzijdewanden van de geleidingstorens	17,60 m
Hoogte van het windscherm	2,75 m
Hoogte van de hefbakwand	4,60 m
Constructiehoogte hefbakbodem	0,50 m
	<hr/>
	+
	7,85 m

Tabel 2.4

Verhouding gewicht hefbak-gewicht water in de hefbak voor verschillende gebouwde grote hefwerken in de wereld.

	Henri- chen burg oud	Magden burg Rothen- see	Nieder finow	Henri- chen burg nieuw	Lune- burg	Strépy Brac- queg- nies
In gebruik sinds	1899	1938	1934	1962	1976	-
Geschikt voor schepen met laadvermogen van	700 t	1000 t	1000 t	1350 t	1350t	1350 t
Nuttige hefbakafmeting	68,2 x 8,6 m	85 x 12 m	85 x 12 m		100 x 12 m	85 x 12 m
Waterdiepte in hefbak	2,50 m	2,50 m	2,50 m		3,50m	3,60 m
Maximale hefhoogte	14,50 m	18,67 m	36 m	14,50m	38 m	73,15m
Gewicht hefbak inclu- sief draagconstructies	3100 t	5000 t	4300 t	5000 t	5850t	5200 t
Gewicht water in de hefbak	1550 t	2650 t		3500 t	4650t	4000 t
Gewicht hefbak zelf plus draagconstructies	1550 t	2350 t		1500 t	1200t	1200 t
Verhouding gewicht hef- bak/water	1	0,89		0,43	0,26	0,30
Gewichtscompensatie- systeem	schij- ven	schij- ven	contra gewich ten	schij- ven	con- tra gew. ten	contra gewich ten
Hefsnelheid in m/s	0,10	0,15	0,12	0,15	0,24	0,24

Tabel 2.5

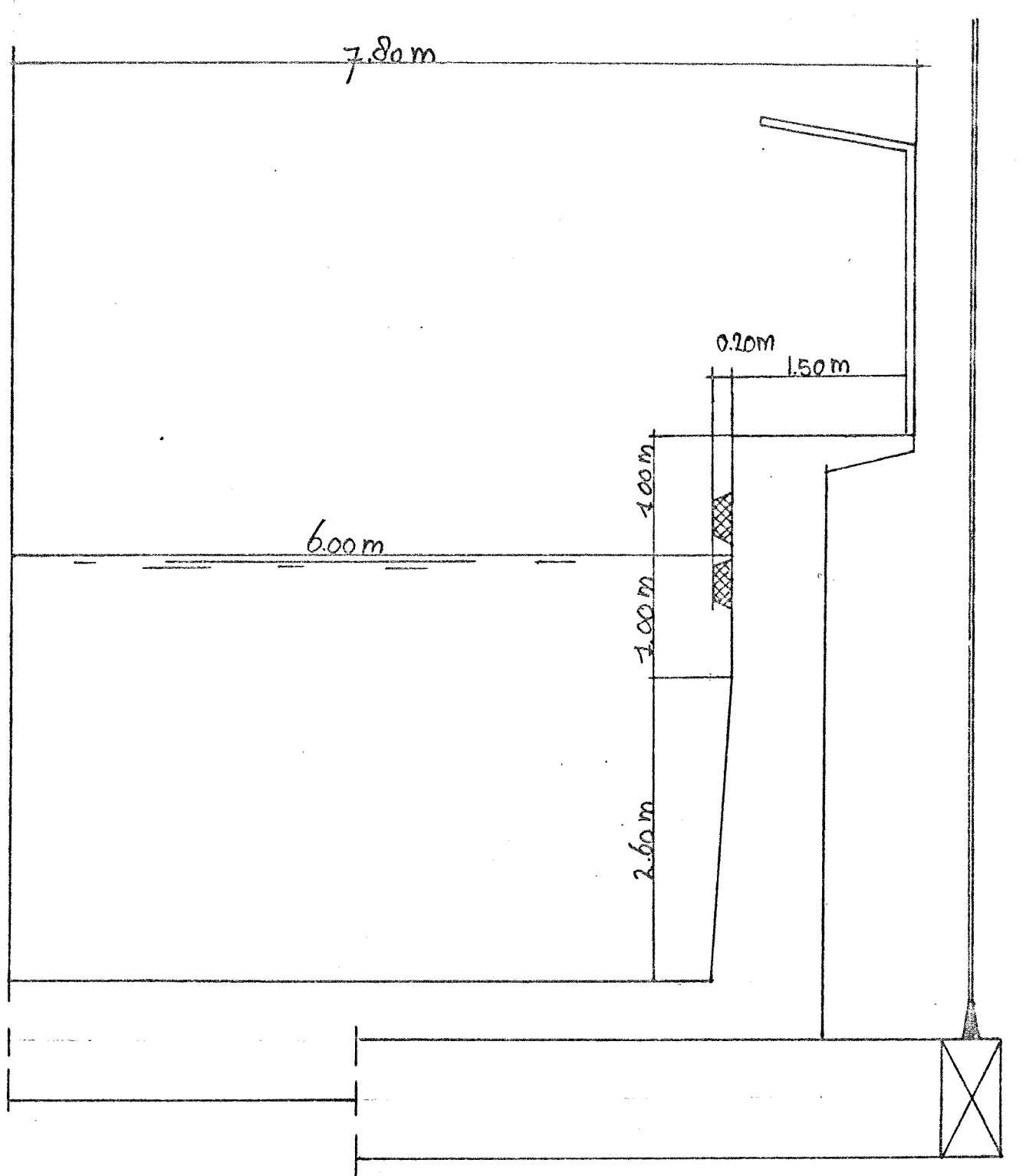
Berekening van de bedieningstijd van een hefwerk met een hef-
hoogte van 73,15 m.

Handeling:

Geschatte tijdsduur:

Sluiten deuren van de hefbak	120 sec
Ontkoppelen van de afdichtconstructie	45 sec
Versnelling van de hefbak met 0,01 m/s ²	24 sec
Translatie van de hefbak met snelheid 0,24 m/s	281 sec
Vertraging van de hefbak met 0,01 m/s ²	24 sec
Koppeling van de afdichtconstructie	45 sec
Openen deuren van de hefbak	120 sec
Totaal	659 sec

Bedieningstijd van de hefbak 11,0 min



Figuur 2.11 Dwarsdoorsnede over de hefbak ter hoogte van de drager. Schaal 1:50.

2.3 De aandrijving en geleiding van de hefbak

Voor het aandrijven van de hefbak is in het vooronderzoek gekozen voor het tandradsysteem. De werking van het systeem komt overeen met de werking van een tandradbaan in de bergen. Een tandwiel zet zich af tegen een tandheugel waardoor de hefbak gaat bewegen. De belasting op dit systeem is onafhankelijk van de hefbakhoogte en alleen afhankelijk van de grootte van de hefbak. De belasting op de toren per eenheid van lengte van de tandheugel is maximaal als de hefbak passeert. Hierdoor wordt de sterkte van de tandradheugel mede bepaald door de sterkte van de geleidingstorenwand.

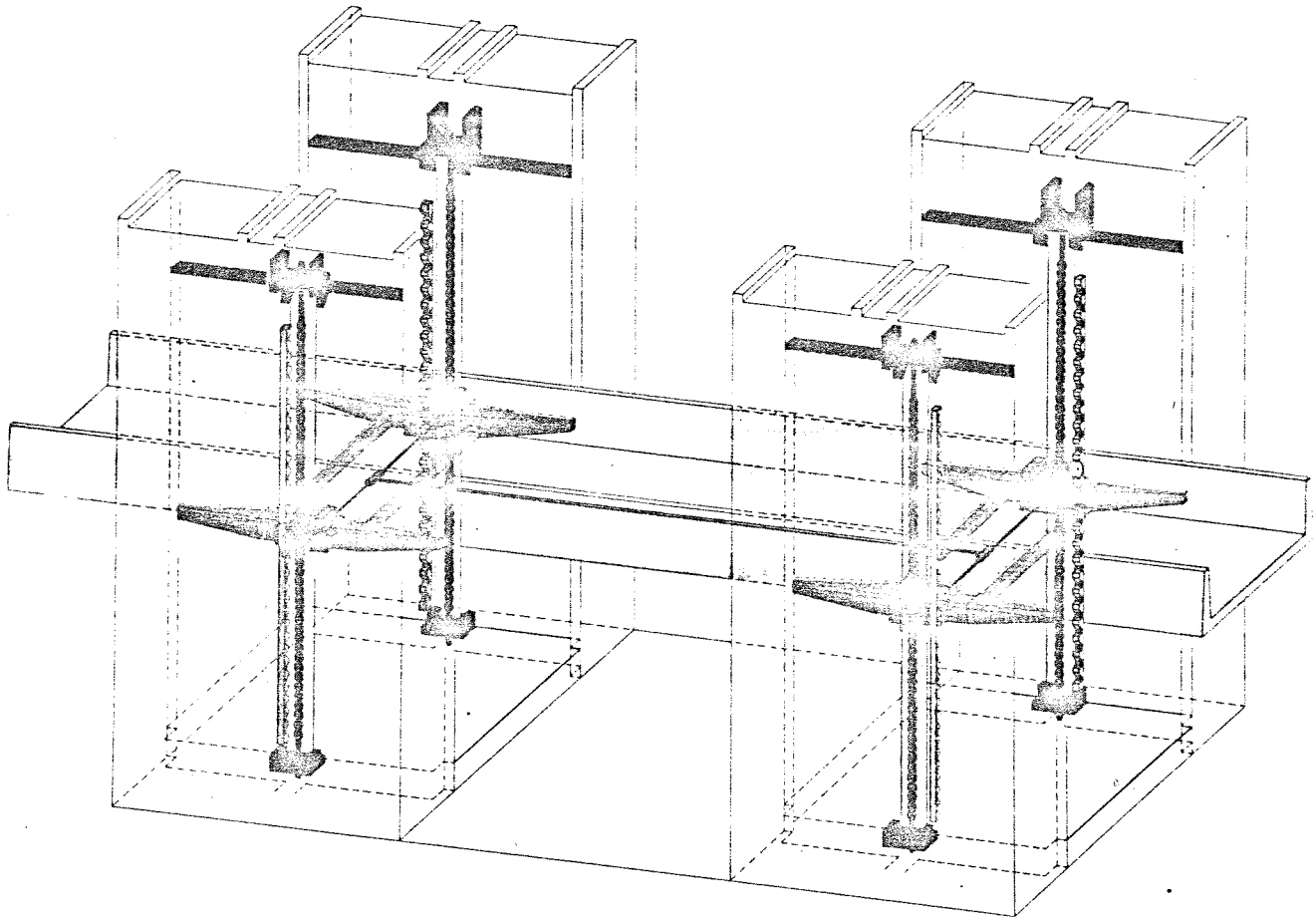
De maximale versnelling van de hefbak bedraagt $0,01 \text{ m/s}^2$ en de maximale hefbaksnelheid is $0,24 \text{ m/s}$. Dit zowel voor de dalwaartse als voor de bergwaartse hefbewegingen. Een hefbeweging neemt 328 sec in beslag. In tabel 2.5 is een schatting gemaakt van de bedieningstijd van het hefwerk. Het snelheidsdiagram en de duur van de handelingen komen ongeveer overeen met de tijdsduur van deze handelingen bij het hefwerk Luneburg.

Het benodigde motorvermogen hierbij is $4 \times 160 \text{ kW}$. Het motorvermogen is nodig voor het versnellen, resp. vertragen van de hefbak, Het overwinnen van de wrijvingsverliezen in het aandrijfsysteem en het overwinnen van het over of ondergewicht van de hefbak ten opzichte van de contragewichten.

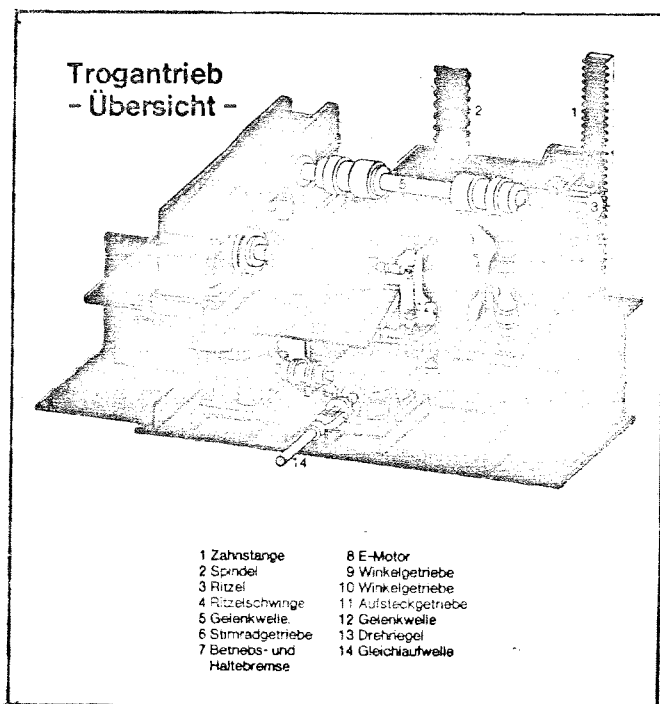
Voor het overwinnen van onder of overgewicht van de hefbak is maximaal 264 kW nodig. De gewichtsvariatie is namelijk maximaal $0,10 \text{ m}$ waterstandsvariatie in de hefbak oftewel 1100 kN . Het vermogen dat hiervoor nodig is, is $1100 \text{ kN} \times 0,24 \text{ m/s} = 264 \text{ kW}$.

Voor het versnellen van de hefbak is maximaal $5,2 \times 10^6 \text{ kg} \times 0,01 \text{ m/s}^2 \times 1 \text{ sec} = 52 \text{ kW}$ nodig. De grootte van de wrijvingsverliezen is onbekend, zodat met overname van waarden uit de praktijk wordt volstaan. Deze wrijvingsverliezen zijn dus maximaal $4 \times 160 \text{ kW} - 265,2 \text{ kW} = 374,8 \text{ kW}$.

De kracht van het aandrijfsysteem op de tandheugel is nu te berekenen. Bij de versnelling van de hefbak is de gezamenlijke kracht van de motoren: $5,2 \times 10^6 \text{ kg} \times 0,01 \text{ m/s}^2 = 52 \text{ kN}$. Bij een waterdiepte van $3,70 \text{ m}$ in de hefbak bedraagt de gezamenlijke reactie van de aandrijfmotoren 1100 kN . Dit is 275 kN per aandrijfmotor en groter dan de versnellingskracht. De verticale kracht van de motoren op de tandheugel is dus maximaal $275 + 52 = 327 \text{ kN}$, zowel omhoog als omlaag gericht, tijdens het heffen van de hefbak.



Figuur 2.12 Aandrijving van de hefbak.



26

Das Ritzel mit den Führungsrollen ist in einer Schwinge gelagert, welche an ihrem unteren Ende an eine Wippe mit hydraulisch vorgespannter Feder angelenkt ist. Bei Überlastung des Antriebes (Störung des Gleichgewichtes) wird die Federvorspannung überwunden, und die Wippe mit Ritzelschwinge und Ritzel weicht aus. Dadurch wird das vorhandene Gewindenspiel von 30 mm zwischen der nur der Sicherung dienenden Spindel und Spindelmutter (Drehriegel) überwunden, und der synchron mit dem Antrieb geschaltete Drehriegel setzt sich auf der Spindel ab.

Figuur 2.13 Aandrijfsysteem van de hefbak.

.....

In normale bedrijfstoestand is het reservedraagsysteem onbelast. Bij belasting van het aandrijfsysteem ondergaan de veren van het dwarsgeleidingsysteem lengteveranderingen. Hierdoor zakt de drager ten opzichte van de evenwichtstoestand. Door de zakking beperkt te houden kan overbelasting van het aandrijfsysteem worden voorkomen, doordat het reservedraagsysteem de belastingopname overneemt. Hieruit volgt dat het aandrijfsysteem slechts beperkte krachten kan overbrengen van de hefbakdrager op de geleidingstorens.

De krachtsoverdracht van de drager van de hefbak op het reservedraagsysteem vindt op de volgende wijze plaats. Op de verticale trekstaafas, ook wel aangeduid met spindel, is een schroefdraad aangebracht met een ruime spoed, zoals te zien is in figuur 2.13.

Aan de drager bevindt zich een ring met een contraschroefdraad, ook wel aangeduid met spindelmutter. Vergelijk dit systeem met een bout, staafas, en een moer, ring met contraschroefdraad. Doordat de ring synchroom met het aandrijftandradwiel draait kan de drager vertikaal bewegen langs de staafas. Door speling aan te brengen tussen de schroefdraden van de staafas en de ring kan de drager zakken voordat het reservedraagsysteem gaat dragen. Het gevolg is dat de ring in normale bedrijfstoestand vrij draait ten opzichte van de schroefdraad van de spindel.

Er bestaat een kans dat één of meer trekkabels waarmee de contragewichten aan de hefbak vastgemaakt zijn breken. Het gevolg is dat de omhoog gerichte trekkracht op de drager afneemt. Hierdoor gaat de drager zakken omdat het evenwicht tussen de omhoog gerichte kracht van de contragewichten en de omlaag gerichte kracht ten gevolge van het gewicht van de hefbak verstoord is. Breken de kabels niet evenredig verdeeld over de dragers, dan gaat de hefbak scheef hangen. Het reservedraagsysteem voorkomt dit.

Een tweede noodsituatie is als de hefbak volloopt of geheel leegloopt. Hierdoor treden zeer grote gewichtsvariaties op ten opzichte van de contragewichten. De hefbak wordt dan naar beneden gedrukt, resp. omhoog getrokken. Het gevolg is dat het reservedraagsysteem belast wordt op zowel omhoog als omlaag gerichte trekbelasting. Door de belasting over te dragen op de vertikaal opgehangen spindelassen in de geleidingstorens kunnen de belastingen naar de fundering worden afgedragen. De staafas is zodanig opgehangen dat zij alleen trekbelasting kan overdragen. Hierdoor wordt het knikgevaar vermeden.

In de richting loodrecht op de lengteas van de hefbak vindt de geleiding plaats in het horizontale vlak door het tandradwiel van de aandrijving. Door deze uitvoering wordt de hefbak op vier punten in dwarsrichting in het horizontale vlak geleid.

De hoge contactdrukken van het tandwiel op de tandheugel gaan gepaard met grote wrijvingsverliezen. Daarom worden op dezelfde as van het tandwiel twee loopwielen gemonteerd. Deze zetten zich af tegen de torenwand. Het gevolg is dat het aandrijftandwiel nu slechts belasting in verticale richting, zowel omhoog als omlaag gericht, overbrengt. In horizontale richting geveurt dit vooral door de geleidingswielen.

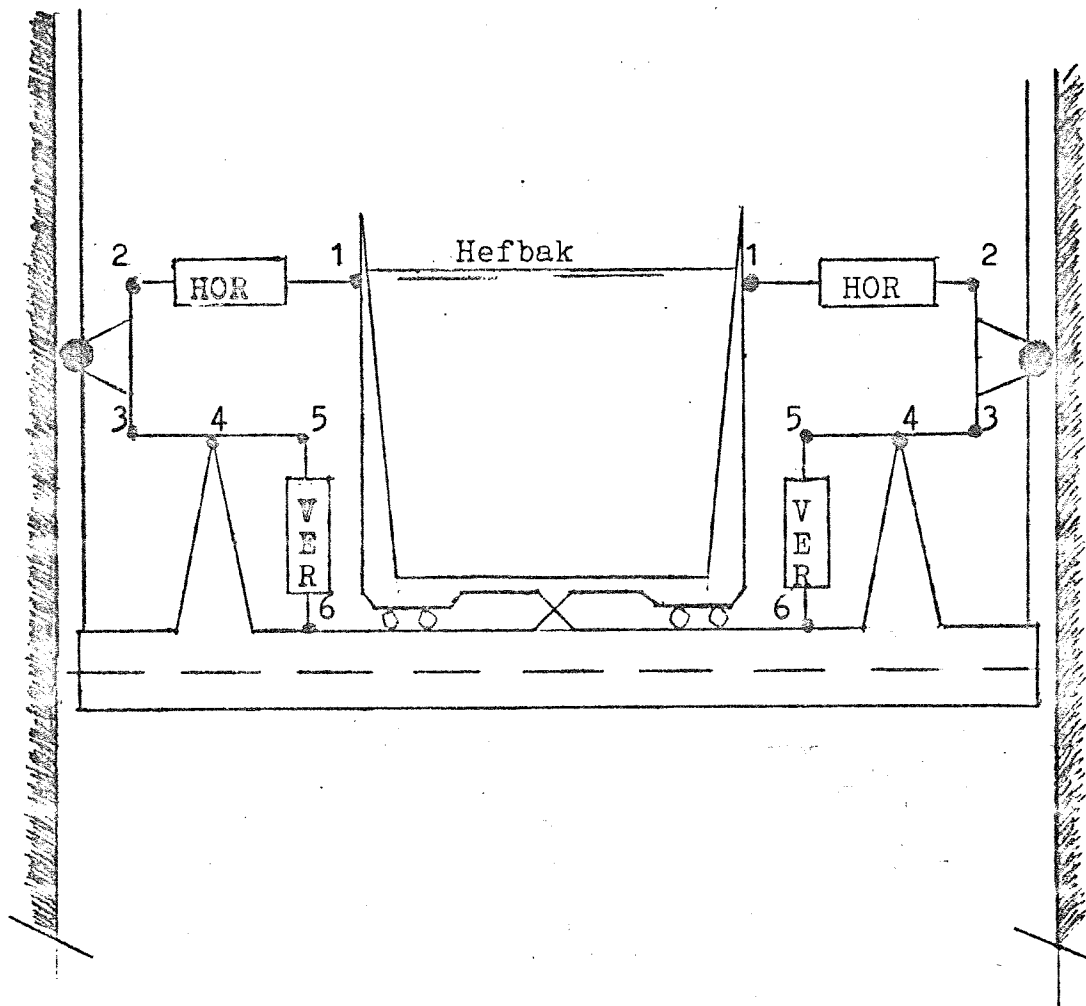
Uit de bovenstaande alinea volgt dat de horizontale en verticale dwarsgeleiding van de hefbak is samengevoegd tot een systeem. Dit systeem omvat tevens de aandrijving. In figuur 2.14 is schematisch dit aandrijfgeleidingssysteem weergegeven. Het bestaat uit een stelsel van stijve veren met dempers en hefbomen. Het geheel wordt aangeduid met dwarsgeleidingsverenstelsel.

De belasting van het dwarsgeleidingsverenstelsel in horizontale richting bestaat vooral uit windbelasting op de hefbak en scheepsstoten tegen de hefbakwand. De maximale verplaatsing van de hefbak ten opzichte van de neutrale stand wordt bepaald door de verplaatsing die het reservedraagsysteem kan verdragen. Deze verplaatsing is maximaal 5 à 6 cm.

De belasting van het dwarsgeleidingsverenstelsel in verticale richting bestaat uit de gemiddelde waterstandsvariatie in de hefbak tussen 3,50 en 3,70 m. Daarnaast treden translatiegolven en spiegeldalingen op in de hefbak tijdens het in en uitvaren van schepen. Het gevolg is dat een combinatie van de constante trekkracht van de contragewichten en de variabele verticale reactie van het dwarsgeleidingsverenstelsel op de geleidingstoren evenwicht maken met het gewicht van de hefbak. De drager ondergaat door de extra belasting een zakking die beperkt is. Deze verticale verplaatsing wordt bepaald door de grootte van de speling tussen de spindel en de spindelmoeder die het reservedraagsysteem vormen. Wordt de zakking groter dan deze speling, dan gaat het reservedraagsysteem de belasting afvoeren naar de funderingen. De grootte van de speling en dus de maximale zakking van de drager is een werktuigbouwkundig probleem. Eenvoudigheidshalve wordt daarom de waarde 30 mm aangehouden. Deze waarde is afkomstig van het hefwerk Luneburg. Het dwarsgeleidingsverenstelsel wordt verder uitgewerkt in de volgende paragrafen 2.4 t/m 2.4.4.

In langsricting wordt de hefbak geleid in het horizontale vlak door langseleidingsverenstelsels. Deze verenstelsels zijn aangebracht aan het einde van de dragerarmen van de benedenpanddrager. Net als het dwarsgeleidingsstelsel bestaat het langseleidingsstelsel uit een stelsel van veren en hefbomen. Het stelsel is voorzien van wielstellen die zich afzetten tegen de buitenwanden van de geleidingstorens. Figuur 2.15 is een schematische weergave van een langseleidingsverenstelsel.

De maximale horizontale verplaatsing van de drager wordt bepaald door dezelfde beperkende factor van het dwarsgeleidingsverenstelsel, namelijk de horizontale verplaatsing van de drager ten opzichte van het reservedraagsysteem. Deze is dan ook maximaal 5 à 6 cm. Het langsgeleidingsverenstelsel wordt verder uitgewerkt in paragraaf 2.5.



Figuur 2.14 Dwarsgeleidingsverenstelsel.

2.4 Het dwarsgeleidingsverenstelsel

Het dwarsgeleidingsverenstelsel combineert drie functies in één stelsel, namelijk: verticale en horizontale geleiding van de hefbak in combinatie met de aandrijving van de hefbak. De belastingoverdracht gebeurt in het horizontale vlak door de contactdruk van de loopwielen op de as van het aandrijftandwiel. De belastingsafdracht in verticale richting vindt plaats door contactdruk tussen het aandrijftandwiel en de tandheugel. Door het gewicht van de hefbak met de daaruit volgende verticale krachten op het dwarsgeleidingssysteem zorgt er voor dat de contactdruk tussen het tandwiel en de tandheugel altijd kan optreden.

In het horizontale vlak kan het tandradwiel slechts drukkrachten overbrengen op de geleidingstoren.

Het gevolg hiervan is dat bij belasting in dwarsrichting alleen die dwarsgeleidingsverenstelsels reactie leveren die op druk belast worden. Dit houdt in dat slechts een of twee van de vier dwarsgeleidingsverenstelsels reactie kunnen leveren.

Een manier om verzekerd te zijn dat alle vier de dwarsgeleidingsverenstelsels reactie leveren bij verplaatsing van de hefbak is de veer HOR van figuur 2.16 tijdens de evenwichtstand van de hefbak een kracht op de hefbak te laten uitoefenen. Deze veren zijn dan als het ware voorgespannen waarbij de veren zich afzetten tegen de hefbakwand en het tandradwiel.

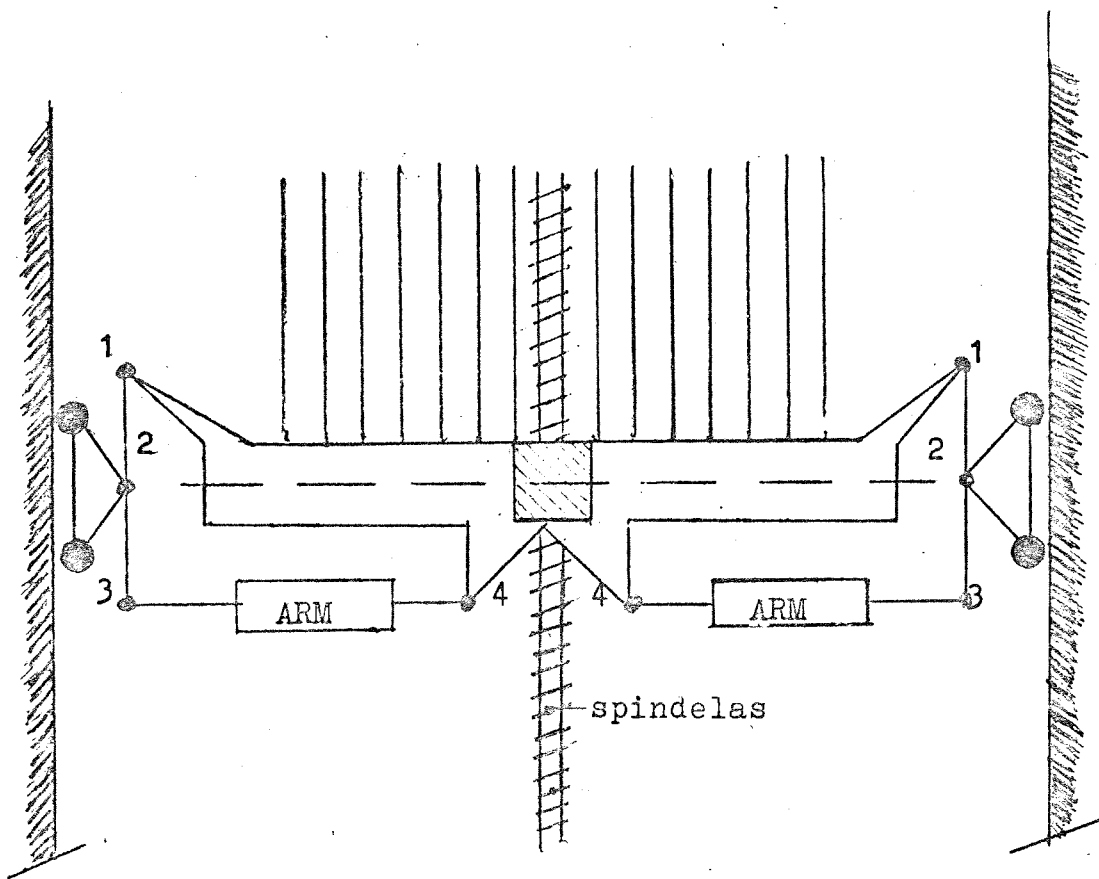
Bij een beweging van de hefbak naar rechts in figuur 2.16 neemt de drukkracht van de rechter veer HOR toe en de drukkracht in de linker veer HOR neemt af.

De teruggedrijvende kracht is voor beide dwarsgeleidingsverenstelsels even groot. Het resultaat van het voorspannen van de veren HOR is dan dat de teruggedrijvende kracht op de hefbak, ten gevolge van de verplaatsing van de hefbak, groter is dan zonder voorspanning van de veren HOR.

Voor het onderzoeken van de verplaatsingen en krachten in het dwarsgeleidingsverenstelsel wordt uitgegaan van de schematische weergave van de dwarsgeleidingsverenstelsels per drager in figuur 2.16.

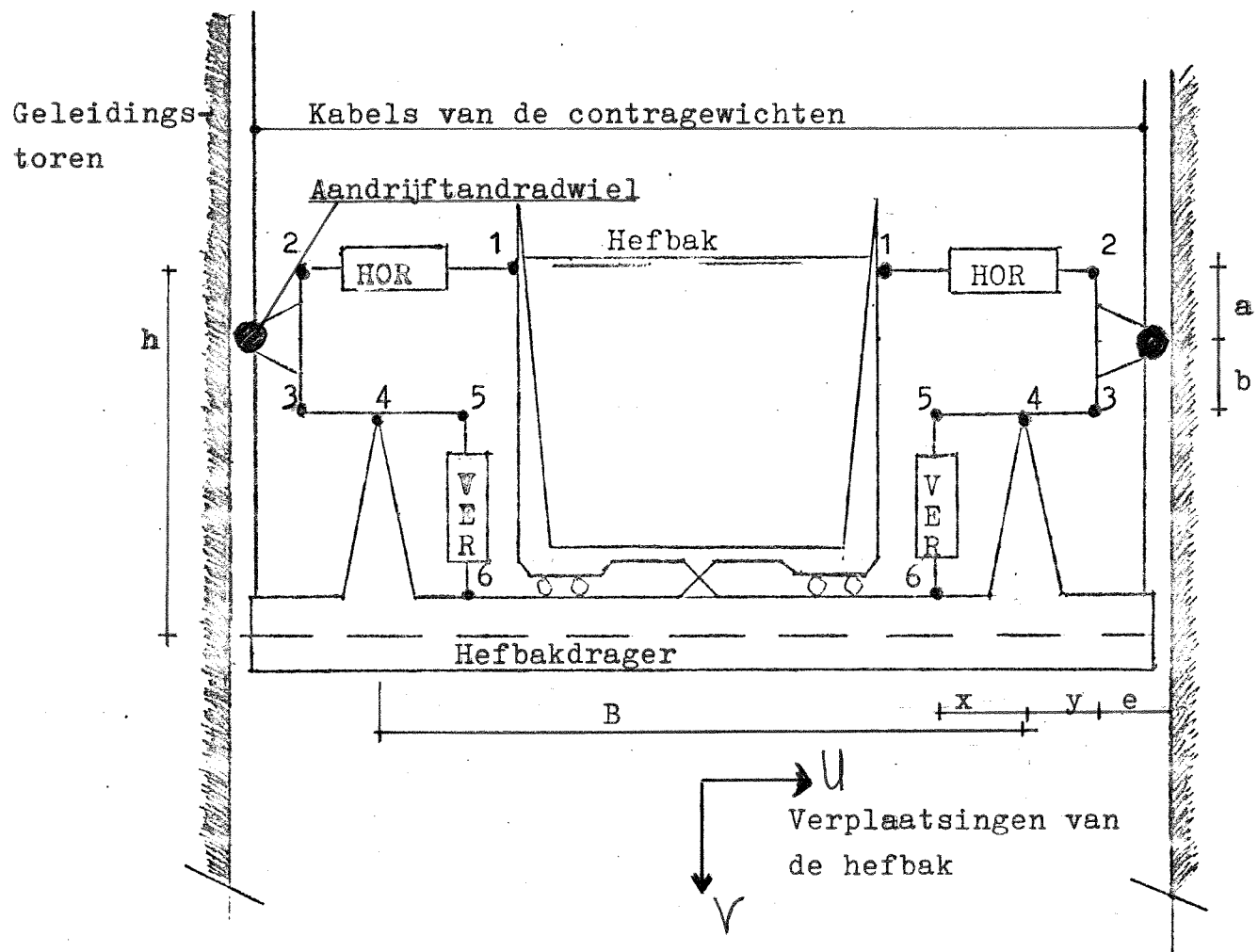
In tabel 2.6 worden alle te gebruiken symbolen die betrekking hebben op de dwars en langsgeleidingsverenstelsels verklaard.

De krachten in het verenstelsel worden bepaald door uit te gaan van opgelegde verplaatsingen van de hefbak. Met de daaruit volgende reactiekrachten van de veren kan dan later de bijbehorende belasting bepaald worden. Dit gebeurt dan in de vorm van een veerconstante van een geleidingsverenstelsel. In eerste instantie worden de hefboomsarmen even groot aangenomen, $a = b$ en $x = y$. De invloed van verschillende verhoudingen van ab en xy worden daarna behandeld.



Figuur 2.15 Langsgeleidingsverenstelsel.

De gebruikte veren in de geleidingsverenstelsels bezitten een ingebouwd dempingsmechanisme. De demping moet de hefbaktrilling tot stilstand brengen. Dit moet gebeuren omdat trillingen hinder geven. Tevens kan hierdoor beschadiging optreden aan het afdichtraam tussen de hefbak en het landhoofd.

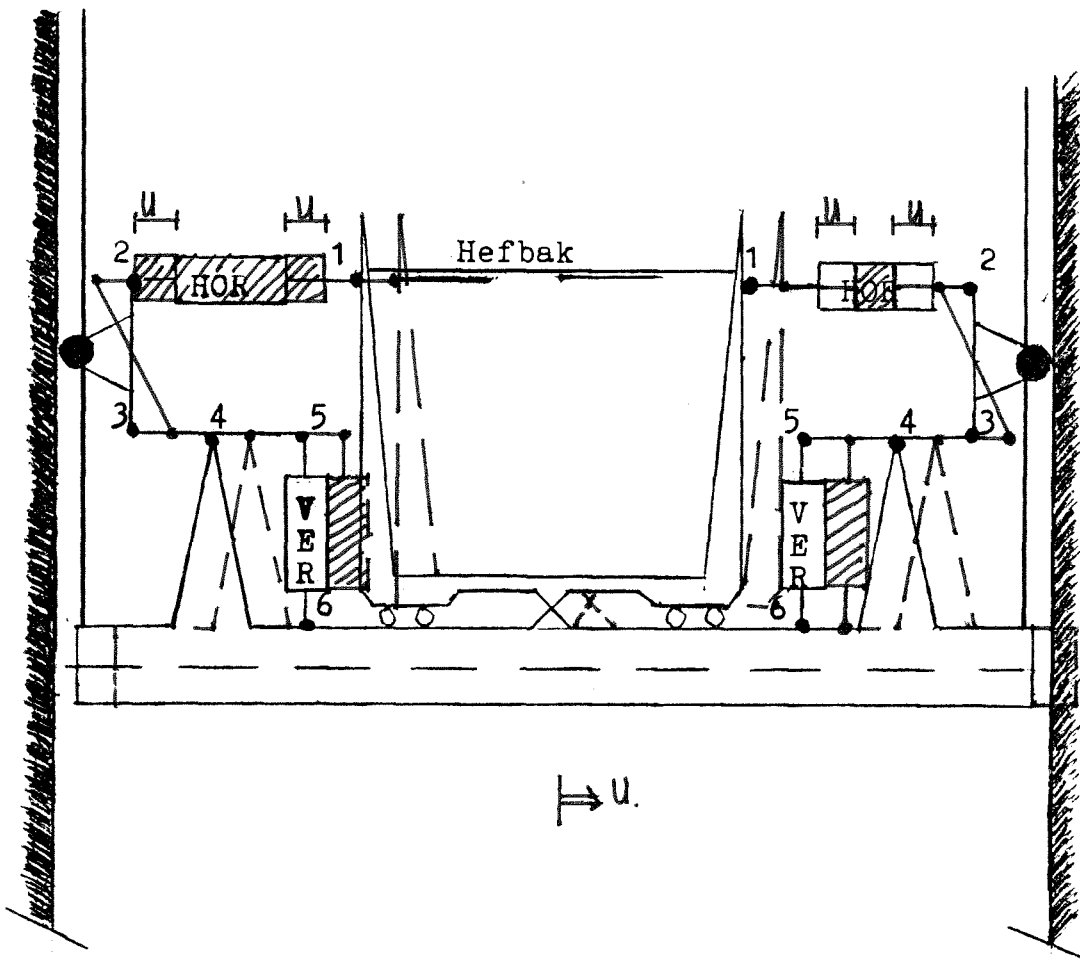


Figuur 2.16 De geleiding van de hefbak.

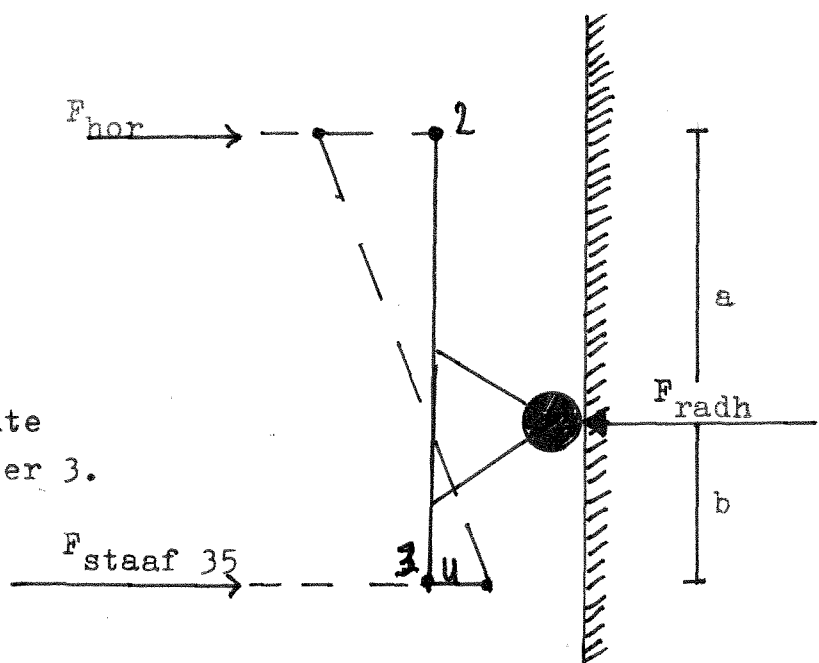
Tabel 2.6

Lijst met symbolen gebruikt in de figuren en berekeningen die betrekking hebben op de dwars en lengsgeleidingsverenstelsels.

HOR	Horizontale veren tussen de scharnieren 1 en 2
F_{HOR}	Geleverde kracht door de veer HOR
K_{HOR}	Veerkonstante van de veer HOR
VER	Vertikale veren tussen de scharnieren 5 en 6
F_{VER}	Geleverde kracht door de veer VER
K_{VER}	Veerkonstante van de veer VER
schar 1	Scharnier nummer 1
a,b	Hefboomarm lengten van staaf 23
x,y	Hefboomarm lengten van staaf 35
c,d	Hefboomarm lengten van staaf 13
e	Afstand van staaf 23 tot de tandheugel
F_{RAD}	Reactiekracht die het dwarsgeleidingsverenstelsel via het tandradwiel op de tandheugel uitoefent.
F_{RADH}	Horizontale component van F_{RAD}
F_{RADV}	Vertikale component van F_{RAD}
F_{WIEL}	Reactiekracht die het langsgesleidingsverenstelsel via de wielstellen op de geleidingstorens uitoefent.
U	Horizontale verplaatsing van de drager
V	Vertikale verplaatsing van de drager
B	Afstand tussen de scharnieren 4 van de dwarsgeleidingsverenstelsels
h,1	Hoogte van de scharnieren 1 ten opzichte van de hartlijn van de drager
ARM	Veer in het langsgesleidingsverenstelsel tussen de scharnieren 3 en 4
F_{ARM}	Geleverde kracht door de veer ARM
K_{ARM}	Veerkonstante veer ARM
KDH	Horizontale veerkonstante van het dwarsgeleidingsverenstelsel
KDV	Vertikale veerkonstante van het dwarsgeleidingsverenstelsel
KL	Horizontale veerkonstante van het langsgesleidingsverenstelsel



Figuur 2.17 Verplaatsingen van de scharnieren ten gevolge verplaatsing u naar rechts van de drager.



Figuur 2.18 Evenwicht staaf 23 ten op zichte van scharnier 3.

2.4.1 Horizontale geleiding door het dwarsgeleidingsveren-
stelsel

De drager ondergaat een verplaatsing U naar rechts zoals weergegeven is in figuur 2.17. Het gevolg voor het rechter verenstelsel van de drager is dat de scharnieren 1 en 4 ook naar rechts bewegen omdat zij rechtstreeks aan de drager vastgemaakt zijn. Het tandradwiel op staaf 23 blijft op zijn plaats doordat het zich afzet tegen de tandheugel. Doordat scharnier 3 vastzit aan staaf 35 en staaf 35 met scharnier 4 vastzit aan de drager, verplaatst scharnier 3 ook U naar rechts. Hierdoor verplaatst scharnier 2 U naar links omdat staaf 23 ten opzichte van het tandradwiel roteert. Het gevolg is dat de veer HOR 2U korter moet worden, wil de verplaatsing U van de drager plaatsvinden. Uitgangspunt is wel dat het tandradwiel in het midden van staaf 23 is gemonteerd. Dit houdt in $a = b$.

Voor het linker verenstelsel geldt een tegenovergestelde beweging. De veer HOR wordt 2U verlengd, zodat de voorspanning afneemt of anders gezegd, het verenstelsel oefent een "trekkracht" op de hefbak uit gelijk in grootte aan de drukkracht van het rechter verenstelsel. Deze trekkracht en drukkracht drukken de hefbak terug naar zijn evenwichtsstand. De horizontale kracht, F_{RADH} , die het verenstelsel op de tandradheugel uitoefent volgt uit het momentenevenwicht van staaf 23 ten opzichte van scharnier 3:

$$\sum M_{schar\ 3} = -F_{HOR} \times 2a + F_{RADH} \times a = 0 \text{ (met } a=b) \quad (1)$$

Figuur 2.18 maakt dit duidelijk. Uitwerken levert:

$$F_{RADH} = 2 \times F_{HOR} \quad (2)$$

De kracht van de veer HOR is gelijk aan de veerconstante van de veer maal de verkorting. Deze verkorting is 2U groot. Substitutie in vergelijking (2) levert:

$$F_{RADH} = 2 \times 2 \times K_{HOR} \times U \quad (3)$$

De verhouding van de hefboomarmen van staaf 23 beïnvloedt de translatie grootte van scharnier punt 2 naar links tijdens een translatie U naar rechts van de drager. Dit voor het rechter dwarsgeleidingsverenstelsel van de drager. De translatie grootte van scharnier 2 is nu $a/b \times U$. In figuur 2.18 is dit op vergrote schaal weergegeven. De veer HOR wordt in deze situatie $(a/b) \times U + U$ korter. De translatie van de hefbak levert de verkorting U en de verplaatsing van scharnier 2 de verkorting $(a/b) \times U$. De kracht van veer HOR ten gevolge van de verkorting is dan:

$$F_{HOR} = K_{HOR} \times ((a/b) \times U + U) \quad (4)$$

.....
Dit kan men herschrijven tot:

$$F_{HOR} = ((a+b)/b) \times K_{HOR} \times U \quad (5)$$

Uit het evenwicht van staaf 23 ten opzichte van scharnier 3 volgt:

$$\sum M_{schar3} = -F_{HOR} \times (a+b) + F_{RADH} \times b \quad (6)$$

Uitwerken levert:

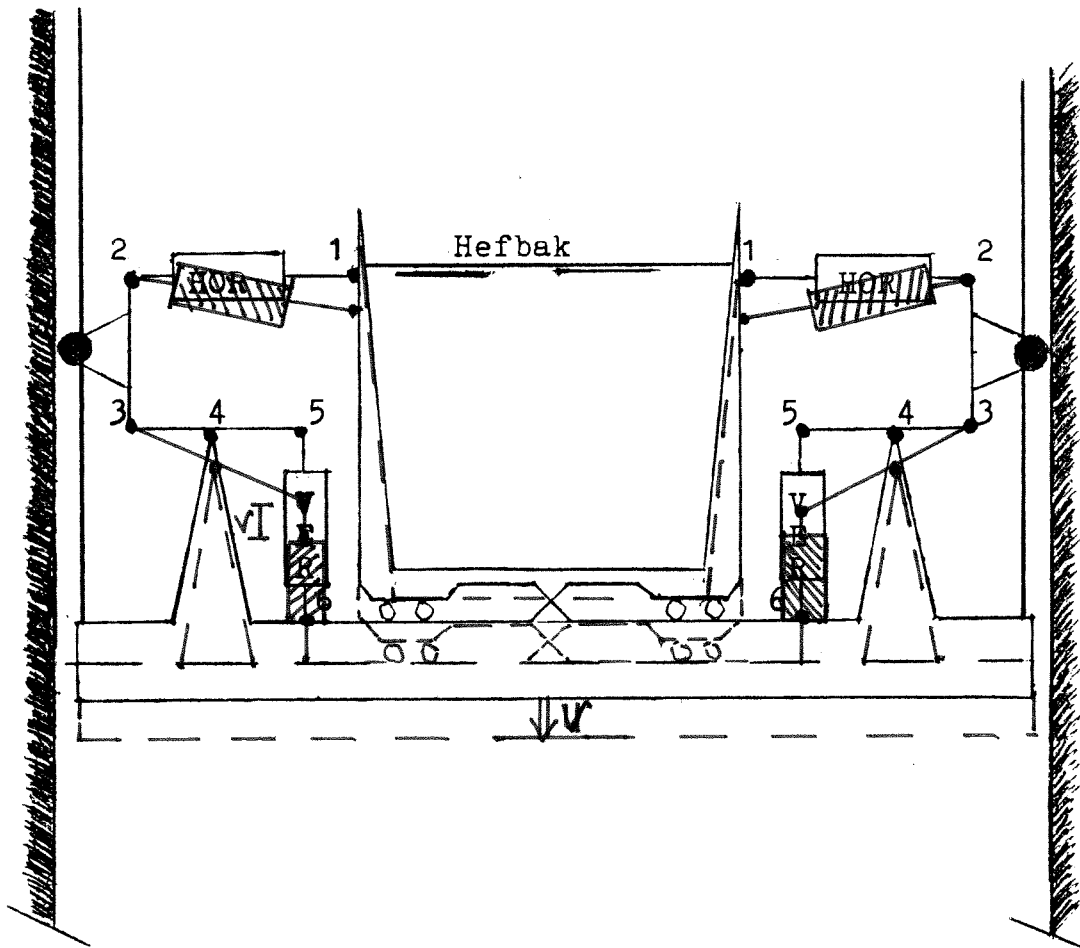
$$F_{RADH} = (a+b)/b \times F_{HOR} \quad (7)$$

Substitutie van vergelijking (5) in de vergelijking (7) levert:

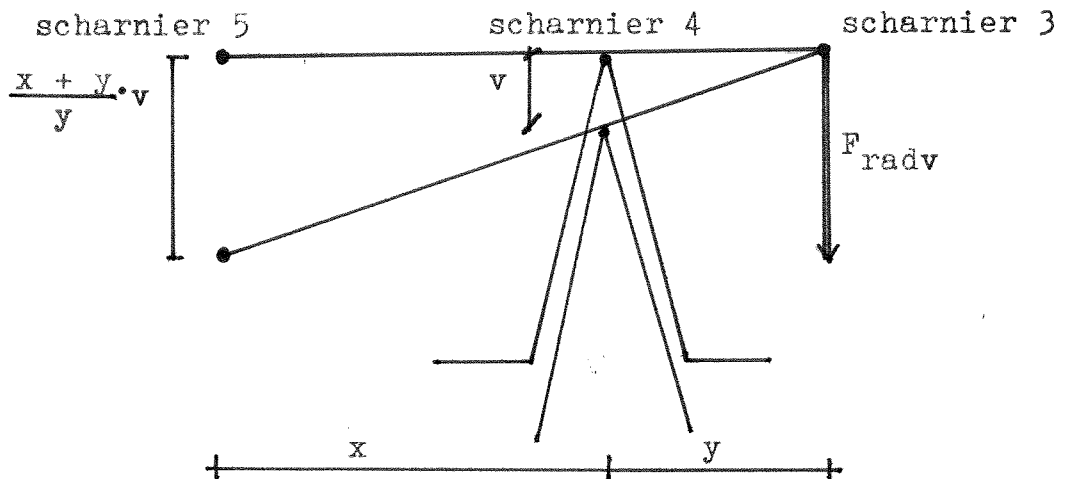
$$F_{RADH} = ((a+b)/b)^2 \times K_{HOR} \times U \quad (8)$$

De veerconstante van het dwarsgeleidingsverenstelsel in horizontale richting is nu gelijk aan:

$$K_{DH} = ((a+b)/b)^2 \times K_{HOR} \quad (9)$$



Figuur 2.19 Verplaatsingen van de scharnieren te gevolge van verplaatsing v naar beneden van de drager.



Figuur 2.20 Zakking van scharnier 4 en de invloed daarvan op de zakking van scharnier 5.

2.4.2 Vertikale geleiding door het dwarsgeleidingsverenstelsel

De drager ondergaat een verticale verplaatsing V omlaag zoals in figuur 2.19 is weergegeven. Het gevolg is dan dat de scharnieren 7,4 en 6 mee naar beneden verplaatsen. Dit omdat zij direct aan de drager vastzitten. Het tandradwiel van staaf 23 blijft op dezelfde hoogte vastzitten aan de tandradheugel. Hierdoor roteert staaf 35 om scharnier 4 zodat scharnier 5 2V naar beneden zakt. Terwijl scharnier 6 slechts V naar beneden zakt. Dit kan alleen als veer VER verkort zoals figuur 2.19 ook laat zien. De verkorting van veer VER hangt mede af van de verhouding tussen x en y. Deze zijn voorlopig aan elkaar gelijk.

Bij deze berekening wordt de invloed van de afstand van de tandradheugel tot scharnier 3 verwaarloosd. Deze invloed wordt later behandeld in paragraaf 2.4.3 De maximale grootte van de zakking V is vastgelegd op 30 mm. Wordt de zakking groter, dan neemt het reservedraagsysteem de belasting over. Het gevolg is dat het verticale geleidingsstelsel een beperkte verplaatsing kan ondergaan met bijbehorende beperkte belastingen.

Uit het evenwicht van staaf 53 ten opzichte van scharnier 4 volgt de grootte van de verticale reactie, F_{RADV} , van het dwarsgeleidingsverenstelsel op de geleidingstoren:

$$\sum M_{schar\ 4} = +F_{RADV} * x - F_{VER} * y = 0 \quad (\text{met } x=y) \quad (1)$$

Uitwerken levert:

$$F_{RADV} = F_{VER} \quad (2)$$

De kracht van veer VER is gelijk aan de veerconstante van de veer maal de verkorting. Deze verkorting is groot V. Substitutie in vergelijking (2) levert dan op:

$$F_{RADV} = K_{VER} * V \quad (3)$$

Tijdens het zakken van de drager over een afstand V roteert de staaf 35 van het rechter stelsel linksom ten opzichte van scharnier 4. In figuur 2.20 is dit weergegeven. Dit roteren van staaf 35 wordt veroorzaakt doordat scharnier 3 niet zakt omdat deze vastzit aan staaf 23. Staaf 23 zakt niet doordat de combinatie tandradwiel en tandradheugel dit verhindert. Het gevolg is dat scharnier 5 nu $((y+x)/y) * V$ zakt bij een zakking V van scharnier 4. De zakking van scharnier 4 is gelijk aan de zakking van de drager omdat het scharnier vastzit aan de drager. De zakking van scharnier 6 is om dezelfde reden V. De verkorting van veer VER is dan gelijk aan: $((x+y)/y-1) * V$.

.....

Uit het momentenevenwicht van staaf 35 ten opzichte van scharnier 4 kan de verticale reactiekracht, F_{RADV} , die de drager via het tandradwiel van staaf 23 op de geleidingstoren uitoefent berekend worden:

$$\sum M_{schar4} = +F_{RADV} * y - F_{VER} * x = 0 \quad (4)$$

Uitwerken levert op:

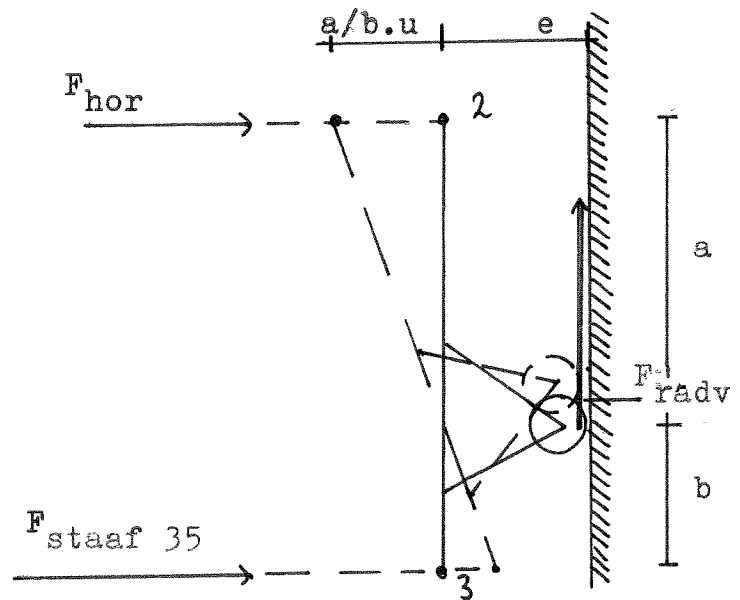
$$F_{RADV} = F_{VER} * (x/y) \quad (5)$$

De kracht van de veer VER is gelijk aan de veerconstante van de veer maal de verkorting. Deze verkorting is groot: $((x+y)/y - 1) * V$.
Substitutie in vergelijking (5) levert op:

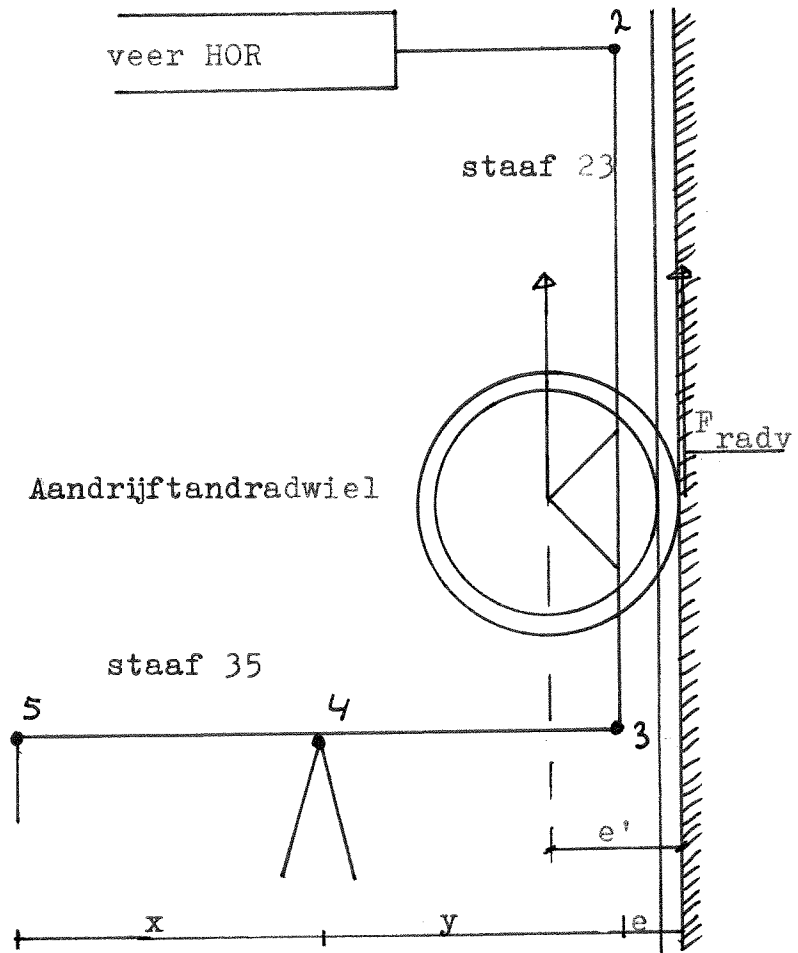
$$F_{RADV} = (x/y)^2 * K_{VER} * V \quad (6)$$

Hieruit volgt dat de verticale veerconstante van het dwarsgeleidingsverenstelsel gelijk is aan:

$$K_{DV} = (x/y)^2 * K_{VER} \quad (7)$$



Figuur 2.21 Evenwicht van staaf 23 t.o.v. scharnier 3



Figuur 2.22 Plaats van het aandrijftandradwiel op staaf 23.

2.4.3 Invloed van de plaats van de as van het aandrijftandradwiel

Tijdens een zakking V naar beneden van de drager of tijdens het versnellen van de hefbak tijdens een bergwaartse beweging, ontstaat naast een reactiekracht in veer VER ook een reactiekracht in veer HOR. Deze kracht wordt veroorzaakt doordat de verticale component van de tandradwiel, F_{RADV} , een moment geeft ten opzichte van scharnier 3. Dit wordt duidelijk uit figuur 2.21. De grootte van het moment is :

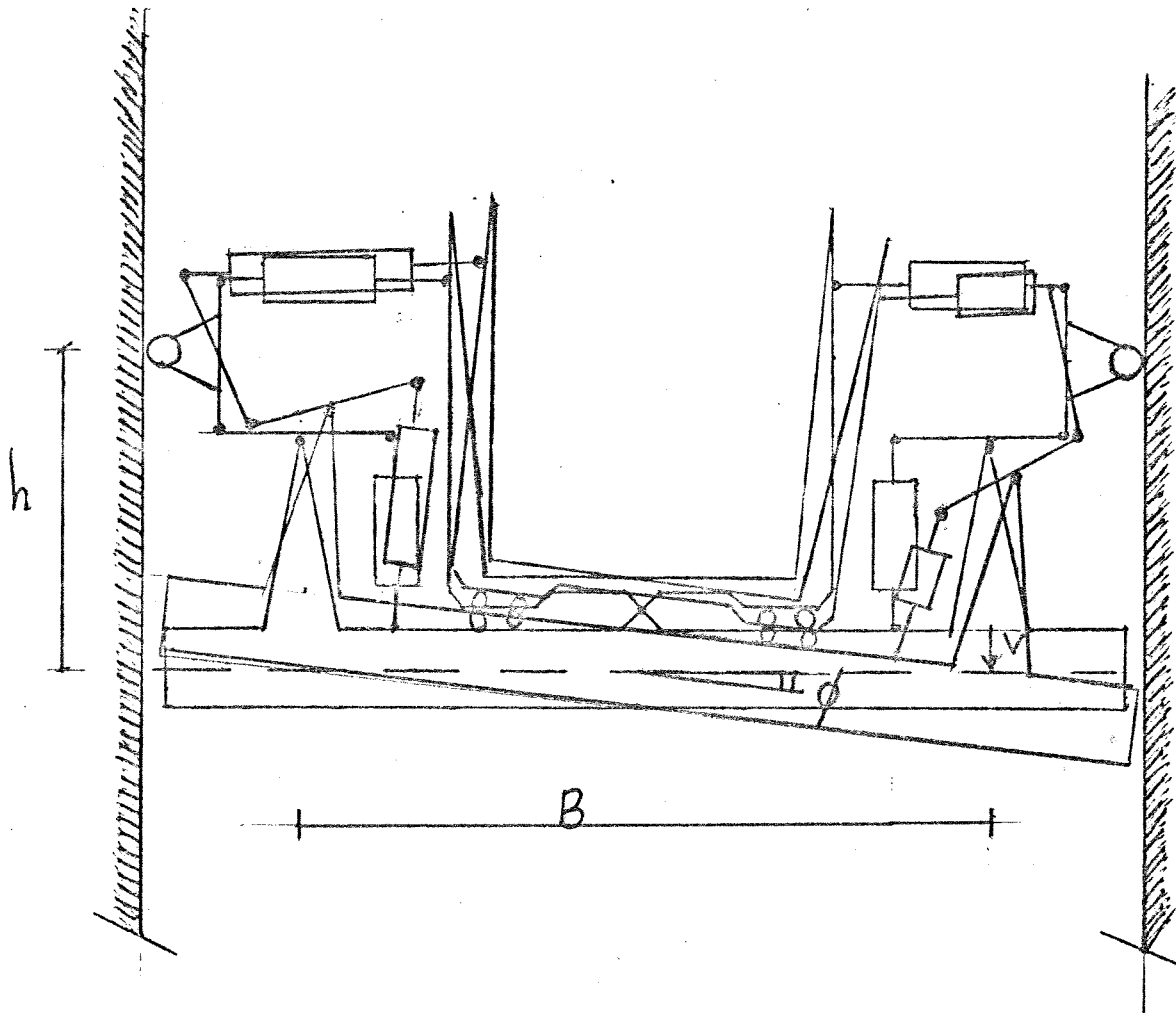
$$\sum M_{schar3} = F_{RADV} \times e - F_{HOR} \times (a+b) = 0 \quad (1)$$

Uitwerken levert op:

$$F_{HOR} = F_{RADV} \times e / (a+b) \quad (2)$$

De veer HOR kan deze verkorting slechts leveren als zij verkort. Door deze verkorting roteert staaf 23 naar links richting hefbak. Het gevolg is dat ook het aandrijftandwiel naar binnen wegdraait. Hierdoor kan het contact tussen het aandrijftandwiel en de tandheugel verloren gaan. Hierdoor valt de aandrijving van de hefbak uit. Tevens treedt het reserverdraagsysteem in werking om de verticale reactie van het dwarsgeleidingsverenstelsel, F_{RADV} , op te nemen.

Dit gevaar kan voorkomen worden door twee maatregelen. Ten eerste door het moment $F_{RADV} \times e$ zo klein mogelijk te maken. Dit kan gebeuren door de rotatieas van het aandrijftandwiel van het rechter geleidingsstelsel naar links van de systeemlijn van staaf 23 te verplaatsen. Hierdoor wordt e verkleind zoals uit figuur 2.22 blijkt. Ten tweede kan men de veren HOR voorspannen. Hierdoor treden slechts verplaatsingen op die het aandrijftandradwiel naar binnen drukken, als het moment $F_{RADV} \times e$ groter is dan het moment van de voorspankracht maal afstand $(a+b)$. Uit paragraaf 2.4 blijkt dat deze voorspankracht om andere redenen reeds aanwezig is.



$$\phi = \sqrt{\frac{L}{2B}}$$

Figuur 2.23 Rotatie van de drager ten opzichte van een horizontale rotatieas over een hoek ϕ .

2.4.4 Rotatie van de hefbak ten opzichte van de langsas

In de hefbak kan de waterspiegel een dwarsverhang aannemen. De drager wordt dan in dwarsrichting belast op een moment. Het gevolg is dat de hefbak met de drager om de lengteas gaat roteren zoals in fig. 2.23 is aangegeven.

Het rechterdeel van de drager ter hoogte van scharnier 4 ondergaat een zakking V . Hierdoor roteert de drager over een hoek $\phi = V/\frac{1}{2}B$. Door de zakking van scharnier 4 over de afstand V zakt scharnier 5 $(x+y)/y \approx V$ volgens paragraaf 2.4.2. Scharnier 6 die vastzit aan de drager zakt echter $\phi \approx (\frac{1}{2}B - x)$. De rotatie kan alleen maar plaatsvinden als veer VER de volgende verkorting ondergaat: Zakking 5-Zakking 6 =

$$(x+y)/y \approx V - \phi \approx (\frac{1}{2}B - x) = (x/y + 2x/B) \approx V \quad (1)$$

Uit figuur 2.23 blijkt dat ook veer HOR een verkorting ondergaat. Deze is gelijk aan de verplaatsing van scharnier 1 en scharnier 2. De verplaatsing van scharnier 1 is gelijk aan $\phi \approx h = 2hV/B$. De verplaatsing van scharnier 2 is gelijk aan aV/b . De verkorting van veer HOR is dus gelijk aan:

$$(2h/B + a/b) \approx V \quad (2)$$

Van het rechter verenstelsel ondergaan de veren een verkorting terwijl de veren in het linker stelsel verlengingen ondergaan. Deze verlengingen zijn gelijk aan de verkortingen van de veren van het rechter stelsel. Dit komt omdat alles symmetrisch is.

De reactiekrachten op het tandradwiel kunnen bepaald worden door het moment te nemen ten opzichte van scharnier 3 van de staaf 23 en ten opzichte van scharnier 4 van staaf 35.

Moment ten opzichte van scharnier 3 voor staaf 23:

$$-K_{HOR} \approx (a/b + 2h/B) \approx V \approx (a+b) + F_{RADH} \approx b = 0 \quad (3)$$

Uitwerken levert op:

$$F_{RADH} = K_{HOR} \approx (a/b + 2h/B) \approx ((a+b)/b) \approx V \quad (4)$$

Moment ten opzichte van scharnier 4 voor staaf 35:

$$-K_{VER} \approx (x/y + 2x/B) \approx V \approx x + F_{RADV} \approx y = 0 \quad (5)$$

Uitwerken levert op:

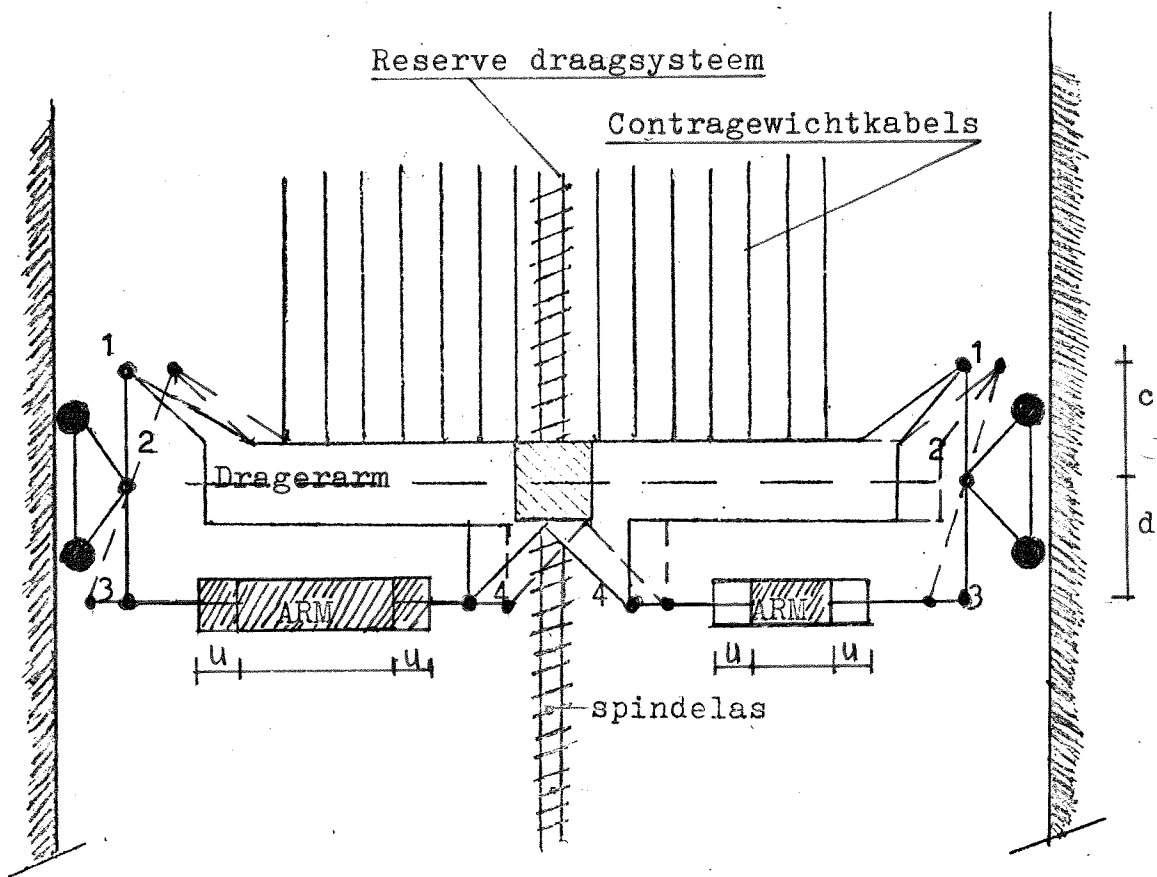
$$F_{RADV} = K_{VER} \approx (x/y + 2x/B) \approx (x/y) \approx V \quad (6)$$

Hieruit volgt dat de veerconstante per dwarsgeleide verensstelsel voor een rotatie gelijk is aan:

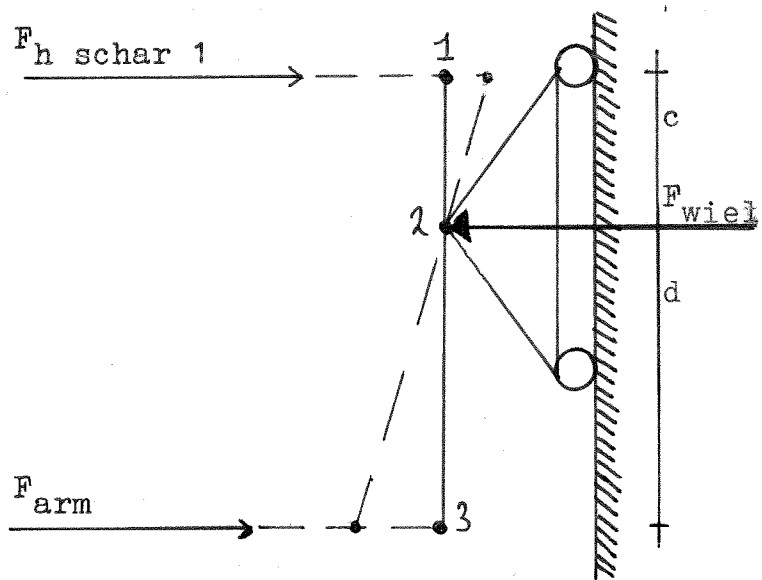
$$K_{\text{HOR}} \approx (a/b + 2h/B) \approx ((a+b)/b) +$$

$$K_{\text{VER}} \approx (x/y + 2x/b) \approx (x/y) \quad (7)$$

Door de symmetrische uitvoering van het verensstelsel van een drager is de totale veerconstante per drager twee maal zo groot als de veerconstante van één dwarsgeleide verensstelsel bij rotatie.



Figuur 2.24 Verplaatsing van de scharnieren ten gevolge verplaatsing u van de dragerarm.



Figuur 2.25 Evenwicht van de staaf 13 t.o.v. scharnier 2

2.5 Het langsgeleidingsverenstelsel

De hefbak ondergaat lengteveranderingen ten gevolge van temperatuurswisselingen. Deze lengteverandering is maximaal gelijk aan de lengte van de hefbak maal de maximale temperatuurswisseling maal de uitzettingscoëfficiënt van staal. Met andere woorden:

$\Delta l = 93\text{m} \times 50^\circ\text{C} \times 10^{-5} = 0,0465\text{ m}$. De hefbak wordt De hefbak wordt slechts door één drager in de lengterichting geleid zodat de bak vrij kan krimpen en uitzetten ten gevolge van temperatuurswisselingen. In figuur 2.24 is het langsgeleidingsverenstelsel schematisch weergegeven. De reactie van het stelsel ten gevolge van verplaatsingen van de hefbak wordt veroorzaakt door de veren ARM. Net als bij het dwarsgeleidingsverenstelsel zijn de veren ARM voorgespannen. Dit om ook hier een beter werkend geleidingsstelsel te verkrijgen: grote reacties bij kleine verplaatsingen.

De veren ARM zijn aan de onderzijde van de dragerarm aangebracht. Dit geeft aan de bovenzijde meer ruimte en vrijheid voor het plaatsen van de trekabels. Mede hierdoor kan de lengte van de dragerarm kort gehouden worden. Hierdoor neemt het moment in de dragerarm af terwijl de afmetingen van de geleidingstorens gunstig worden beïnvloed.

De maximaal mogelijke verplaatsing van de dragerarm en dus hefbak is reeds vastgelegd op maximaal 5 à 6 cm. De dragerarm ondergaat een translatie naar rechts zoals in figuur 2.24 schematisch is weergegeven.

Hierdoor verplaatsen de scharnieren 1 en 4 zich naar rechts terwijl scharnier 2 op zijn plaats blijft.

Dit omdat scharnier 2 vast zit aan de geleidingswielen die niet in horizontale richting kunnen verplaatsen. Staaf 13 roteert ten opzichte van scharnier 2 waardoor scharnier 3 van het rechter geleidingsstelsel zich d/c \times U naar links verplaatst.

Dit kan alleen gebeuren als veer ARM U + d/c \times U korter wordt. De translatie van de drager verkort de veer ARM met U terwijl de rotatie van staaf 13 een verkorting van d/c \times U oplevert.

De reactiekracht van het langsgeleidingsverenstelsel ten gevolge van verplaatsing van de hefbak volgt uit het momentenevenwicht van staaf 13 ten opzichte van scharnier 1. In figuur 2.25 is dit in detail weergegeven:

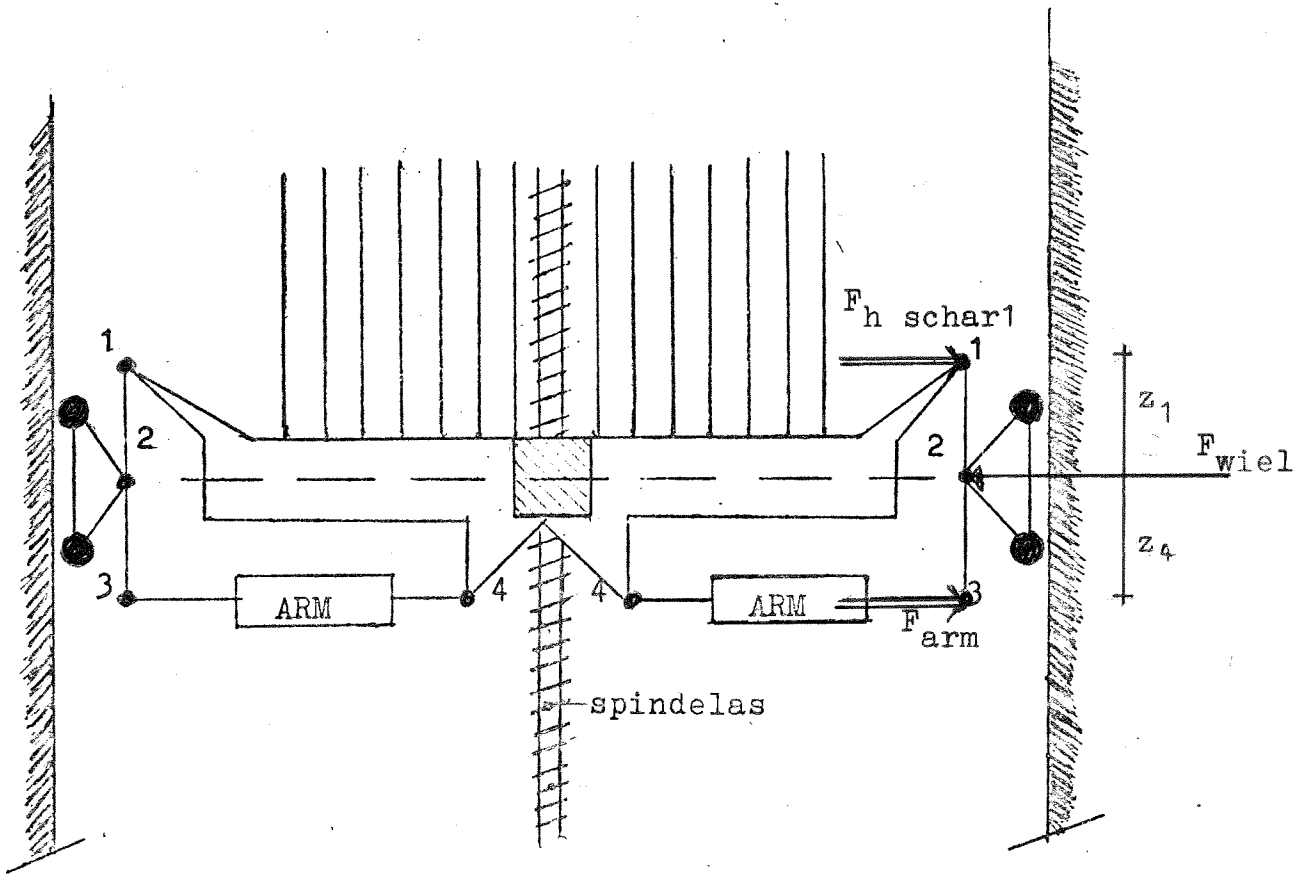
$$\sum M_{\text{schar1}} = -F_{\text{WIEL}} \times c + F_{\text{ARM}} \times (c+d) = 0 \quad (1)$$

Uitwerken levert op:

$$F_{\text{WIEL}} = F_{\text{ARM}} \times ((c+d)/c) \quad (2)$$

De kracht van de veer ARM is gelijk aan de veerconstante van de veer maal de verkorting van de veer. Deze is groot U + d/c \times U Substitutie in vergelijking 2 levert op:

$$F_{\text{WIEL}} = K_{\text{ARM}} \times ((c+d)/c)^2 \times U \quad (3)$$



Figuur 2.26 Evenwicht dragerarmen.

Hieruit volgt dat de veerconstante van het langsgeluidsverenstelsel gelijk is aan:

$$K_L = K_{ARM} \times ((c+d)/c)^2 \quad (4)$$

Aan de dragerarm worden de trekkabels van de contragewichten vastgemaakt zoals in figuur 2.26 schematisch is weergegeven. Deze trekkabels geven een positief moment in de dragerarm. Het is daarom aan te bevelen dat de reactiekrachten van het langsgeluidsverenstelsel een negatief moment geven op de dragerarm. Uit het momentenevenwicht van staaf 13 ten opzichte van scharnier 1 volgt:

$$\sum M_{schar1} = F_{WIEL} \times c - F_{ARM} \times (c+d) = 0 \quad (5)$$

Uit het horizontale evenwicht van staaf 13 volgt:

$$\sum H_{staaf13} = -F_{WIEL} + F_{ARM} + F_{Hschar1} = 0 \quad (6)$$

Uitwerken van vergelijking 6 levert op:

$$F_{Hschar1} = F_{WIEL} - F_{ARM} \quad (7)$$

Substitutie van vergelijking 2 in vergelijking 7 levert op:

$$F_{Hschar1} = ((c+d)/c)F_{ARM} - F_{ARM} \quad (8)$$

Substitutie van de grootte van F_{ARM} in vergelijking 8 is mogelijk. De grootte is gelijk aan:

$K_{ARM} \times (U + U \times d/c)$ Het resultaat wordt dan:

$$F_{Hschar1} = ((cd + d^2)/c^2) \times K_{ARM} \times U \quad (9)$$

Het moment ten opzichte van de neutrale lijn van de dragerarm, schematisch weergegeven in figuur 2.26 is gelijk aan:

$$M_{dragerarm} = -F_{Hschar1} \times z_1 + F_{ARM} \times z_4 \leq 0 \quad (10)$$

Dit moet negatief zijn in verband met het beperken van de positieve momenten op de dragerarm.

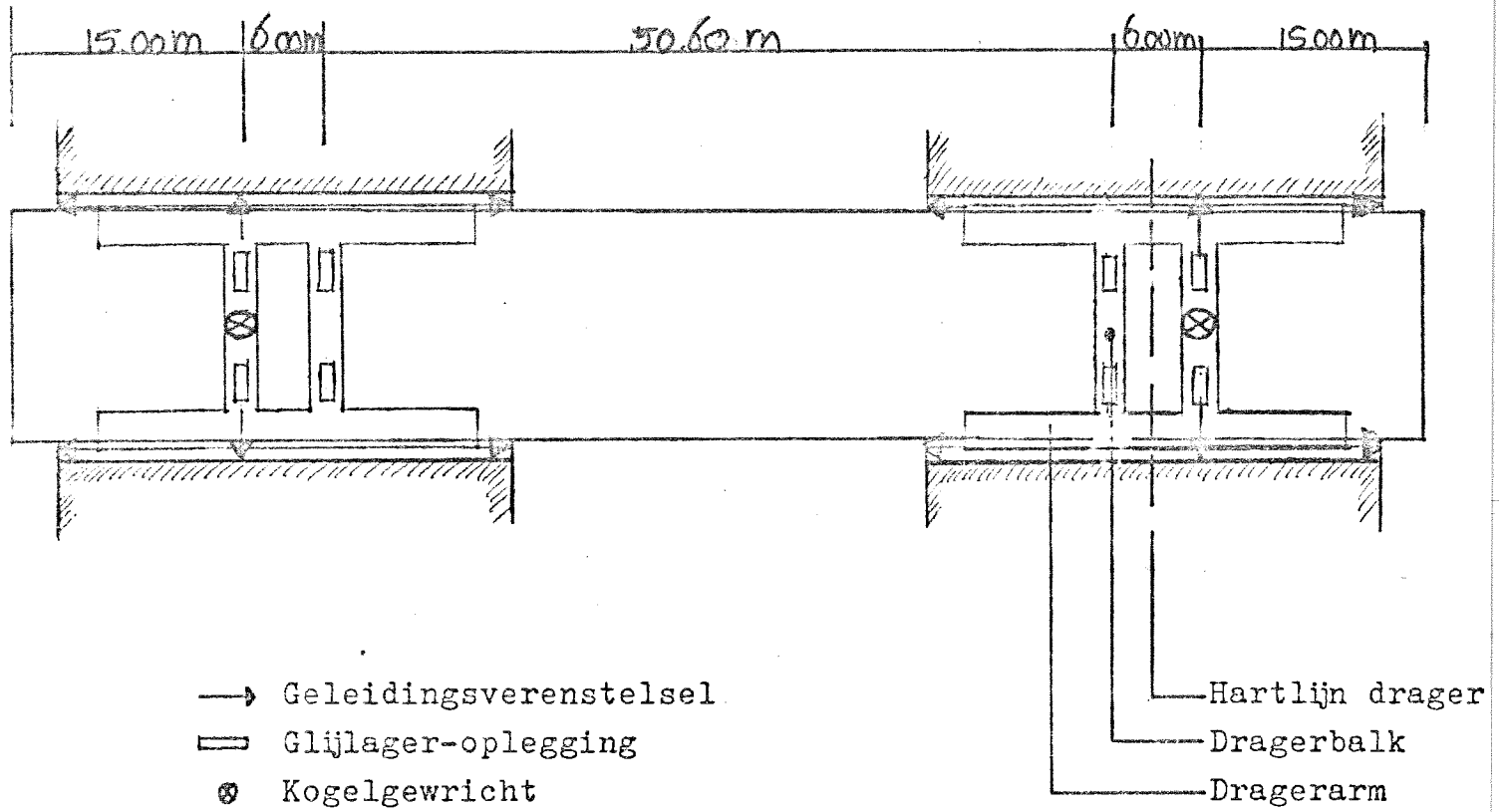
Nu de werking van het langsgeluidsverenstelsel bekend is zou de dimensionering van het stelsel plaats kunnen vinden. Dit is echter niet mogelijk omdat eerst de krachten op het langsgeluidsverenstelsel bepaald moeten worden. De krachtenverdeling in het langsgeluidsverenstelsel is vooral van belang bij de dimensionering van de dragerarmen. Dit laatste vindt plaats in het deelontwerp bij de vakgroep staal.

Tijdens het in en uitvaren van schepen treedt naast de grote horizontale belasting in langsrichting op de hefbak ook de kans op scheepsstoten tegen de hefbakwand op. Deze scheepsstoten gaan gepaard met grote impuls of energieoverdrachten op de hefbak. Het gevolg is dat de hefbak rotaties en translaties ondergaat. De grootte hiervan is afhankelijk van de wijze waarop de belasting in langsrichting op de hefbak wordt opgenomen. In paragraaf 2.2.3 zijn hiervoor drie methoden gegeven.

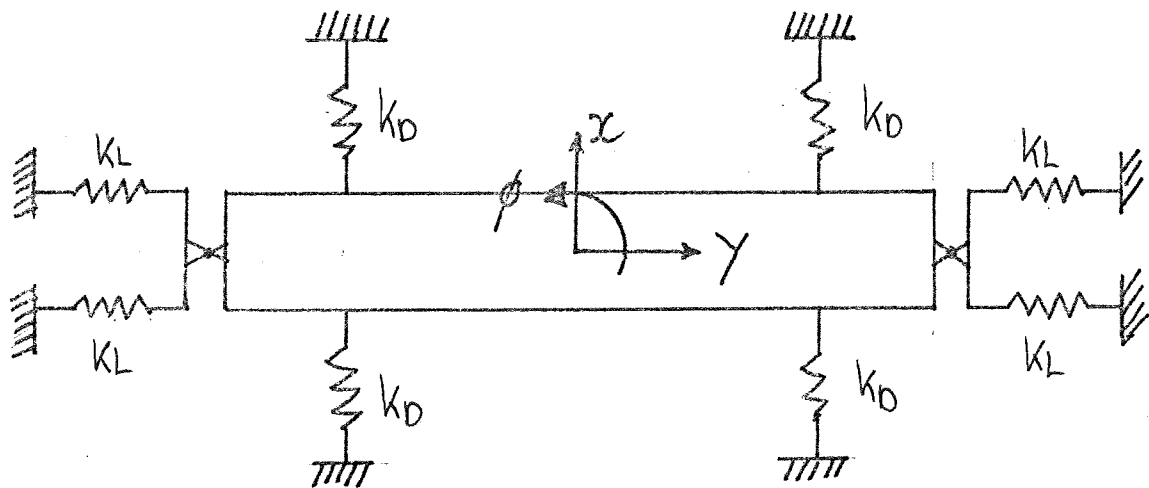
In de volgende drie paragrafen worden de bewegingsvergelijkingen van de hefbak opgesteld voor de drie genoemde belastingopnames in langsrichting van de hefbak. Met deze bewegingsvergelijkingen worden in hoofdstuk 3 de verplaatsingen en de daaruit voortvloeiende belastingen op de geleidingsverenstelsels bepaald. Aan de hand daarvan kan dan een keus gemaakt worden of de hefbak tijdens het in en uitvaren afgeveerd danwel gekoppeld aan toren of landhoofd moet zijn.

De dwars en langsgeleidingsverenstelsels zijn reeds uitgewerkt in de paragrafen 2.4 t/m 2.5. Onbekend is nog de grootte van de veerconstante per geleidingsverenstelsel. Deze wordt per geleidingsverenstelsel geschat op $2,5 \times 10^6 \text{ N/m}$.

Met deze veerconstante blijven de verplaatsingen ten gevolge van maximale belasting kleiner of gelijk aan 5 à 6 cm. Aan het einde van hoofdstuk 3 wordt dit gecontroleerd.



Figuur 2.27 Oplegging van de hefbak op de drager, bovenaanzicht.



Figuur 2.28 Schematische weergave van verenstelsels van de hefbak, bovenaanzicht.

.....

2.6 Het gedrag van de hefbak tijdens belasting in het horizontale vlak

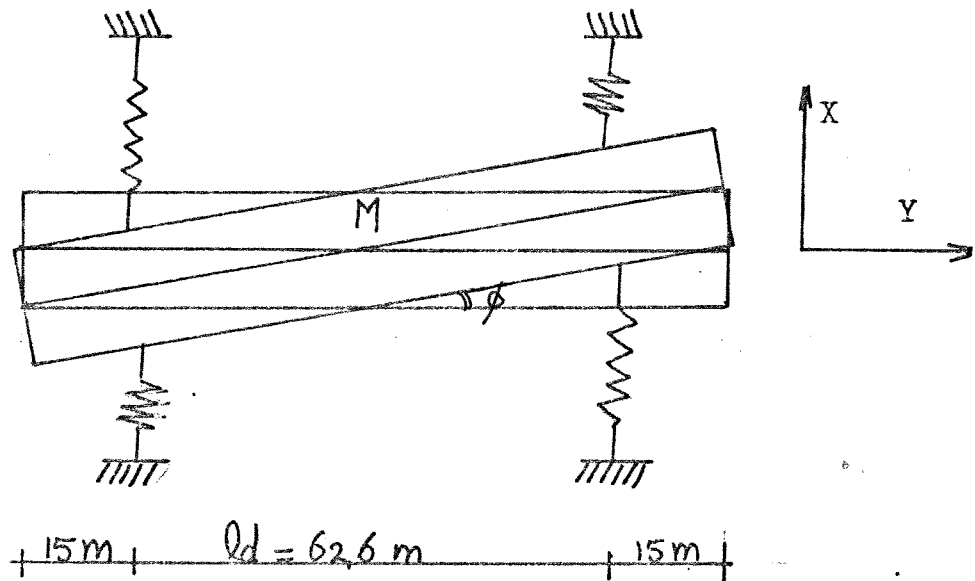
Uit de voorgaande paragrafen komt naar voren dat de hefbak op een bijzondere manier is opgelegd op twee dragers. In de dwarsrichting is de hefbak via een scharnier met de drager verbonden. Dit scharnier is uitgevoerd als een kogelgewricht. De koppeling tussen de hefbak en de drager is noodzakelijk daar anders het dwarsgeleidingsverenstelsel niet functioneert. In de langsrichting moet de beweging vrij zijn voor één drager in verband met de grote temperatuurinvloed op de lengte van de hefbak.

De koppeling van de hefbak met een drager met langsg geleidingsverenstelsels is noodzakelijk daar anders de hefbak niet plaatsvast is in langsrichting. De plaatsen van de geleidingsverenstelsels zijn schematisch weergegeven in figuur 2.27.

Doordat de hefbak slechts met één scharnier vast zit aan de drager kan de hefbak roteren rond dit scharnier omdat dit scharnier is uitgevoerd als een kogelgewricht. Deze rotatievrijheid is noodzakelijk om te voorkomen dat de langsg geleidingswielstellen te grote horizontale verplaatsingen ondergaan ten gevolge van windbelasting of stootbelasting op de hefbakwand. Deze belastingen kunnen gepaard gaan met grote rotatiehoeken van de hefbak ten opzichte van de evenwichtsstand. Het resultaat is dat de hefbak is afgeveerd op de wijze die in figuur 2.28 schematisch is weergegeven. Bij deze wijze van afveren werken de langsg geleidingsverenstelsels niet mee om verplaatsingen bestaande uit translatie in de dwars of x-richting en rotatie in de ϕ -richting tegen te gaan.

Deze afveren kan alleen tot stand komen als de overige opleggingen van de hefbak op dragers in staat zijn verplaatsingen in zowel x als y-richting te ondergaan. Deze scharnieren met twee vrijheidsgraden zijn glijopleggingen. Deze zijn opgebouwd uit bijvoorbeeld teflon. De wrijvingscoëfficiënt teflonstaal is slechts 0,04 zodat slechts geringe krachten nodig zijn voor het verplaatsen van de hefbak ten opzichte van de evenwichts- of neutrale stand. Uit krachtsoverdracht overwegingen worden de scharnieren symmetrisch ten opzichte van de lengteas van de hefbak aangebracht. Het kogelgewricht bevindt zich dan op deze lengteas ter hoogte van de dwarsgeleidingsverenstelsels.

De hefbak wordt hoofdzakelijk door de wind belast tijdens het heffen van de hefbak. De veren van de geleidingsstelsels leveren dan een reactie die evenwicht maakt met de windbelasting. De hefbak is dan afgeveerd zoals weergegeven in figuur 2.28.



Figuur 2.29 Rotatiegedrag van de afgeveerde hefbak.

2.6.1 Het gedrag van de afgeveerde hefbak

Belasting in x-richting:

In figuur 2.29 is een schematische weergave van de afvering van de hefbak in het horizontale vlak gegeven. De veer konstante in x-richting is per veer KD. Wordt de bak in x-richting belast dan luidt de bewegingsvergelijking:

$$m\ddot{x} + K_x \cdot x = 0 \quad \text{met} \quad K_x = 4KD$$

$m = \text{massa hefbak}$

Belasting in y-richting:

Wordt de hefbak in y-richting belast, dan luidt de bewegingsvergelijking:

$$m\ddot{y} + K_y \cdot y = 0 \quad \text{met} \quad K_y = 4KL$$

Rotatie hefbak in het horizontale vlak:

Wordt de hefbak belast door een moment ten opzichte van het massamiddelpunt M van de hefbak dat in figuur 2.29 is aangegeven, dan verkorten of verlengen alleen de veren van de dwarsgeleidingsverenstelsels. Door deze uitvoering worden de lengtegeleidingsstelsels niet belast tijdens rotatie van de hefbak.

De verandering van lengte is $\frac{1}{2}l_d \times \phi$.

De bewegingsvergelijking wordt dan:

$$I_m \ddot{\phi} + 4 \times \frac{1}{2} l_d \times \phi \times KD = 0$$

met: $I_m = \text{massatraagheid hefbak t.o.v. punt M}$
 $l_d = \text{afstand tussen de dwarsgeleidingsverenstelsels is } 92,60 - (2 \times 15) = 62,60 \text{ m.}$

Het massatraagheidsmoment I_m is gelijk aan $1/12 m (l^2 + b^2)$
 met:

- $l = \text{lengte hefbak} \approx 90 \text{ m}$
- $b = \text{breedte hefbak} \approx 12 \text{ m}$
- $m = \text{massa hefbak} \approx 5 \times 10^6 \text{ kg}$
- $I_m \approx 3435 \times 10^6 \text{ kgm}^2$

Uit de bewegingsvergelijkingen blijkt dat de drie vrijheidsgraden x, y en ϕ beschreven worden door drie één massa-veerbewegingsvergelijkingen. De bewegingen zijn niet onderling gekoppeld. Hierdoor kan de bewegingsvergelijking per vrijheidsgraad opgelost worden. Bij het oplossen van de bewegingsvergelijking met behulp van de impulsbeschouwingen is het noodzakelijk de eigenfrequentie van de afgeveerde hefbak te weten:

$$\omega \hat{=} \sqrt{K/m} \quad \hat{=} \sqrt{K_\phi/I_m}$$

De eigenfrequentie bij translatie is $\omega_x = 1,414$ rad/sec:

Bij belasting van de hefbak in x-richting bedraagt de totale reactiekracht van de geleidingsverenstelsels $4 \times KD \times x$. De veerconstante bij deze belastingssituatie is dan $4 KD$ zodat $\omega_x = \sqrt{4 KD/m}$. Substitutie geeft voor $\omega_x = \sqrt{2} = 1,414$ rad/sec. Deze waarde geldt ook voor belasting in y-richting.

De eigenfrequentie bij rotatie is $\omega_\phi = 1,688$ rad/sec:

Bij rotatie van de hefbak leveren de vier dwarsgeleidingsverenstelsels elk een even grote reactie. De verplaatsing van de hefbak ter plaatse van een dwarsgeleidingsverenstelsel is $\phi \times \frac{1}{2} l_d$. De momentarmen van de veerkracht t.o.v. het massazwaartepunt of rotatiepunt van de hefbak is $\frac{1}{2} l_d$ zoals uit figuur 2.29 blijkt, zodat

$$\omega_\phi = \sqrt{4 \times KD \times \left(\frac{1}{2} l_d\right)^2 / I_m}.$$

Substitutie geeft dan:

$$\omega_\phi = \sqrt{2,852} = 1,688 \text{ rad/sec met } K\phi M = 9797 \times 10^6 \text{ N/rad.}$$

Bewegingsvergelijking van de rotatie van de hefbak:

$$I_m + K_\phi \phi = M \quad M = \text{momentbelasting.}$$

met: I_m = massa traagheidsmoment van de hefbak (kgm^2)

ϕ = rotatie versnelling van de hefbak ($1/\text{s}$)

K_ϕ = veerconstante van de hefbak tijdens de rotatie van de hefbak (Nm)

ϕ = rotatiehoek van de hefbak

Algemene oplossing van de bewegingsvergelijking:

$$\ddot{\phi} = A \cdot \cos t + B \cdot \sin t$$

$$\dot{\phi} = A \cdot \omega \cdot \sin t + B \cdot \omega \cdot \cos t$$

$$\ddot{\phi} = -A \cdot \omega \cdot \cos t - B \cdot \omega \cdot \sin t$$

Beginvoorwaarden voor $t=0$:

$$\phi(0) = \phi_0 \quad \dot{\phi}(0) = \dot{\phi}_0$$

De oplossing luidt nu dan $\phi = \dot{\phi} / \omega \sin \omega t$

Substitutie in de bewegingsvergelijking levert op:

$$\phi = \dot{\phi} / \omega \cdot \sin \omega t = \dot{\phi} / \omega$$

$$\ddot{\phi} = \omega^2 / \omega \cdot \sin \omega t =$$

$$-I_m \dot{\phi} \omega + K_\phi / \omega = 0$$

$$-I_m \dot{\omega}^2 + K_\phi = 0 \text{ ofwel } \dot{\omega} = \sqrt{K_\phi / I_m}$$

met K_ϕ als veerconstante opgebouwd als volgt:

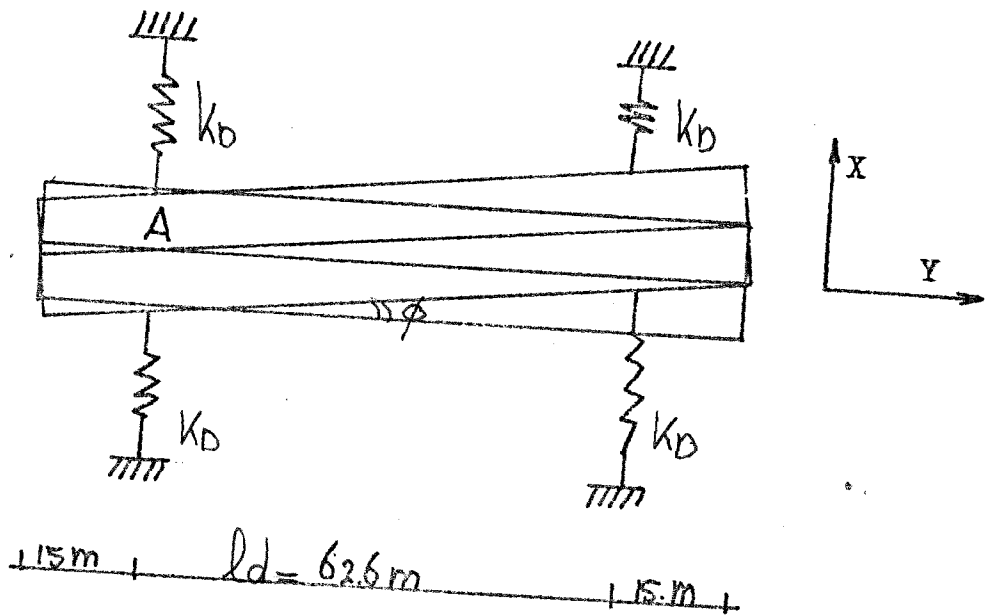
$$K_\phi = 4 * KD * (\frac{1}{2} ld) \text{ met dimensie } (\text{N/m}) * m = \text{Nm}$$

met KD = veerconstante van de dwarsgeleidingsverenstelsels.

$\frac{1}{2}ld$ = afstand van het rotatiecentrum van de hefbak

tot de dwarsgeleidingsverenstelsels, zie figuur 2.29

Benedenpandzijde



Figuur 2.30 Rotatie gedrag van de hefbak vastgekoppeld aan de benedenpandzijde geleidingstorens.

2.6.2 Het gedrag van de aan de torens gekoppelde hefbak

In figuur 2.30 is de situatie weergegeven van de hefbak, ten aanzien van belastingafdracht tijdens het in en uitvaren van de schepen. De bak roteert om het punt A en geeft kleine verplaatsing ter hoogte van de afdichting. Van belang zijn de bewegingsvergelijkingen ten gevolge van de belastingen.

Belastingen in x-richting:

De krachtsopname vindt plaats via de zadels. De minimale kracht waarbij de bak begint te bewegen is gelijk aan $f \cdot N$. Deze N wordt bepaald door de grootte van de hydrostatische waterdruk plus de drukkracht van de afdichting tussen hefbak en landhoofd. De bewegingsvergelijking luidt dan:

$$\begin{aligned} F < f \cdot N & \quad m \ddot{x} \approx 0 \\ F > f \cdot N & \quad m \ddot{x} + K_x \cdot x - F_w = 0 \end{aligned}$$

met $K_x = 4 K_d$
 m = massa hefbak
 F_w = wrijvingskracht zadels

Belasting in y-richting:

De krachtsopname vindt plaats via de zadels. In de richting van het benedenpandlandhoofd af, positieve y-richting, wordt de maximale kracht, die opgenomen kan worden, bepaald door de sterkte van de torens. In deze richting wordt de belasting gevormd door de kracht van de hydrostatische waterdruk plus de druk van de afdichting inrichting. Toename van de belasting in de negatieve richting wordt opgevangen door grotere vervorming van het afdichtingsprofiel met als gevolg een grotere drukkracht op de hefbak van het afdichtingsprofiel. De bewegingsvergelijking luidt dan:

$$m \ddot{y} \approx 0 \quad \text{voor elke grootte van de belastingen.}$$

Rotatie van de hefbak in het horizontale vlak:

Wordt de hefbak belast door een moment, dan roteert de bak rond punt A. Het gevolg is dat slechts twee dwarsgeleidingsverenstelsels een tegenreactie kunnen geven. Tevens levert het afdichtingsprofiel een onbekende tegenreactie doordat deze extra vervormd wordt. In de berekening wordt deze reactie verwaarloosd. De bewegingsvergelijking luidt dan:

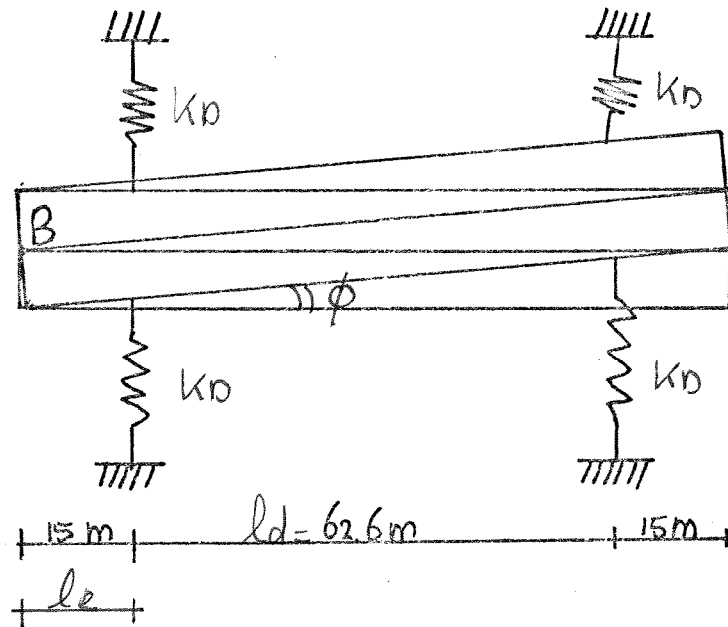
$$I_m \ddot{\phi} + 2 \kappa l_d \kappa \phi \kappa K_D = 0$$

met I_m = massatraagheid van de hefbak t.o.v. punt A
 l_d = afstand tussen de dwarsgeleidingsverenstelsels

De grootte van de variabelen is reeds in de vorige paragraaf bepaald. Alleen I_m en ω_ϕ veranderen. I_m kan met behulp van de verschuivingsstelling van Steiner bepaald worden: $I_A = I_Z + a^2 m$ met $a = \frac{1}{2} l_d = 31,3$ m wordt $I_A = 8333 \times 10^6$ kgm^2 . Bij rotatie van de hefbak leveren slechts twee dwarsgeleidingsverenstelsels een reactie. De grootte van de verplaatsing t.o.v. punt A is $\phi \cdot l_d$ en de momentarm van de reactie is l_d zodat

$$\omega_\phi = \sqrt{2 \times KD \times l_d^2 / I_m}$$

Substitutie geeft dan $\omega_\phi = \sqrt{2,351} = 1,533$ rad/sec
en $K\phi A = 19.594 \times 10^6$ N/rad



Figuur 2.31 Rotatie gedrag van de hefbak vastgekoppeld aan het landhoofd.

2.6.3 Het gedrag van de aan het landhoofd gekoppelde hefbak

In figuur 2.31 is de situatie weergegeven van de hefbak ten aanzien van de belastingafdracht tijdens het in en uitvaren van schepen. De bak roteert rond punt B en geeft zeer kleine verplaatsingen ter hoogte van de afdichting. Van belang zijn de bewegingsvergelijkingen ten gevolge van de belastingen.

Belasting in x-richting:

De krachtsopname vindt plaats via wrijvingskrachten tussen de drukzadels. Door de grote wrijvingscoëfficiënt en de instelbaarheid van de plunjerkracht kan voorkomen worden dat de hefbak transleert in x-richting zodat de bewegingsvergelijking luidt:

$$m\ddot{x} \approx 0$$

Belasting in y-richting:

Net als in x-richting vindt de belastingoverdracht plaats via zadels bij belasting in de richting van het landhoofd. In de andere richting vindt de belastingoverdracht plaats via de plunjers. Het gevolg is dat de bewegingsvergelijking luidt:

$$m\ddot{y} \approx 0$$

Rotatie van de hefbak in het horizontale vlak:

Wordt de hefbak belast door een moment dan roteert de bak rond punt B. Het gevolg is dat de dwarsgeleidingsverenstelsels reactie leveren. Tevens wordt het afdichtingsprofiel belast en ontlast ten gevolge van de rotatie. De krachten, die hiervan het gevolg zijn, worden bij de berekening verwaarloosd. De bewegingsvergelijking luidt dan:

$$I_m \ddot{\phi} + 2 \times l_e \times \phi \times KD + 2 \times (l_e + l_d) \times \phi \times KD = 0$$

met I_m = massastraagheid hefbak t.o.v. punt B

l_e = afstand dwarsgeleidingsverenstelsel tot dichtstbijzijnde einde van de hefbak

l_d = afstand tussen de dwarsgeleidingsverenstelsels

De grootte van I_m t.o.v. B kan met behulp van I_m t.o.v. punt M bepaald worden. Uit de mechanica is bekend dat als het rotatiecentrum van een homogene balk van het midden naar het einde van de balk verplaatst, van M naar B, neemt de massastraagheid met een factor 4 toe. Dus I_m t.o.v. B = $4 \times 3435 \times 10^6 = 13740 \times 10^6 \text{ kgm}^2$

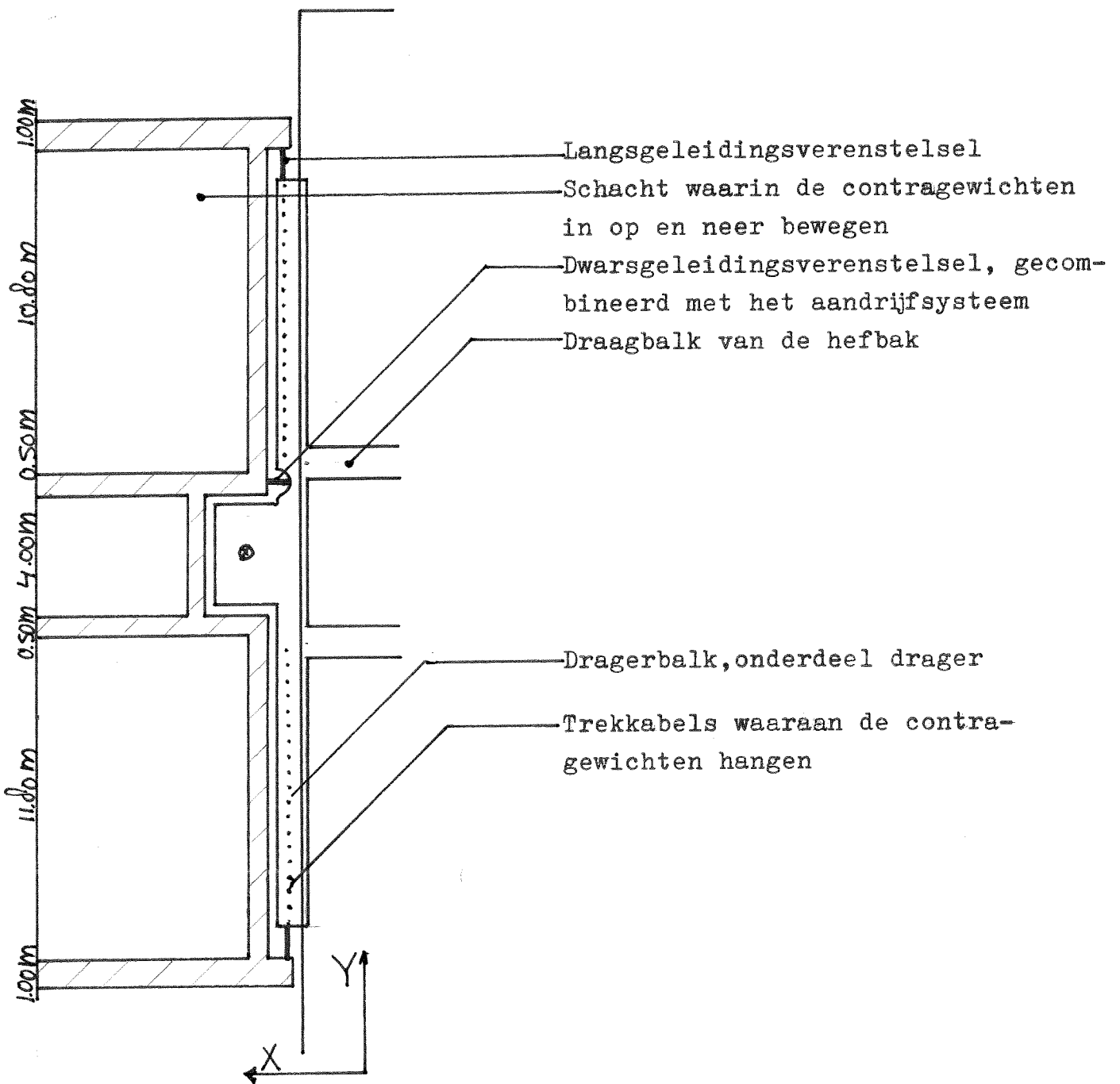
Bij rotatie van de hefbak leveren de vier dwarsgeleidingsverenstelsels reacties. Met de reeds in de vorige paragrafen behandelde wijze kan de eigenfrequentie bij rotatie bepaald worden, zodat:

$$\omega_{\phi} = \sqrt{(2 \times KD \times l_e^2 + 2 \times KD \times (l_e + l_d)^2) / I_m} .$$

Substitutie geeft dan:

$$\omega_{\phi} = \sqrt{2,273} = 1,508 \text{ rad/sec}$$

met $K\phi B = 31234 \times 10^6 \text{ N/rad}$.



Figuur 2.32 Schets van de horizontale doorsnede van een geleidingstorens.

2.7 De geleidingstorens

De hefbak wordt gedragen door contragewichten. Deze zijn opgehangen in vier geleidingstorens. Doordat de geleidingsstelsels zich tegen de torens afzetten, wordt de hefbak in het horizontale vlak geleid. In de vorige paragrafen is reeds aangetoond dat een reservedraagsysteem noodzakelijk is. Daarnaast moet er voldoende ruimte zijn voor de trekkabels tussen de hefbak en de contragewichten. Al deze onderdelen van het hefwerk beïnvloeden de opbouw van de geleidingstorens. In deze paragraaf 2.7 worden enkele afmetingen van de toren en de opbouw van de toren vastgelegd.

2.7.1 De invloed van het aandrijf en dwarsgeleidingsverensysteem op de opbouw van de geleidingstorens

In paragraaf 2.3 is de uitvoering van het gekozen reservedraagsysteem beschreven. Het reservedraagsysteem bestaat uit een vertikaal opgehangen spindelstaafas. De ophanging is zodanig dat deze spindel verticale trekbelasting kan overdragen. Dit zowel omhoog als omlaag gericht. De ophanging is zodanig dat geen drukkrachten in de spindel optreden. Hierdoor wordt het gevaar voor knik van de spindel-as vermeden.

De "spindelmuttern" waarmee de belasting van de hefbakdrager op de spindel wordt overgedragen draait synchroom met het aandrijfsysteem met een speling v van 30 mm tussen de schroefdraadvlakken. Het gevolg is dat het reservedraagsysteem in normale omstandigheden niet belast wordt. Bij overbelasting van het aandrijfsysteem gaat het reservedraagsysteem pas de belasting afvoeren naar de fundering.

De belasting op de spindel bedraagt ongeveer $1/4$ deel van de met water gevulde hefbak. De hefbak zelf weegt ongeveer 1200 ton. Bij een waterdiepte van 3,60 m bedraagt de inhoud van de hefbak ongeveer 4000 m^3 . Bij een volgelopen hefbak neemt de waterdiepte toe tot ongeveer 4,60 m. De hoeveelheid water neemt toe met ongeveer 1100 m^3 tot 5100 m^3 . In deze situatie kan de belasting op de spindelast oplopen tot $1/4 \times (5100 \text{ ton} + 1200 \text{ ton}) = 1575 \text{ ton}$ of 15750 kN .

Deze grote verticale belasting via de spindelstaafas op de bovenkant van de geleidingstoren stelt eisen aan de plaats van het ophangpunt. Een ophangpunt omgeven aan drie zijden door zware muren die de belasting direct afvoeren naar de funderingen is een mogelijkheid. De wanden moeten zodanig geplaatst worden dat plooiën of uitknikken voorkomen wordt.

Een uitvoering zoals weergegeven in figuur 2.3.2 voldoet hieraan. De diktematen zijn willekeurig gekozen en aan de veilige kant gehouden.

De aandrijving van de hefbak gebeurt via een tandradwiel dat zich afzet tegen een tandradheugel zoals in figuur 2.13 is weergegeven. De tandradheugel wordt vooral belast op verticale krachten. Dit betekent dat de tandheugel voldoende stevig in de verticale wand van de geleidingstoren moet worden verankerd.

In vergelijking met het aandrijfsysteem zijn de krachten die op het reservedraagsysteem uitgeoefend worden veel groter. Het is daarom nodig het reservedraagsysteem te plaatsen op de zwaartelijn van de dragers. Hierdoor ontstaat geen rotatiemoment ten opzichte van deze zwaartelijn als de drager het reservedraagsysteem belast. Het aandrijfsysteem kan naast de zwaartelijn aangebracht worden. Het moment ten opzichte van de zwaartelijn door de verticale reactie van het aandrijfsysteem is beperkt doordat dit aandrijfsysteem een maximale verticale reactie kan leveren.

De afstand tussen de geleidingstorens bedraagt 17,60 m. Hierdoor is het mogelijk aan iedere zijde een vrije ruimte van 1,00 m te creëren voor de kabels zoals uit tabel 2.3 reeds blijkt. Tevens wordt het mogelijk door deze ruimte naast het aandrijftandradwiel op de zelfde as geleidingswielen aan te brengen zodat de dwarsgeleiding in het horizontale vlak plaats vindt door deze geleidingswielen.

2.00

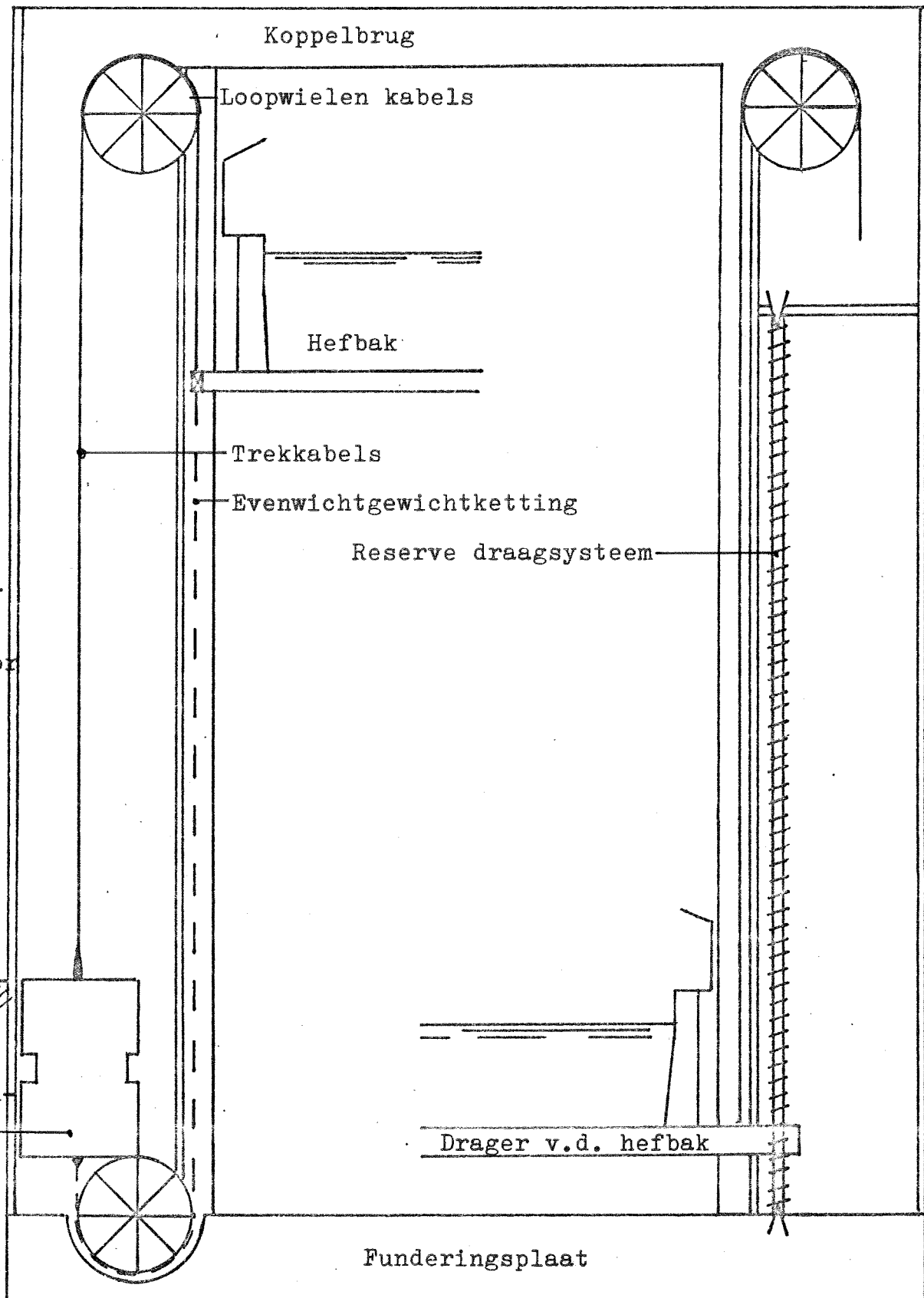
0.15

1.15

0.00

0.00

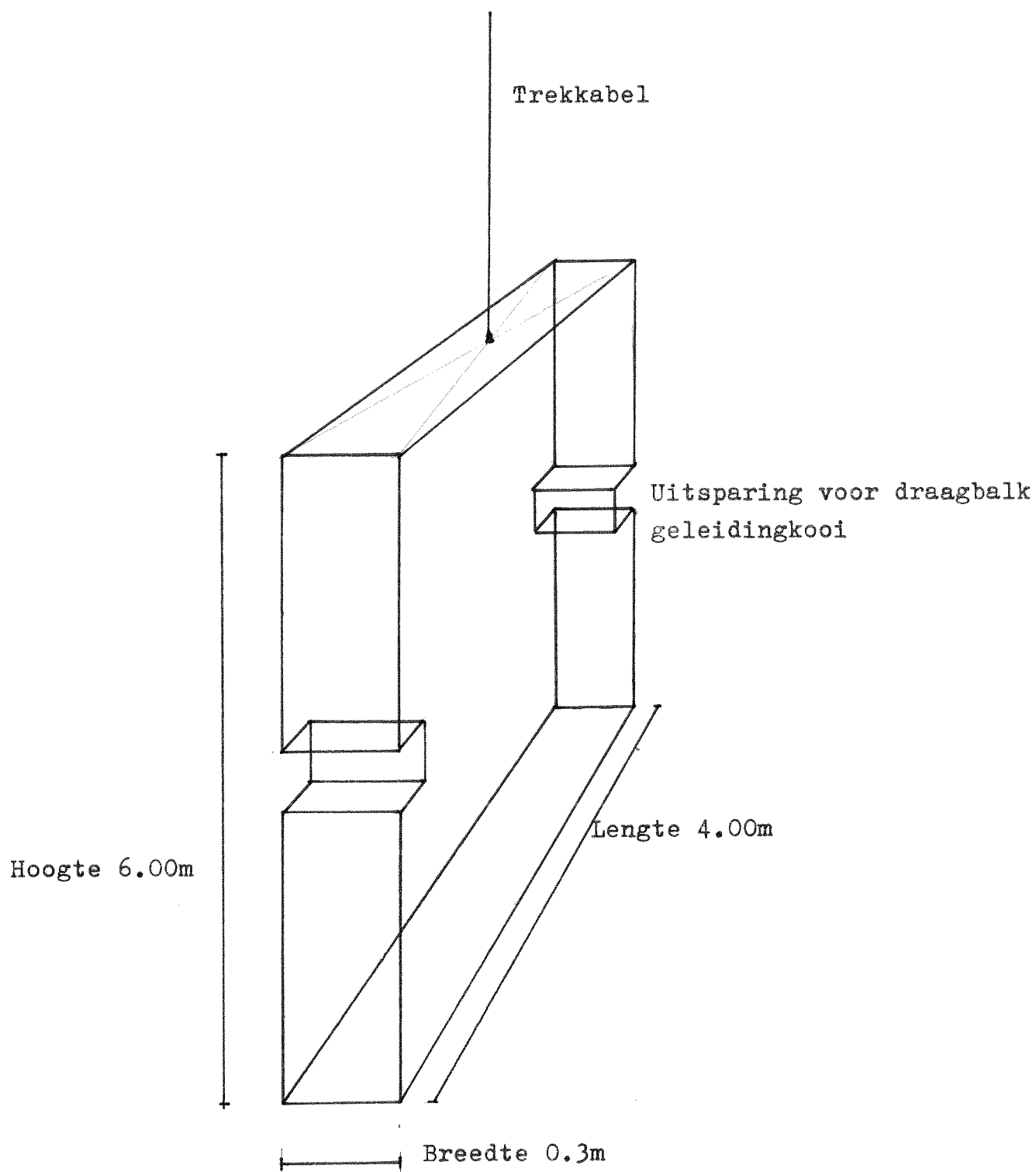
0.00



Figuur 2.33 Dwarsdoorsnede over de geleidingstorens.

2.7.2 De invloed van de aanwezigheid van de contragewichten op de opbouw van de torens

Bij grote hefhoogte en gewicht van de hefbak gaat het eigengewicht van de trekkabels van de contragewichten een rol spelen. Het totaal gewicht van de trekkabels bij een hefhoogte van 73,15 m en een hefbak gewicht van 5200 ton is ongeveer 250 ton. Bevindt de hefbak zich in zijn laagste stand, dan bevindt het gewicht van de trekkabels zich aan de binnenzijde van de heftorens. Bevindt de hefbak zich in zijn hoogste stand, dan bevindt het gewicht van de trekkabels zich aan de zelfde zijde als de contragewichten. Het gevolg is dat de dragers van de hefbak een gewicht variatie bezitten van 2×250 ton. Dit is zeer hinderlijk tijdens het heffen van de hefbak. De geleverde kracht door de aandrijving varieert met de hoogte. Om dit tegen te gaan worden gewichtsevenwichtkettingen onder aan de contragewichten vastgemaakt. Via een loopwiel in de fundering is deze ketting gemonteerd aan de hefbak. Het gewicht van de ketting per meter is gelijk aan het gewicht van de trekkabels per meter. In figuur 2.33 is de evenwichtsgewichtketting aangegeven. Daaruit blijkt tevens dat het onderste loopwiel van de evenwichtsgewichtsketting diep in de funderingsplaat is aangebracht. Hierdoor wordt mede de aanlegdiepte van de fundering bepaald. Voorlopig wordt ervan uitgegaan dat de hefbak ongeveer 5200 ton weegt. Uit tabel 2.4 blijkt dat dit een zeer reële schatting is. Voor het dragen van het hefbakgewicht zijn 208 trekkabels nodig. Aan iedere kabel hangt een contragewicht met een massa van 25×10^3 kg. Deze contragewichten worden gemaakt van beton met erts magnetit als toeslagmateriaal. Hierdoor loopt het soortelijk gewicht op tot $3,5 \text{ ton/m}^3$. Hierdoor wordt het volume van de contragewichten beperkt tot $7,15 \text{ m}^3$ per contragewicht. De breedte van de contragewichten wordt bepaald door de onderlinge afstand waarmee de contragewichttrekkabels vastgemaakt zijn aan de dragerarmen. Per toren moeten 52 contragewichten aangebracht worden. Iedere drager heeft per toren twee armen waaraan de trekkabels zijn gemonteerd. Dit is dan 26 kabels per arm. Het is zaak de armen zo kort mogelijk te houden om te grote momenten in de arm te voorkomen. In figuur 2.33 is te zien dat boven in de toren zware loopwielen met grote diameter geplaatst zijn waarover de trekkabels lopen. Deze loopwielen zijn belast met een vertikaal naar beneden gerichte kracht gelijk aan twee maal de trekkracht in de kabel. Deze trekkracht in de kabel is gelijk aan het gewicht van het contragewicht.



Figuur 2.34 Contragewicht afmetingen.

De minimale afstand van deze loopwielen ten opzichte van elkaar bepaalt de afstand tussen de kabels. Deze afstand wordt geschat op 0,4 m hart op hart. Hieruit volgt dat de breedte van een contragewicht ongeveer 0,3 m is. Voor de uitvoering van de contragewichten zie figuur 2.33. De hoogte wordt voorlopig vastgesteld op 6,00 m bij een lengte van 4,00 m.

De contragewichten bewegen op en neer in twee schachten per toren met ieder 26 contragewichten. De benodigde ruimte hiervoor in de richting evenwijdig met de lengteas van de hefbak is $26 \times 0,4 = 10,40$ m. Aan beide zijden wordt een speling van 0,20 m aangehouden tussen de contragewichten en de schachtwanden. De lengte van de schacht is dan 10,80 m in totaal. De breedte van de schacht wordt bepaald door de benodigde sterkte en stijfheid van de toren. Deze wordt geschat op maximaal 10 m.

Het geleiden van de contragewichten binnen de contragewichtschachten is noodzakelijk omdat zij bewegen met een snelheid van maximaal 0,24 m/s over een afstand van meer dan 73,15 m. De contragewichten worden hiertoe in kooien geplaatst of door een ringbalk aan elkaar gekoppeld. Hierdoor kan volstaan worden met enkele geleidingswielstellen.

De koppeling is zo uitgevoerd dat de contragewichtsblokken ten opzichte van elkaar in het verticale vlak kunnen bewegen. Hierdoor blijft iedere kabel alleen belast door zijn eigen contragewicht. Breekt één kabel, dan valt het contragewicht een stukje naar beneden, voordat de kooi of ringconstructie dit blok opvangt. De overige kabels worden nu zwaarder belast, maar kunnen dit door de grote veiligheidscoëfficiënt bij berekeningssterkte van de kabels, gemakkelijk dragen. Deze constructie heeft als voordelen, dat het contragewicht niet naar beneden stort en het totale gewicht van de gezamenlijke contragewichten niet afneemt bij een enkele kabelbreuk.

Met de tot nu toe beschreven onderdelen van het hefwerk is het mogelijk een schets van de geleidingsstorens te maken. In figuur 2.32 is een horizontale dwarsdoorsnede van de geleidingstorens weergegeven. De toren is ongeveer 30 m lang en 10 m breed. Bij deze afmetingen is voldoende ruimte om twee contragewichtschachten te herbergen met de minimale lengte van $26 \times 0,4 = 10,40$ m. Tussen de twee schachten voor de contragewichten is de spindel van het reserveredraagsysteem aangebracht. Rond deze spindel is een constructieruimte vrijgehouden zodat de drager haar belasting kan overdragen op de spindel.

De constructieruimte wordt gevormd door drie dikke wanden die in staat zijn de verticale trekbelasting van de spindel op de torentop over te brengen naar de funderingen.

Tabel 2.7

Bepaling van het hoogtepeil van de loopwiellassen van de contragewicht trekkabels:

Peil bovenkant funderingsplaat van de toren:	42,00 m
Speling tussen de funderingsplaat en de onderkant van de contragewichten:	2,00 m
Hoogte contragewicht:	6,00 m
Hefhoogte:	73,15 m
Speling tussen loopwielen en bovenkant van de contragewichten:	1,00 m
Straal van de loopwielen:	2,00 m
	<hr/>
Peil van de loopwiellassen:	126,15 m

Bepaling van het doorvaartpeil onder de koppelbrug:

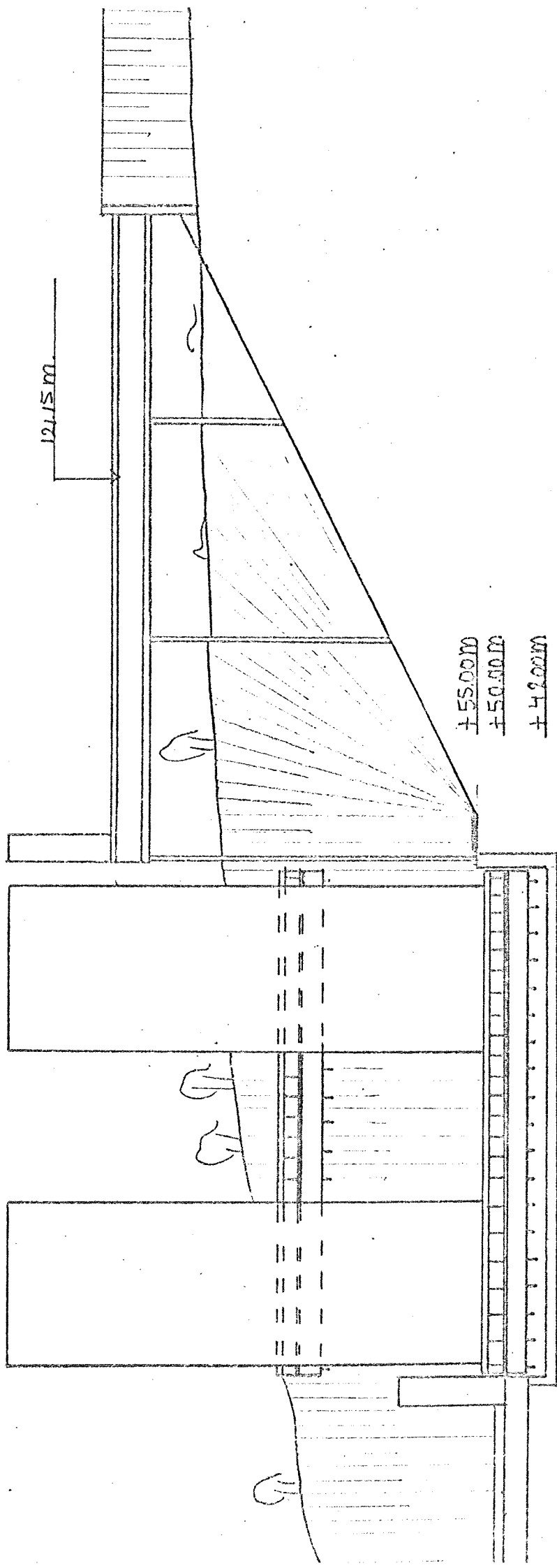
Hoogste peil in bovenkanaalpand:	121,15 m
Doorvaarthoogte klasse IV vaarweg:	5,25 m
	<hr/>
Doorvaartpeil onderkant koppelbrug:	126,40 m

Bepaling van de diameter van de loopwielen van de contragewicht trekkabels:

Afstand tussen de torenwand en de trekkabels:	0,50 m
Dikte binnenwand toren	1,00 m
Speling tussen de torenwand en de contragewichten:	0,50 m
Halve lengte van de contragewichten:	2,00 m
	<hr/>
	4,00 m

Deze maten en peilen zijn verwerkt in figuur 2.32 en 2.33.

De dragerarmen zijn met elkaar verbonden door een rechthoekig raamwerk dat onder andere bestaat uit de twee draagbalken waarop de hefbak is opgelegd. Deze balken liggen 6 m hart op hart. Tussen deze twee draagbalken is het reservedraagsysteem als mede de aandrijf-dwarsgeleidingssyteem aangebracht. Dit is schematisch getekend in figuur 2.10. Over deze lengte van 6 m bevinden zich geen trekka-bels. Aan het einde van de dragerarmen bevinden zich de langseleidingsverenstelsels. De verticale dwarsdoorsnede volgt gedeeltelijk uit figuur 2.32. In tabel 2.7 zijn enkele hoogtepeilen bepaald voor enkele onderdelen van het hefwerk. Deze zijn verwerkt in figuur 2.33, de verticale dwars-doorsnede over de geleidingstorens.



Figuur 2.35 Zijaanzicht van het hefwerk

2.8 Samenvatting

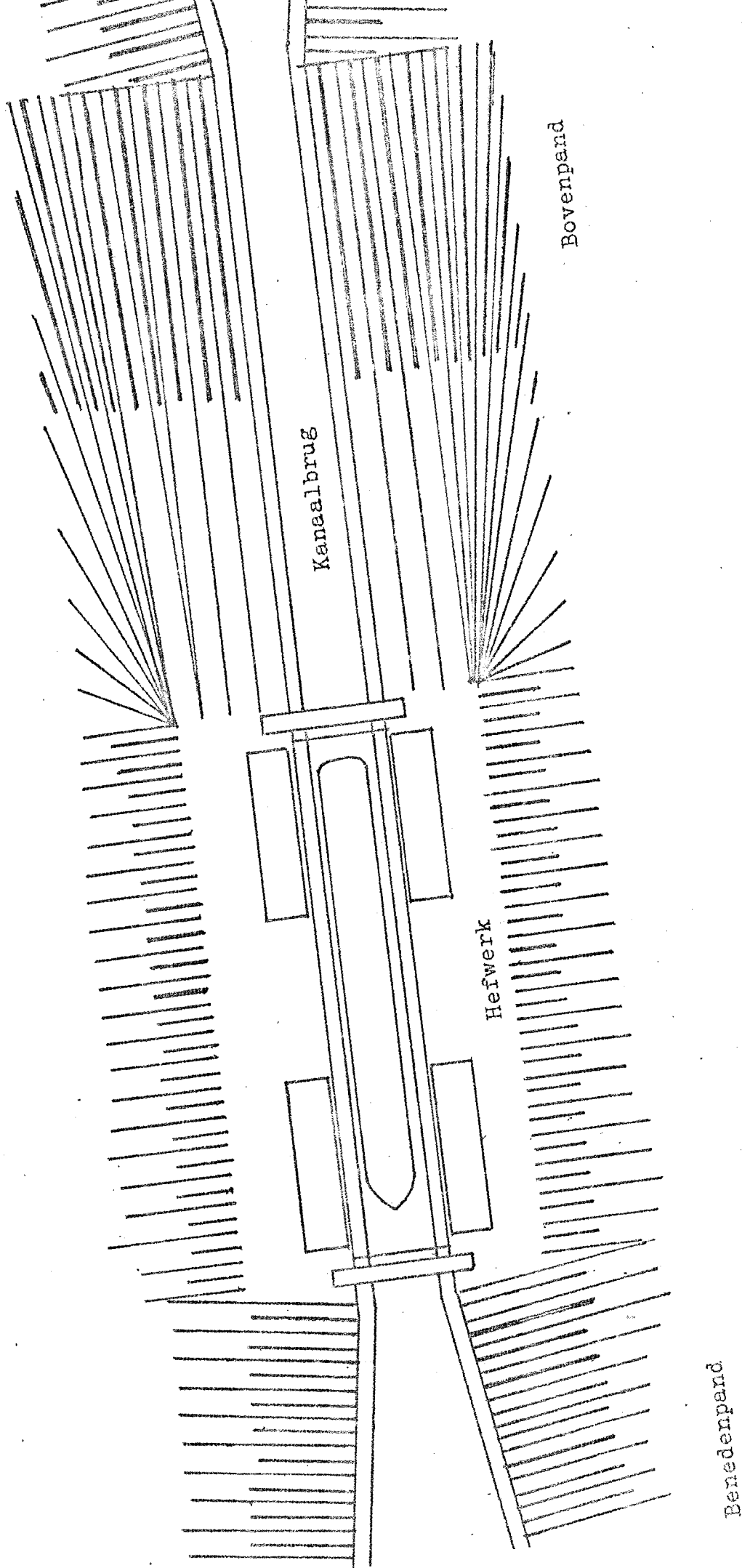
In dit hoofdstuk zijn veel maten en uitvoeringen van diverse onderdelen van het hefwerk vastgelegd. Het samenvatten van dit werk zou een lange lijst van maten en gegevens opleveren. In de figuren 2.32 t/m 2.35 is het resultaat van dit werk grafisch weergegeven. Deze tekeningen dienen als basis voor de volgende hoofdstukken.

In figuur 2.35 is een langsdoorsnede schets van het hefwerk weergegeven. Duidelijk komt naar voren de diepe ingraving die nodig is voor de aanleg van de benedenpandvoorhaven. Tevens wordt de functie van de kanaalbrug duidelijk: Het voorkomen van de aanleg van een verticale keerwand met een hoogte van meer dan 70 m. In figuur 2.36 is het bovenaanzicht geschetst van het hefwerk. Tevens is de kanaalbruguitvoering, wat waterspiegelbreedte verloop betreft weergegeven.

In figuur 2.33 is een doorsnede in het horizontale vlak van een geleidingstoren weergegeven. De hefbak wordt gedragen door twee dragers. Hierdoor wordt een statische oplegging van de hefbak bereikt. Iedere drager heeft vier dragerarmen. Deze zijn aan elkaar gekoppeld door twee dwars op de armen geplaatste draagbalken, en de reserve-draagsysteemconstructie. De hefbak is opgelegd op de twee draagbalken per drager. Hierdoor worden de steunpuntsmomenten verminderd zodat met een lichtere hefbakconstructie volstaan kan worden. De hefbak wordt gedragen door 208 contragewichten van 25×10^3 kg. De bak zelf weegt 1200 ton terwijl de bak 4000 m^3 water bevat bij een waterdiepte van 3,60 m. Per dragerarm worden 26 kabels gemonteerd. Hierdoor bestaat de geleidingstoren uit twee schachten waarin de contragewichten op en neer bewegen. Tussen de schachten is de spindelstaafas opgehangen die als reservedraagsysteem dient.

De hefbak heeft een nuttige afmeting van $85,00 \times 12,00 \times 3,60 \text{ m}^3$ en wordt aan de twee kopzijden afgesloten door hefdeuren. De deuren zijn beschermd tegen beschadiging door doorschietende schepen door een remconstructie. De hefbakdeur met de daaraan vastgekoppelde remconstructie wordt gezamenlijk met de hefdeur van het landhoofd geheven. De heftorens hiervoor staan op het landhoofd.

Tijdens het heffen wordt de hefbak in het horizontale vlak geleid door twee dwarsgeleidingsverinstelsels per drager. Dit dwarsgeleidingsverinstelsel is gecombineerd met een aandrijfsysteem dat volgens het principe van de tandradbaan werkt. In één drager is het langsgeleidingsverinstelsel aangebracht. De plaats van het geleidingsverinstelsel is in figuur 2.32 aangegeven.



Figuur 2.36
Schets van het hefwerkcomplex, bovenaanzicht.
1:1000.

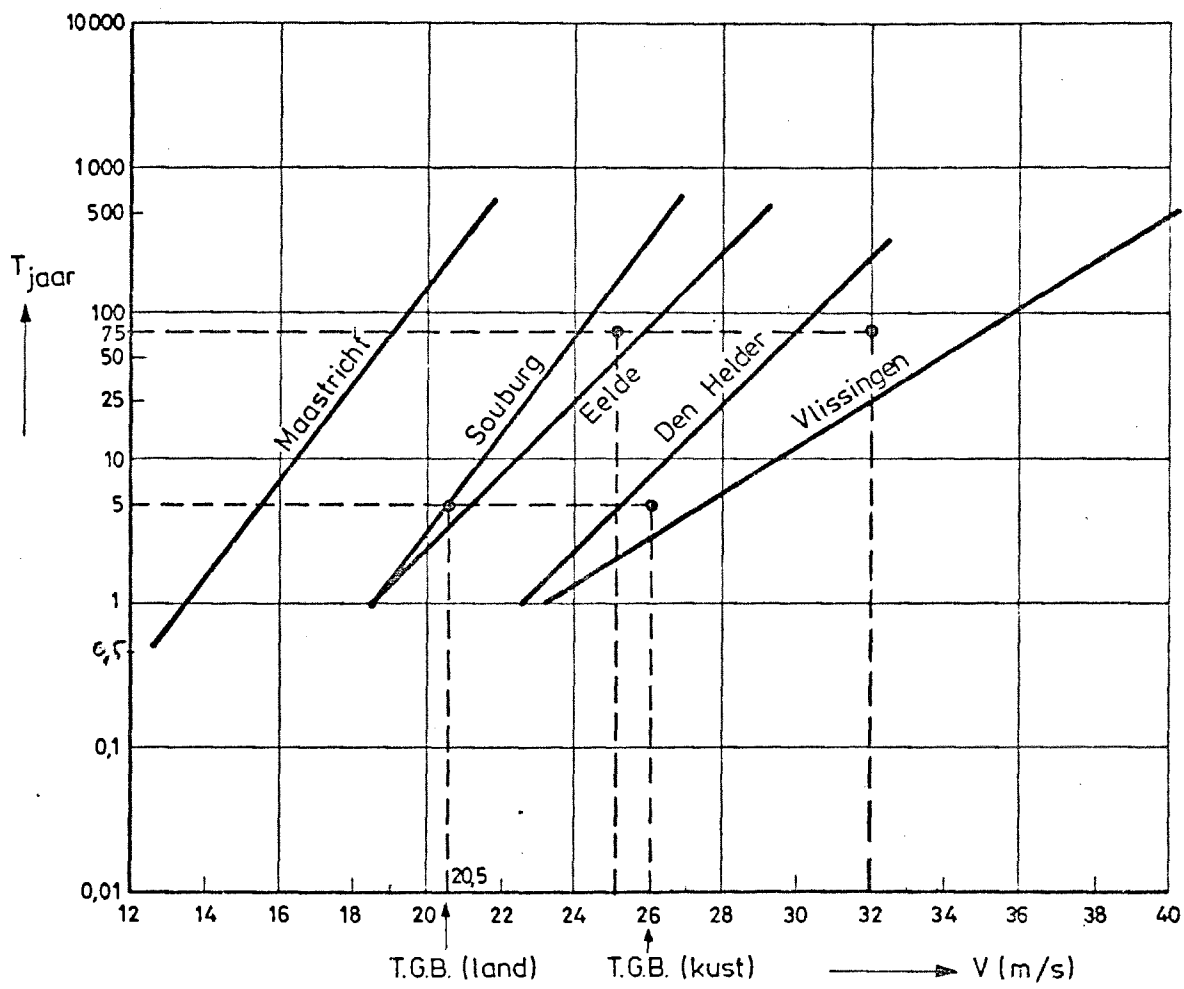
Tijdens het in en uitvaren wordt de hefbak door een afdichtraam waterdicht met het landhoofd verbonden. De krachten op de hefbak worden in deze situatie opgenomen door een combinatie van drukzadels en trekplunjers waardoor de hefbak aan het landhoofd wordt gekoppeld. Een systeem van drukzadels in de schacht van het reservedraagsysteem kan ook toegepast worden. De hefbak wordt dan aan twee geleidingstorens gekoppeld. Deze koppeling vermindert de rotatiemogelijkheid van de hefbak, waardoor de belasting op het dwarsgeleidingsverenstelsel wordt verminderd.

3 Belastingen op de hefbak

Voor het dimensioneren van de geleidingstorens en de hefbak zelf moeten eerst de maatgevende belastingschema's opgesteld worden. Van de in hoofdstuk 2 vastgelegde uitvoeringen van diverse onderdelen van het hefwerk kan nu de belasting op deze onderdelen bepaald worden.

Meestal moet volstaan worden met een benadering van de belastingen daar de bepaling van de juiste waarde van de belasting alleen door bijvoorbeeld model onderzoek plaats kan vinden. Dit wordt niet gedaan, zodat als toevlucht tot een bovengrens bepaling van de belasting wordt overgegaan.

Aan het eind van dit hoofdstuk worden maatgevende belastingschema's gegeven, die de hefbak uitoefent op de geleidingstorens. Deze torens dienen tevens als heftorens, zodat de invloed van de contragewichten op de torens wordt meegenomen.



Figuur 3.1 Jaar-extremen van de gemiddelde uur-windsnelheden op 10 m hoogte als functie van de herhalingsstijd T .

.....

3.1 Windbelasting op de hefbak

De windbelasting berekening is gebaseerd op gegevens van de NEN norm 3850. Deze norm is opgezet voor Nederland. Het Nederlandse grondgebied omvat ook Zuid-Limburg, dat veel overeenkomst vertoont met de streek Borinage wat landschap betreft. Dit is de reden dat de NEN norm gebruikt kan worden zonder dat grote verschillen ontstaan met de werkelijkheid.

3.1.1 Eigenschappen van de wind

De wind is verplaatsing van lucht. Deze uit zich op constructies in drukken. Deze drukken zijn gekoppeld aan de windsnelheid V . De stuwdruk $q = \frac{1}{2} \rho V^2 C$. De correctiefactor C geeft de invloed van de grootte en vorm van de constructie weer.

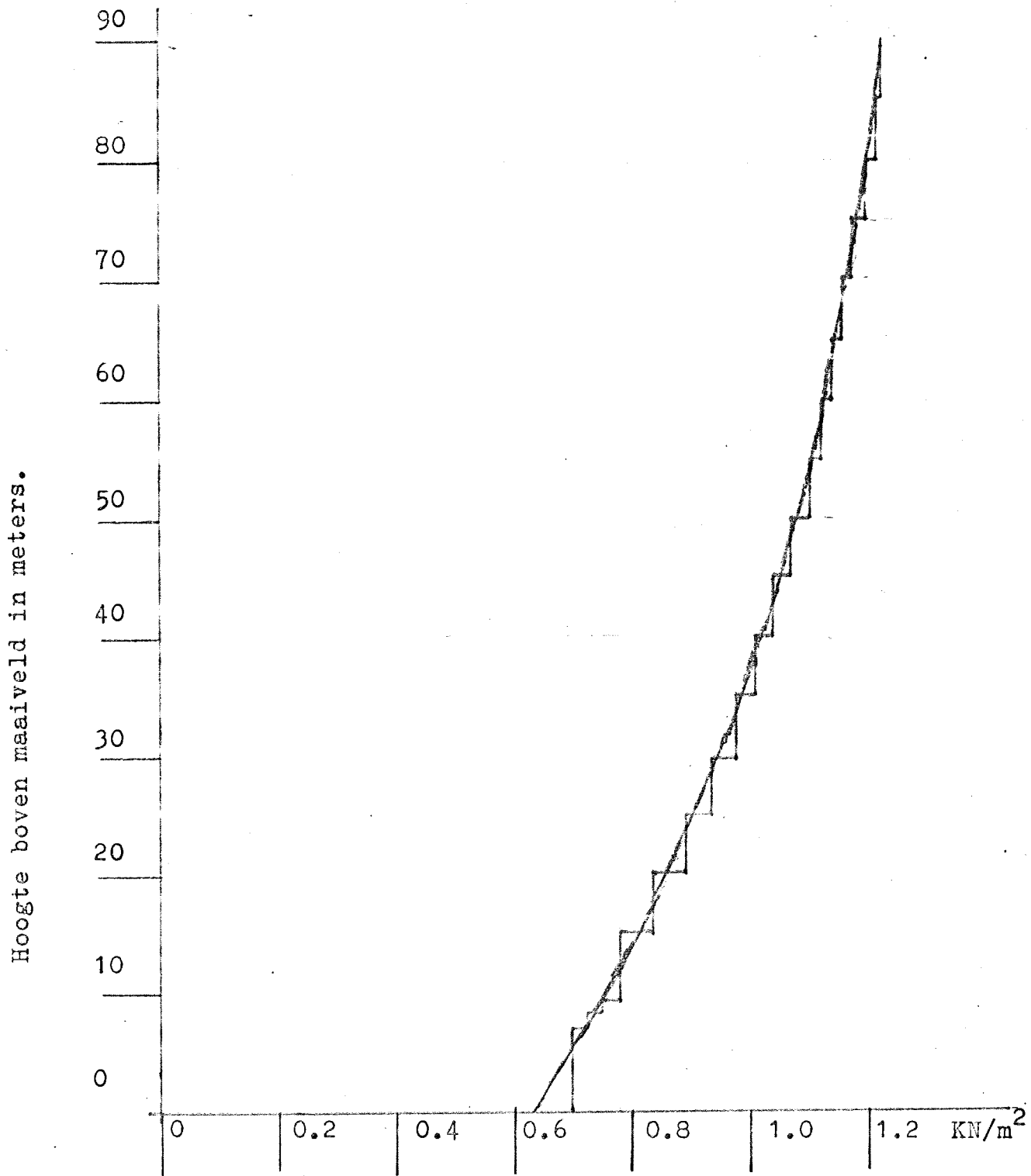
Als voor de windsnelheid V de grootste gemeten waarde wordt gekozen dan is de maximale windbelasting vastgelegd. De mogelijkheid bestaat echter dat deze extreme snelheid toch nog wordt overschreden, zodat de constructie wordt overbelast. De windsnelheid heeft een herhalingsstijd die afhangt van de grootte van de windsnelheid van de plaats. In figuur 3.1 zijn voor enkele plaatsen de windherhalingsstijden aangegeven voor windextremen.

Een tweede probleem bij het bepalen van de windsnelheid als maximum voor de belasting berekening, is het optreden van windvlagen. De extreme windsnelheden worden in windvlagen gemeten. De windvlagen duren kort en bezitten een beperkte omvang. Deze invloed wordt door factoren T_b en S in rekening gebracht.

De maximale windsnelheid in windbelasting berekening is de windsnelheid V in m/s gemiddeld over de duur van een vlaag die met 50 % kans 1 maal per 5 jaar wordt overschreden. De windrichting wordt geacht willekeurig geïoriënteerd te zijn in het horizontale vlak. De extreme windsnelheid wordt in rekening gebracht door de gemiddelde uurwindsnelheid te vermenigvuldigen met een vlaagfactor T_b maal piekfactor g . De keuze van de maximale windsnelheid heeft twee gevolgen.

Ten eerste de met de gekozen windsnelheid berekende stuwdruk q heeft 40 % kans 1 maal per 25 jaar te worden overschreden als de richting loodrecht op de lengteas van de hefbak is.

Ten tweede de kans op overbelasting van de constructie is gelijk aan het optreden van een windsnelheid gelijk aan $V \times \sqrt{\gamma}$ met γ de veiligheidsfactor van de door de wind belaste constructies. Voor $\gamma = 1,5$ houdt dit een overschrijdingskans in van 1 keer in de 75 jaar. De werkelijk optredende overschrijdingskans is nog kleiner.



Figuur 3.2 Grootte van de stuwdruk q als functie van de hoogte h boven het maaiveld, landsituatie.

Als de werkelijke veiligheidsfactor γ 10 % groter is dan 1,5 dan treedt overbelasting op met een overschrijdingskans van één keer in de 150 jaar. De maximale windsnelheid treedt alleen op op voor wind gunstige plaatsen. Dit is een beperkt aantal plaatsen per land. De extreme windrichting komt niet overeen met de meest ongunstige richting voor de constructie. Hierdoor wordt de kans op het optreden van de extreme windsnelheid voor de constructie verkleind.

Het resultaat van al deze afwegingen en kansberekeningen is dat de stuwdruk q gelijk is aan de waarden die vermeld staan in tabel 3.1. In figuur 3.2 is een grafische weergave van de stuwdrukken van tabel 3.1 gegeven. De duur van de belasting is afhankelijk van de grootte van de windvlaag die de constructie treft. Bij een windsnelheid van 20,5 m/s, extreme windsnelheid op land, duurt de vlaag ongeveer 20 sec. als de door de vlaag getroffen constructie een hoogte heeft van 80 m.

De windsnelheid V met 40 % kans 1 maal per 5 jaar te worden overschreden, treedt op in een vlaag met een duur van ongeveer 3 sec. Het uurgemiddelde van de windsnelheid waarin deze vlaag optreedt is 20,5 m/s en is in figuur 3.1 aangegeven als TGB(land) Deze windsnelheid dient als basiswindsnelheid in berekeningen voor windbelastingen. De bijbehorende stuwdruk is:

$$q = \frac{1}{2} \rho V_0^2 (h/h_0)^{2\alpha}$$

met ρ = soortelijke massa lucht = 1,25 kg/m³
 V_0 = windsnelheid, in dit geval 20,5 m/s
 h = hoogte boven maaiveld
 h_0 = 10 m = meethoogte windsnelheid
 α = parameter voor windsnelheidsverdeling over de hoogte, voor land $\alpha \approx 0,19$

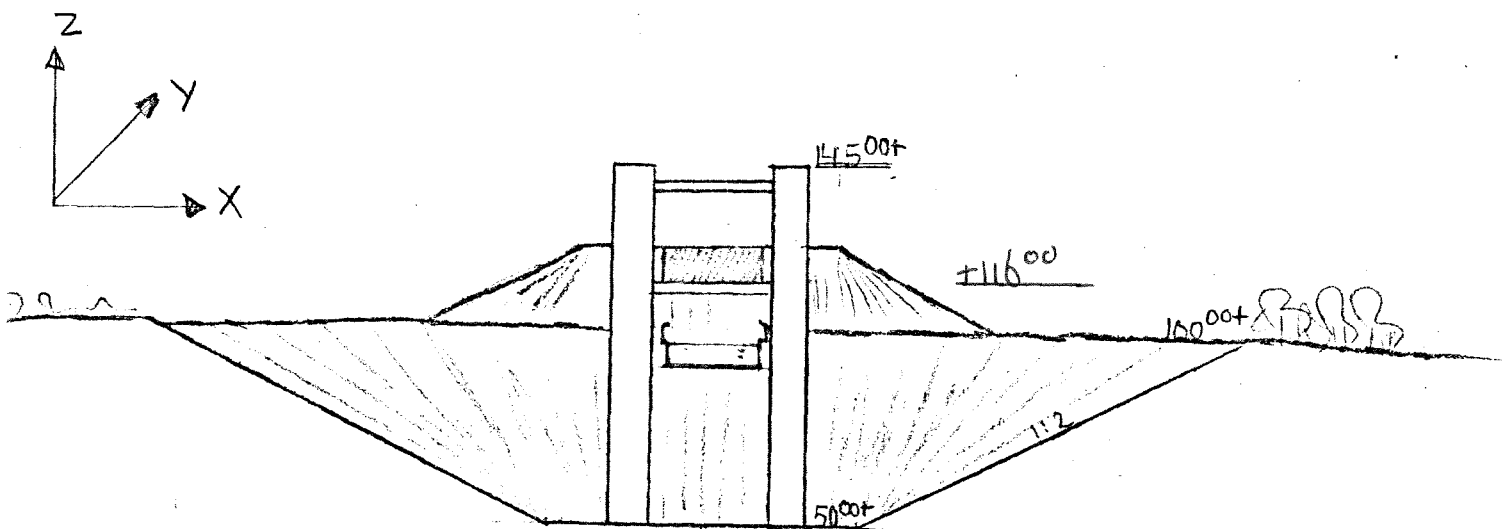
De stuwdruk q in de vlaag wordt weergegeven door:

$$q = \frac{1}{2} \rho V_0^2 (h/h_0)^{2\alpha} \times (1 + g \cdot r \cdot \sqrt{T_b})$$

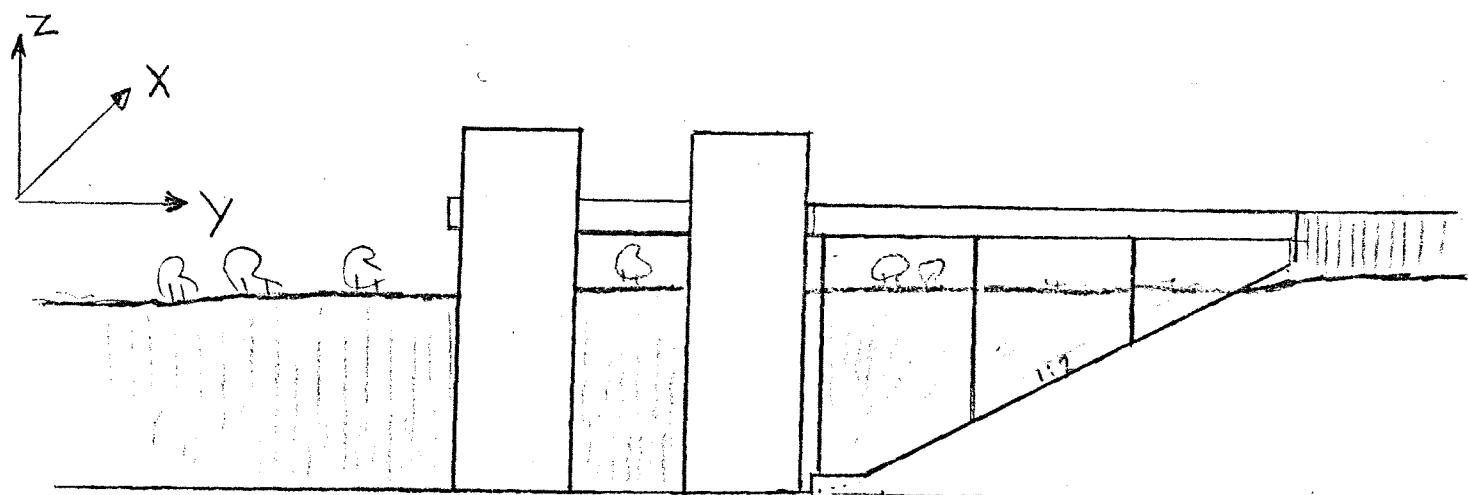
met g = piekfactor windsnelheid ≈ 4
 r = invloed ruwheid terrein
 T_b = vlaaginvoer

De stuwdruk q in de vlaag is weergegeven in tabel 3.1 Naast druk op een constructie kan de wind ook trillingen opwekken in de constructie. Dit probleem wordt veroorzaakt door de "Von Karman" wervels. Deze regelmatige luchtwervelingen kunnen de constructie opslingeren als de frequentie samenvalt met de eigenfrequentie van de constructie.

Extreme windvlagen geven grote belastingen op de hefbak. De belasting wordt via de dwarsgeleidingsverinstelsels op de torens overgebracht. Om overbelasting van de dwarsgeleidingsverinstelsels te voorkomen wordt het hefwerk stilgelegd. Tevens gaan grote belastingen op het dwarsgeleidingsverinstelsel gepaard met grote verplaatsingen. Tijdens het heffen is dit geen bezwaar. Wordt de hefbak gekoppeld aan het landhoofd, zodat de schepen de bak kunnen verlaten, dan zijn grote verplaatsingen uit den boze omdat zij de afdichtingsprofielen kunnen beschadigen. Het hefwerk Luneburg is uitgerust met een volledig weerstatione dat waarschuwt wanneer te grote windsnelheden kunnen optreden. Hierop wordt het hefwerk tijdelijk buiten werking gesteld. Aangenomen wordt dat de windbelasting op de hefbak tijdens normale bedrijfsomstandigheden bepaald wordt door een windsnelheid van 20,5 m/s.



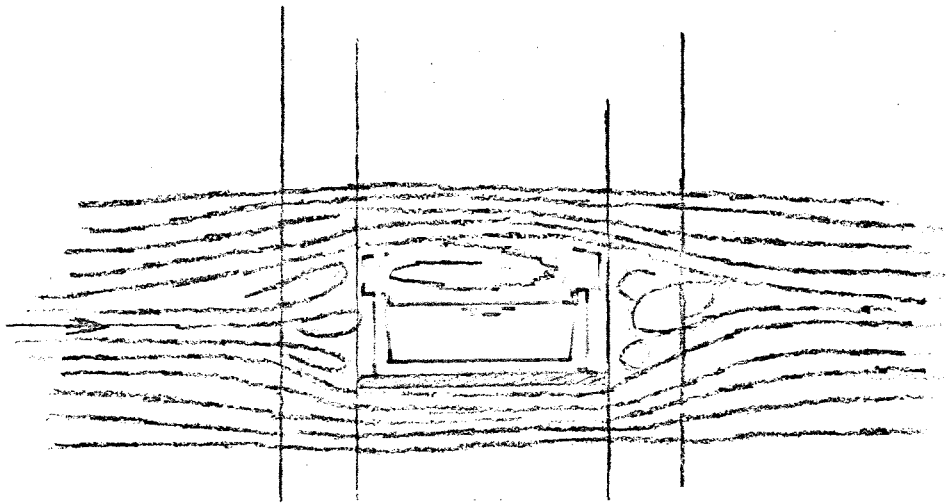
Figuur 3.3 Dwarsdoorsnede over het hefwerk complex.
 schaal 1:200.



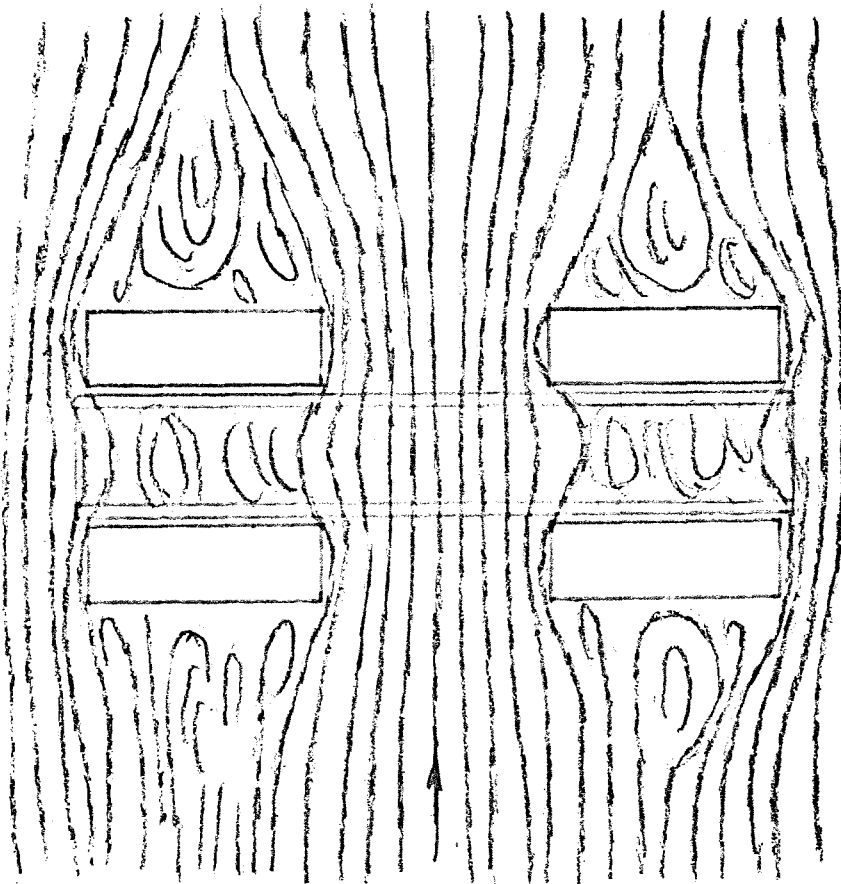
Figuur 3.4 Langsdoorsnede over het hefwerkcomplex.
 schaal 1:200.

3.1.2 Plaats van het hefwerk in het landschap

In figuur 3.3 is een dwarsdoorsnede gegeven over het gehele hefwerkcomplex. De figuur laat zien dat het hefwerk verdiept in het landschap ligt. Dit betekent dat de winddruk op de hefbak en heftorens lager zal zijn dan in de situatie van een vlak terrein rond het hefwerk. De juiste vermindering is moeilijk te schatten. Daarom wordt de veilige situatie aangehouden als zou het hefwerk op een vlak terrein staan. De winddruk is dan gelijk aan die van figuur 3.2. In figuur 3.4 is een lengte doorsnede gegeven over het hefwerk. Vanaf het benedenpand kan de wind over grote lengte waaien voordat zij het hefwerk op haar weg vindt. Dit betekent dat de winddruk zich kan ontwikkelen, zoals in figuur 3.2 is weergegeven. Door aanwezigheid van bomen en bebouwing kan de druk afnemen. Door het optreden van valwinden in de uitgraving van het benedenpand kunnen extra versnellingen van de wind ontstaan. Beide invloeden worden buiten beschouwing gelaten. Dit omdat dit waarschijnlijk windtunnel onderzoek zou vereisen voor de bepaling van de juiste invloed. De windbelasting van de bovenpandzijde is veel kleiner dan van de benedenpandzijde. Dit omdat de wind dicht langs het maaiveld waait voordat het hefwerk door de wind wordt getroffen. Ook hier wordt toch de stuwdruk aangehouden zoals in figuur 3.2 is weergegeven.



Zijaanzicht



Bovenaanzicht

Figuur 3.5 Windstroomlijnen rond de hefbak bij een wind-
richting loodrecht op de lengteas van de
hefbak.

3.1.3 Windbelasting op de hefbak kwalitatief

De hefbak kan 73,15 m in hoogte variëren. Dit houdt in dat de windbelasting op de hefbak met de hoogte van de bak toeneemt. Van belang zijn twee reacties van de hefbak ten gevolge van de windbelasting op de hefbak.

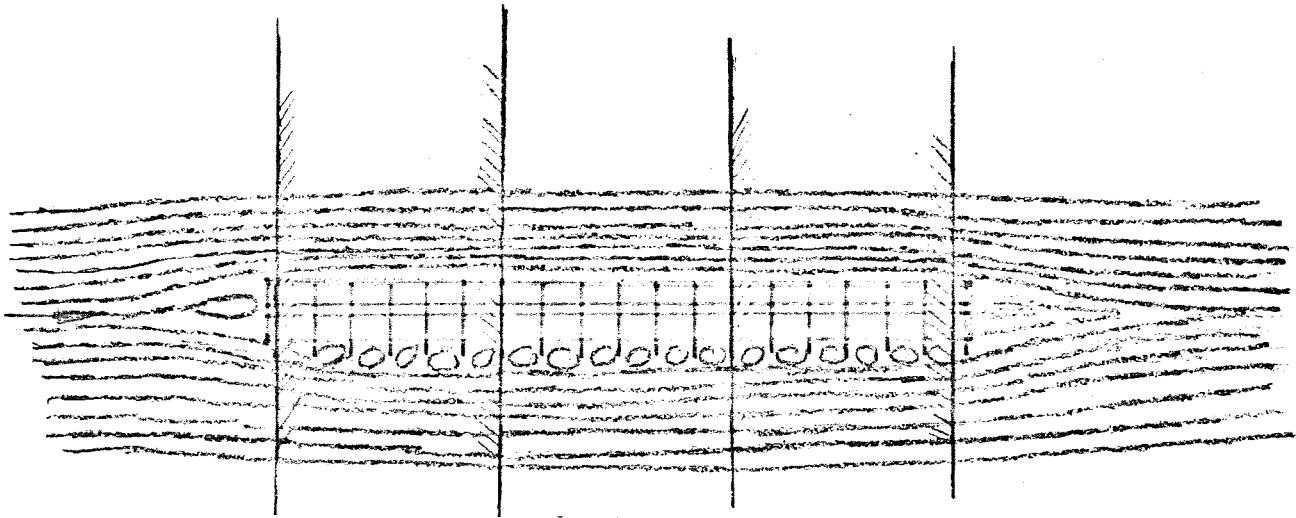
Ten eerste de hefbak draagt de stuwdruk van de wind over op de dwarsgeleidingsverenstelsels. Deze geleidingsstelsels bewegen met de hefbak op en neer. Het is dus noodzakelijk de maximale belasting op de hefbak te berekenen. Dit omdat de verenstelsels deze maximale belasting moeten kunnen opnemen en overdragen op de geleidingstorens.

Ten tweede varieert de plaats waar de dwarsgeleidingsstelsels zich afzetten tegen de geleidingstorens. Dit is van belang voor de sterkte berekening van de torens. In figuur 3.5 is weergegeven hoe de windstroomlijnen ongeveer lopen bij een windrichting loodrecht op de lengteas van de hefbak. Het dichter naar elkaar toegaan van de stroomlijnen betekent dat de windsnelheid daar ter plaatse toeneemt. Dit wordt veroorzaakt door de aanwezigheid van de torens. Bij afwezigheid van de torens zou hetzelfde verschijnsel in mindere mate opgetreden zijn. Een grotere snelheid vergroot de stuwdruk op het belaste oppervlak van de hefbak. Het effect wordt verwaarloosd omdat in de berekening toch al te hoge stuwdrukken worden aangehouden zoals in paragraaf 3.1.2 is duidelijk gemaakt.

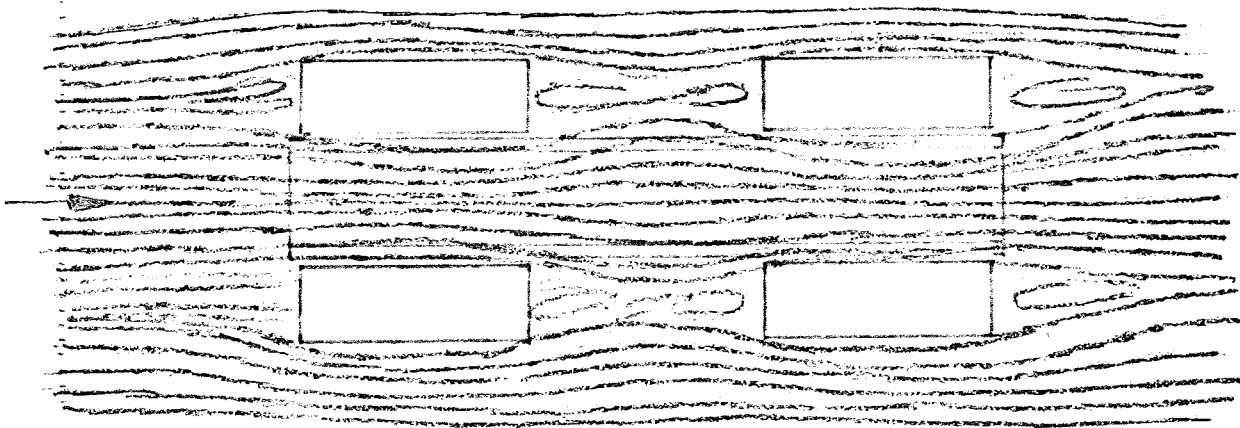
De torens zijn ongeveer 30 m lang zodat de aangeblazen dwarsafmeting van de hefbak ongeveer 30 m bedraagt voor de berekening van de windbelasting met richting loodrecht op de lengteas van de hefbak. De hoogte is 8 m.

In figuur 3.6 is weergegeven hoe de stroomlijnen verlopen bij windrichting evenwijdig aan de lengteas van de hefbak. Voor de stuwdruk geldt de zelfde redenering als bij de windrichting loodrecht op de lengteas. Voor de winddruk wordt de hefbak benaderd door een rechthoekige balk met de maten $15 \times 8 \times 9,3 \text{ m}^3$. Naast druk treedt er ook nog windwrijving op. Doordat de bovenzijde van de hefbak beschermd wordt tegen wind door een schermconstructie zoals figuur 2.7 laat zien, treden er windwervels op tussen de windschermen. Ter vereenvoudiging wordt de bovenzijde beschouwd als een horizontaal vlak met een breedte van 15 m en een lengte van 93 m.

Aan de onderzijde van de hefbak steken de dwarsdragers beneden de hefbakbodem uit. Hierdoor neemt de windwrijving toe zowel voor de windrichting evenwijdig aan de lengteas als voor de windrichting dwars op de lengteas.



Zijaanzicht



Bovenaanzicht

Figuur 3.6 Windstroomlijnen rond de hefbak bij een windrichting evenwijdig aan de lengte as van de hefbak.

De toename van de windwrijving wordt meegenomen door de oppervlakte van de bodem met een factor 2 te vermenigvuldigen. Deze wordt dan $2 \times 15 \times 93 \text{ m}^2$. De maximale hefhoogte van de hefbak ten opzichte van het maaiveld is gemiddeld 70 m. De stuwdruk wordt gemiddeld over de hefhoogte genomen. De waarde van de stuwdruk is 1200 N/m^2 .

In tabel 3.2 staan alle gebruikte symbolen vermeld voor de windbelastingberekening. In tabel 3.3 zijn de numerieke waarden van de symbolen bepaald aan de hand van figuren, tabellen en artikels van NEN norm 3850. De nummers van de figuren, tabellen en artikels alsmede de waarde van de verschillende waarden van de grafieksvariabelen zijn vermeld. Met de gevonden waarden en de bovengenoemde benaderingen wordt in de volgende paragraaf de windbelasting op de hefbak berekend.

Tabel 3.2

Lijst van gebruikte symbolen bij de berekening van de windbelasting

H	Hoogte constructie boven maaiveld
Z	Hoogte getroffen oppervlakte van de hefbak
B	Breedte getroffen oppervlakte van de hefbak
q	Stuwdruk als functie van de hoogte boven maaiveld
C_d	Coefficient die de invloed van de winddruk weergeeft
C_z	Coefficient die de invloed van de windzuiging weergeeft
C_w	Coefficient die de invloed van de windwrijving weergeeft
ϕ_1	Dynamische invloedsfactor // windrichting
r	Ruwheidsfactor van het terrein
T_b	Vlaaginvloed
T_r	Trillingsinvloed op de constructie
F_D	Vlaag energieverhouding
S	Reductiecoëfficiënt voor grote afmetingen van de constructie
D	Dempingsmaat in dit geval dempingsmaat veren dwarsgeleidingsverenstelsels.
f_e	Eigenfrequentie hefbak
V_u	Gemiddelde uurwindsnelheid in vlag die met 50 % kans 1 maal per 5 jaar wordt overschreden

Tabel 3.3

Berekening van de waarden van de verschillende symbolen aan de hand van TGB 72, NEN 3850.

Symbool	Numerieke waarden	Functie variabelen	Opmerkingen	Artikel of figuur nummer
H	73 m		hoogte boven maai-veld	
Z	8 m		hoogte hefbak	
B	30 m			
q	variabel	H	Tabel 3.4 kolom 1	Tabel 6
C _d	+ 0,8			Art. 2.3.3.1
C _z	- 0,4			Art. 2.3.3.2
C _w	0,04			Art. 2.3.3.3
r	0,25-0,36	H=0,75 m	Hefhoogte	Fig. 3
T _b	2,0	Z = 8 m		Fig. 4
T _r	0,6	(F _D ×S)/D		Art. 2.3.7.1.1
F _D	0,30	f _e /V _u		Fig. 5
f _e	112,5×10 ⁻³	1/2πω	ω=√2 par. 2.3.2	
V _u	20,5-27,9	H	Zie voetnoot	
S	1	B/Z, (f _e ×Z)/V _u		Fig. 6
B/Z	≈ 4			
(f _e ×Z)/V _u	≈ 4×10 ⁻²			
D	0,5		Aanname dempings- maat veren	
φ ₁	≈ 1,1			Art. 2.3.7.1.1

V_u = Winduurgemiddelde met 50 % kans 1 maal per 5 jaar te worden overschreden.

$$V_u = 1,25 \sqrt{q / (1 + 4r\sqrt{T_b})} \quad \text{met } q \text{ volgens tabel 6}$$

$$H = 75 \text{ m} \quad V_u \approx 27,9 \text{ m/s}$$

$$H = 0 \text{ m} \quad V_u \approx 20,5 \text{ m/s}$$

Tabel 3.4

Windbelasting op de hefbak

Stuwdruk q	Rich- ting	Winddruk/Zuiging kwalita- tief	grootte	Windwrijving kwalita- tief	grootte	Wind- belasting
N/m ²	-	-	kN	-	kN	kN
1	2	3	4	5	6	7
1200	X	F _a * 1	+ 440	F _b	+ 102	+ 546
710	X	F _a * 1	+ 262	F _b	+ 61	+ 323
690	X	F _a	+ 225	F _b	+ 57	+ 282
260	X	F _a	+ 88	F _b	+ 22	+ 110
1200	Y	F _a * 1	+ 190	F _b	+ 273	+ 463
710	Y	F _a * 1	+ 112	F _b	+ 161	+ 273
690	Y	F _a	+ 97	F _b	+ 152	+ 243
260	Y	F _a	+ 38	F _b	+ 59	+ 98

Met $F_a = \text{Opp.} \cdot q \cdot (C_d + C_z)$ en $F_b = \text{Opp.} \cdot q \cdot C_w$

3.1.4 Windbelasting op de hefbak kwantitatief

Het assenstelsel is georiënteerd zoals dat in de figuren 3.3 en 3.4 is aangegeven. X richting is loodrecht op de hefbakas en de Y richting is evenwijdig aan de lengteas van de hefbak. De positieve Y richting is vanuit de hefbak richting kanaalbrug. De windbelasting bestaat uit winddruk en windwrijving. De winddruk is groot: $Opp. \times q \times (C_d + C_z) \times \phi_1$. Het oppervlak is de oppervlakte die aangevaren wordt in de vorige paragraaf is deze vastgesteld. Voor X richting is deze oppervlakte in totaal $35 \times 8 = 280 \text{ m}^2$. Voor de Y richting is deze oppervlakte $15 \times 8 = 120 \text{ m}^2$. $C_d + C_z$ te samen is 1,2 en ϕ heeft de waarde 1,1. De windwrijving is groot: $Opp. \times q \times C_w$. Het oppervlak is de oppervlakte die bloot staat aan windwrijving. De bodem van de hefbak telt dubbel zodat voor de X richting de oppervlakte gelijk is aan $(15 \times 3 + 2 \times 8) \times 35 = 2135 \text{ m}^2$. Voor de Y richting is deze oppervlakte gelijk aan $(15 \times 3 + 2 \times 8) \times 93 = 5673 \text{ m}^2$. De waarde $C_w = 0,04$. De extreme waarde van q varieert van 710 N/m^2 tot 1200 N/m^2 op de hefbak, afhankelijk van de hoogte van de hefbak. Daarom wordt voor deze twee waarden de totale windbelasting berekend. Van belang is de winddruk die gedurende lange tijd op de hefbak werkt. Deze wind heeft een uurgemiddelde windsnelheid V met 40 % kans 1 maal per 5 jaar te worden overschreden. Deze geeft 670 N/m^2 stuwdruk op een hoogte van 75 m boven maaiveld. Ook voor deze waarde van q wordt de totale windbelasting berekend. Voor maaiveld hoogte is de waarde van q gelijk aan 260 N/m^2 . Het resultaat staat vermeld in tabel 3.4.

.....

3.2 Hydraulische belasting op de hefbak

Tijdens het binnenvaren van de hefbak door een schip ontstaan waterbewegingen in de hefbak die zich uiten in een waterspiegeldaling naast het schip en een waterspiegelstijging voor de boeg van het schip tot de sluisdeur.

Van belang in deze studie is de maatgevende combinatie van spiegeldaling en spiegelstijging in de hefbak die de grootste krachtsvariatie geeft op de dragers van de hefbak ten opzichte van de evenwichtsstand met een vlakke waterspiegel. Hiervoor worden de meest maatgevende gevallen van de spiegeldaling bepaald. Later wordt dan in combinatie met de daarbij optredende spiegelstijging de krachtsvariaties op de dragers berekend. De onderzochte gevallen zijn de volgende:

- Het binnenvaren van lege schepen, behorende tot laadvermogen klassen 1 t/m 5, met de maximaal toegestane invaarsnelheid van 2 m/s
- Het binnenvaren van geladen schepen, behorende tot de laadvermogenklassen 1 t/m 5, met de maximaal mogelijke invaarsnelheid.
- Het binnenvaren van een schip met de maximale invaarsnelheid terwijl reeds één of twee schepen in de hefbak zijn afgemeerd. Deze combinatie van schepen wordt in paragraaf 3.2.1 bepaald.

Daarnaast worden de waterdrukken op de verschillende onderdelen van de hefbak berekend die krachten geven in de geleidingsverenstelsels van de hefbak. Hieronder vallen ook treskrachten die schepen op de hefbak uitoefenen. De gegevens zijn ontleend aan deel A en dictaat Verkeerswaterbouwkunde van Prof. ir. L. van Bendegom.

hoogte h boven maai- veld in m	1	2
	aan Noordzeekust	land
	in N/m ² (kgf/m ²)	in N/m ² (kgf/m ²)
≦ 7	970 (97)	710 (71)
8	990 (99)	730 (73)
9	1010 (101)	750 (75)
10	1020 (102)	770 (77)
15	1070 (107)	830 (83)
20	1120 (112)	880 (88)
25	1150 (115)	930 (93)
30	1190 (119)	970 (97)
35	1220 (122)	1010 (101)
40	1250 (125)	1040 (104)
45	1270 (127)	1070 (107)
50	1300 (130)	1100 (110)
55	1320 (132)	1120 (112)
60	1330 (133)	1140 (114)
65	1350 (135)	1160 (116)
70	1360 (136)	1180 (118)
75	1380 (138)	1200 (120)
80	1390 (139)	1220 (122)
85	1400 (140)	1230 (123)
90	1410 (141)	1250 (125)
95	1420 (142)	1260 (126)
100	1430 (143)	1280 (128)
110	1450 (145)	1300 (130)
120	1460 (146)	1320 (132)
130	1480 (148)	1340 (134)
140	1490 (149)	1360 (136)
150	1500 (150)	1380 (138)
160	1510 (151)	1400 (140)
170	1520 (152)	1410 (141)
180	1530 (153)	1430 (143)
190	1540 (154)	1440 (144)
200	1550 (155)	1450 (145)
250	1570 (157)	1510 (151)
300	1600 (160)	1560 (156)

Tabel 3.1 Stuwdrukwaarden volgens tabel 6 van de T.G.B. 1972.

.....

3.2.1 Bepaling maatgevende combinatie van schepen waardoor de grootste spiegeldaling optreedt

Schepen van laadvermogenklassen 3,4 en 5 zijn zo groot dat zij slechts alleen in de hefbak kunnen. Slechts schepen van laadvermogenklasse 1 (Spitsen) en laadvermogenklasse 2 (Kempenaren) kunnen gezamenlijk in één hefbak. Er zijn zestien verschillende combinaties van Spitsen en Kempenaren mogelijk wat invaar situatie betreft van het invarend schip. Bij deze combinaties komen alleen lege of volledig geladen schepen voor. De spiegeldaling van bijvoorbeeld half geladen schepen ligt tussen de spiegeldaling van het lege schip en het geladen schip. Hierdoor kan de spiegeldaling van het half geladen schip of schepen bepaald worden door interpolatie. De zestien combinaties zijn vermeld in tabel 3.8, kolom 2.

In figuur 3.10 is de factor z/h het grootst in de linker bovenhoek van de figuur. De factor z/h geeft de grootte weer van de spiegeldaling z bij een gegeven waterdiepte h . Hoe groter de factor z/h hoe groter de spiegeldaling z . Als de factor z/h groot is dan moet de factor V/\sqrt{qh} klein en de factor f/F groot zijn volgens figuur 3.10. Met deze gegevens kan dan snel de maatgevende combinatie van schepen in tabel 3.5 bepaald worden.

De combinaties 9,10,15 en 16 van tabel 3.5 geven de grootste spiegeldalingen. De combinaties worden verder uitgewerkt wat spiegeldaling en stijgingen betreft. Ter vereenvoudiging worden bovenstaande combinaties omgenummerd van 1 tot en met 4

- Combinatie 1: Geladen Spits vaart met maximale invaarsnelheid de hefbak binnen. In de bak ligt reeds een geladen Spits afgemeerd nabij het begin van de hefbak.
- Combinatie 2: Geladen Spits vaart met maximale invaarsnelheid de hefbak binnen. In de bak ligt reeds een geladen Kempenaar afgemeerd.
- Combinatie 3: Geladen Kempenaar vaart met maximale invaarsnelheid de hefbak binnen. In de hefbak ligt reeds een lege Spits afgemeerd.
- Combinatie 4: Geladen Kempenaar vaart met maximale invaarsnelheid de hefbak binnen. In de hefbak ligt reeds een geladen Spits afgemeerd.

De spiegeldalingen worden berekend in tabel 3.9.

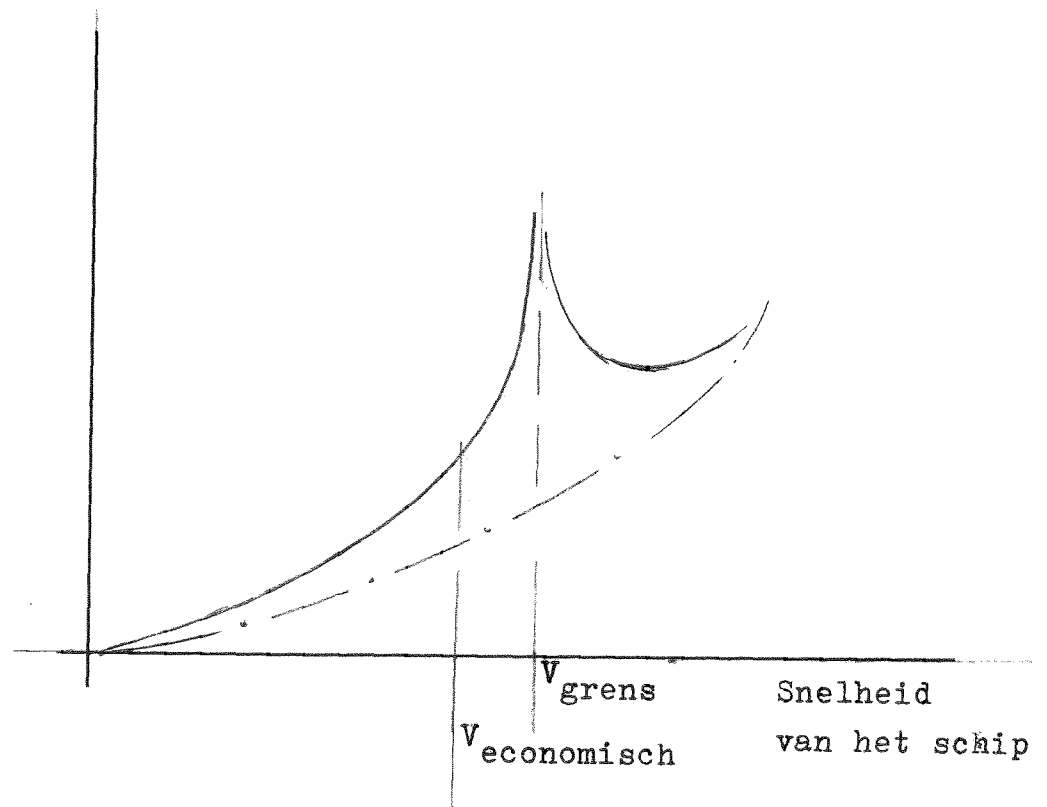
Tabel 3.5

Combinaties van schepen tijdens het invaren van schepen in de hefbak.

Combinatie	Binnenvarend schip	Reeds afgemeerde schepen aan de ingang van de hefbak	f/F	V/\sqrt{qh} grens
1	Lege Spits	geen	0,083	0,665
2	Lege Spits	Lege Spits	0,091	0,642
3	Lege Spits	Lege Kempenaar	0,093	0,640
4	Lege Spits	Geladen Spits	0,112	0,622
5	Lege Spits	Geladen Kempenaar	0,135	0,600
6	Geladen Spits	geen	0,255	0,410
7	Geladen Spits	Lege Spits	0,278	0,405
8	Geladen Spits	Lege Kempenaar	0,285	0,400
9	Geladen Spits	Geladen Spits	0,342	0,328
10	Geladen Spits	Geladen Kempenaar	0,412	0,272
11	Lege Kempenaar	geen	0,106	0,615
12	Lege Kempenaar	Lege Spits	0,116	0,607
13	Lege Kempenaar	Geladen Spits	0,143	0,532
14	Geladen Kemp.	geen	0,382	0,292
15	Geladen Kemp.	Lege Spits	0,472	0,220
16	Geladen Kemp.	Geladen Spits	0,512	0,192

De meest maatgevende combinaties zijn 9,10,15 en 16. De combinaties 1,6,11 en 14 staan ook vermeld in de tabellen 3.6 en 3.7

Energie-
verbruik



———— Beperkt water

- . - . - . Onbeperkt water

$V_{\text{economisch}} = 0.4 \text{ à } 0.5 \text{ gh}$

Figuur 3.7 Energieverbruik van een schip bij toenemende vaarsnelheid van het schip.

3.2.2 Waterspiegeldaling

De waterspiegeldaling wordt veroorzaakt door de retourstroom van het water naast en onder het schip. De retourstroom ontstaat door het feit dat het schip zich voortbeweegt in de hefbak. Hierdoor wordt water van voor de boeg van het schip naar achter het schip gestuwd.

De maximale invaarsnelheid, ook wel grenssnelheid genaamd wordt bepaald door de maximale snelheid van het water van de retourstroom. Deze maximale snelheid is de snelheid van schietend water. Vaart een schip met de grenssnelheid, zodat de snelheid van het water van de retourstroom gelijk is aan de snelheid van schietend water, dan is het energieverbruik erg hoog. Dit laat figuur 3.7 zien. Reductie van de snelheid tot 90 % van de grenssnelheid geeft een halvering van het energieverbruik. In de praktijk is daarom de kruissnelheid van een binnenvaartschip dan ook 0,8 à 0,9 maal de grenssnelheid.

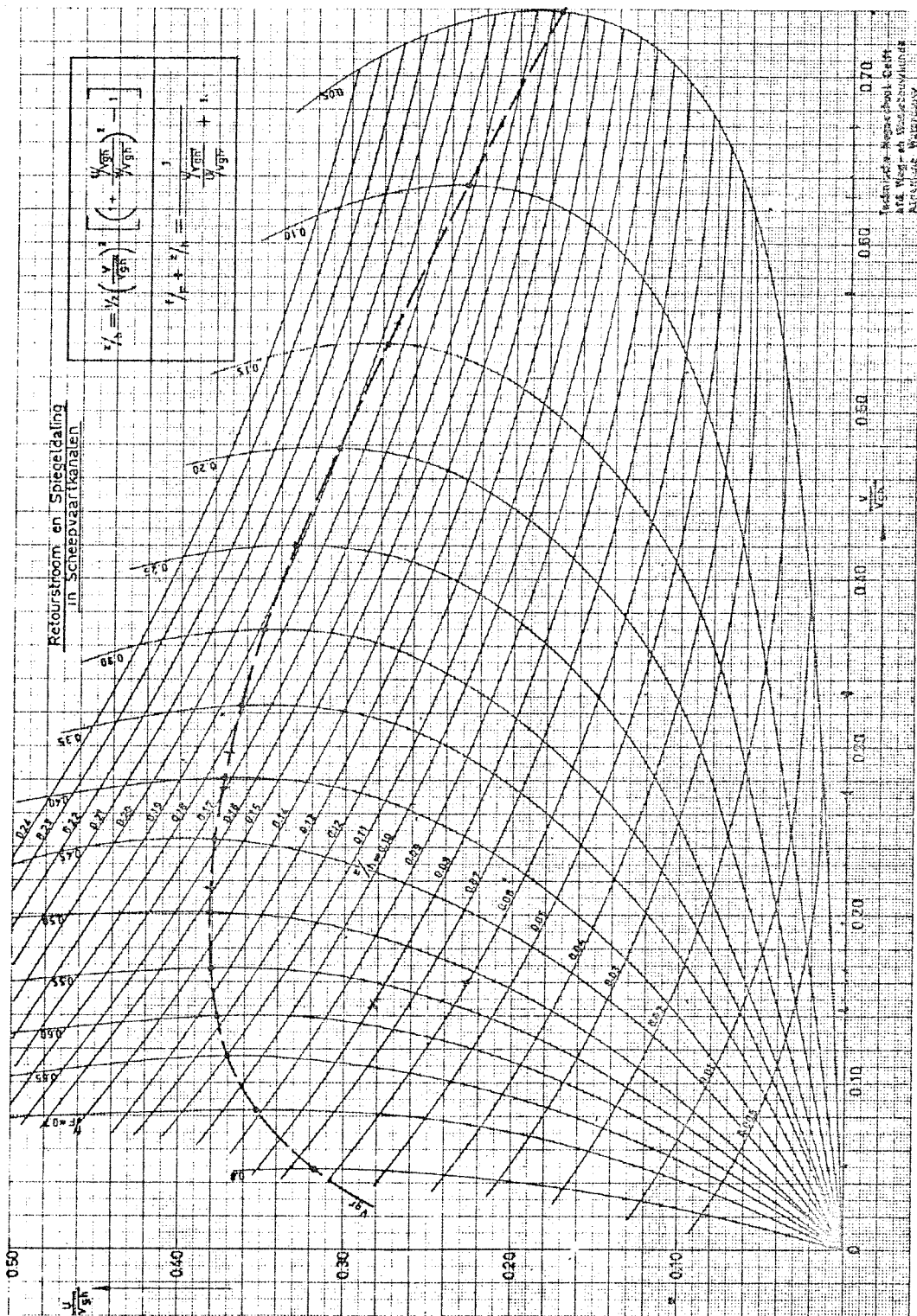
In deze berekening wordt voor de maximale invaarsnelheid van een schip 0,8 maal de grenssnelheid genomen. Ligt deze snelheid boven de 2 m/s dan wordt de invaarsnelheid verlaagd tot 2 m/s.

De grootte van de spiegel­daling hangt niet alleen af van de invaarsnelheid maar ook van de verhouding van de oppervlakte grootspantschip (f) en de natte oppervlakte van de hefbak of drempel (F). De waarde van $F = 12 \times 3,60 = 43,2 \text{ m}^2$

In figuur 3.8 is het verband weergegeven tussen invaarsnelheid schip (factor V/\sqrt{gh}) en de spiegel­daling (factor z/h) met als onafhankelijke variabele de verhouding f/F . In deze berekening wordt uitgegaan van standaardschepen van tabel 3.6.

De invaarsnelheid wordt op de volgende wijze bepaald. Uitgaande van de verhouding f/F van een schip kan met behulp van de gevonden factor V/\sqrt{qh} grens de invaarsnelheid gevonden worden. Deze wordt met 0,8 vermenigvuldigd of verlaagd tot 2 m/s. Met de berekende maximale invaarsnelheid wordt dan de factor V/\sqrt{qh} bepaald. Samen met de factor f/F kan dan de factor z/h uit de grafiek worden bepaald. Hiermee kan dan de spiegel­daling z bij een berekende water­diepte h bepaald worden.

De spiegel­daling vindt alleen plaats over de lengte van het schip. Voor het schip uit treedt een spiegel­stijging op ten gevolge van translatiegolven. Achter het schip lopen ook translatiegolven die echter een geringe spiegel­daling geven. De berekende spiegel­daling z is de gemiddelde spiegel­daling over de lengte van het schip. De maximale spiegel­daling kan tot drie keer de gemiddelde spiegel­daling oplopen. In de berekening van de krachtsvariatie wordt de spiegel­daling gelijkmatig verdeeld over de lengte van het schip aan genomen.



Figuur 3.8 Spiegeldaling en Retourstroom

Tabel 3.6 Gegevens laadvermogenklassen en standaardschepen van de binnenvaartvloot.

laadverm. klasse nr.	klassegrenzen (tonnen)	standaardschip										
		laadverm. tonnen	lengte m	breedte m	diepgang		motor- verm. pk.	opp.dwaarsprofiel m ²			waterverpl. (tonnen)	
					gel.	m		gel.	85%	leeg	gel.	leeg
0	50- 199	125	25,0	4,6	1,6	1,4	60	7,4	6,4	3,2	165	40
1	200- 449	325	39,0	5,1	2,3	2,1	140	11,7	10,7	3,6	425	100
2	450- 749	550	50,0	6,6	2,5	2,2	260	16,5	14,5	4,6	710	160
3	750-1149	925	67,0	8,2	2,5	2,2	520	20,5	18,0	6,8	1180	255
4	1150-1549	1350	80,0	9,5	2,6	2,3	730	24,7	21,9	9,3	1740	390
5	1550-2549	2000	95,0	11,5	2,7	2,4	1100	31,0	27,6	12,3	2600	600
6	2550-4999	4100	175,0	11,4	3,0	2,6	1200	34,2	29,5	17,0	5150	1050
7	≥ 5000	8800	185,0	22,8	3,2	2,8	2500	73,0	63,7	17,0	10600	1800

Tabel 3.7

Spiegeldalingen in de hefbak veroorzaakt door het binnenvaren van volleding geladen schepen als functie van de invaarsnelheid. De berekening is uitgevoerd met behulp van figuur 3.8.

Scheepstype	f/F	V/\sqrt{qh}	Invaarsnelheid V	z/h	Spiegeldaling
-	-	-	m/s	-	m
1	2	3	4	5	6

invaarsnelheid is gelijk aan de grenssnelheid

Spits	0,250	0,410	2,46	0,190	0,68
Kempenaar	0,380	0,295	1,77	0,150	0,63
DEK schip	0,470	0,215	1,29	0,150	0,54
Europaschip	0,570	0,180	1,08	0,130	0,47
Duwbak	0,790	0,050	0,30	0,065	0,23

invaarsnelheid is gelijk aan 0,8 maal de grenssnelheid

Spits	0,250	0,333	2,00	0,06	0,22
Kempenaar	0,380	0,233	1,40	0,06	0,22
DEK schip	0,470	0,167	1,00	0,05	0,18
Europaschip	0,570	0,143	0,86	0,08	0,29
Duwbak	0,790	0,040	0,24	0,02	0,08

Tabel 3.8

Spiegeldalingen in de hefbak veroorzaakt door het binnenvaren van lege schepen als functie van de invaarsnelheid. De berekening is uitgevoerd met behulp van figuur 3.8.

Scheepstype	f/F	V/\sqrt{qh}	Invaarsnelheid V	z/h	Spiegel-daling
-	-	-	m/s	-	m
1	2	3	4	5	6

invaarsnelheid is gelijk aan de grenssnelheid

Spits	0,083	0,665	4,0	0,165	0,59
Kempenaar	0,106	0,615	3,7	0,175	0,63
DEK schip	0,157	0,515	3,1	0,185	0,67
Europaschip	0,215	0,460	2,7	0,190	0,68
Duwbak	0,230	0,460	2,1	0,190	0,68

invaarsnelheid is gelijk aan 0,8 maal de grenssnelheid

Spits	0,083	0,53	3,2	0,040	0,15
Kempenaar	0,106	0,50	3,0	0,050	0,18
DEK schip	0,157	0,41	2,5	0,055	0,20
Europaschip	0,215	0,37	2,2	0,064	0,23
Duwbak	0,230	0,28	1,7	0,040	0,15

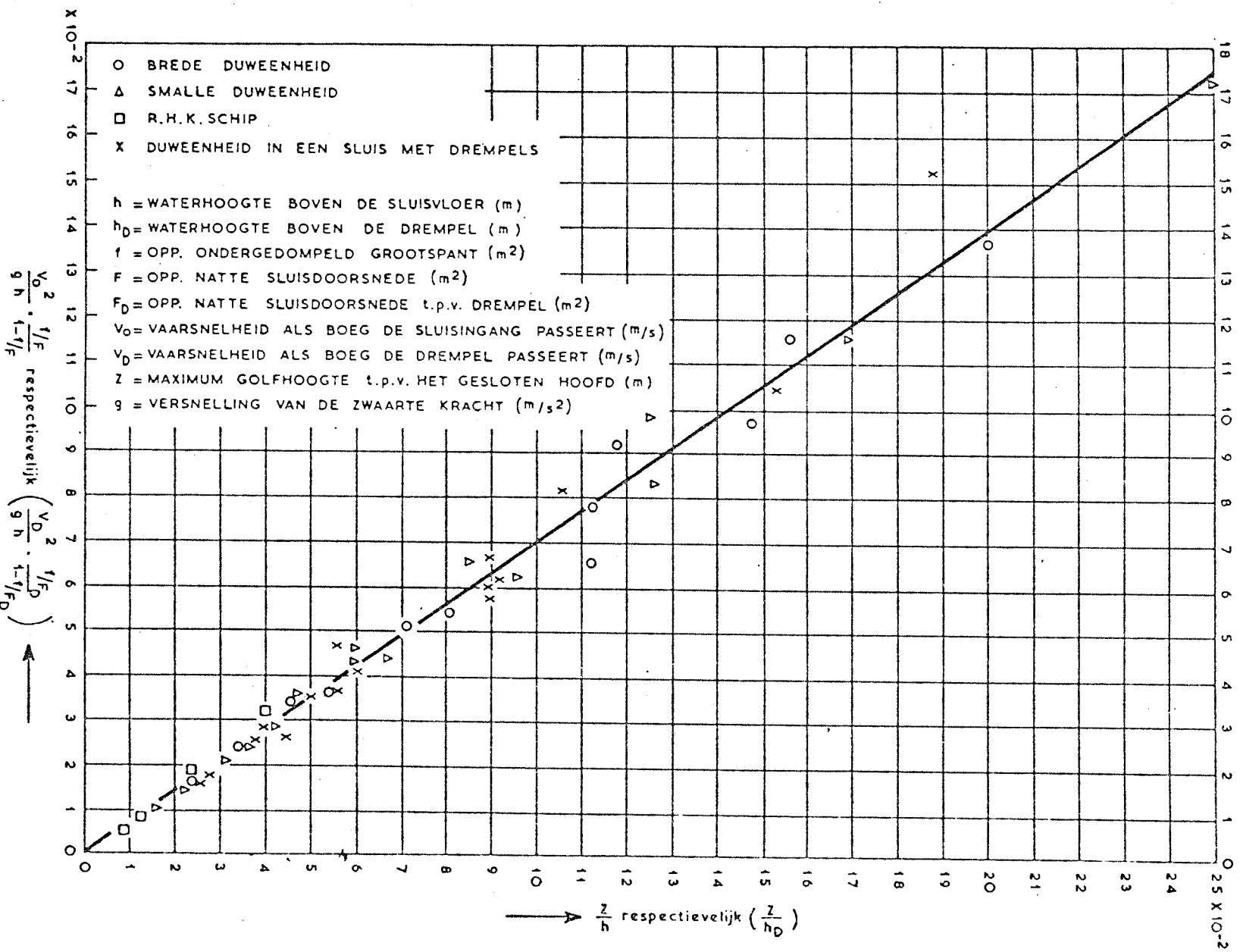
invaarsnelheid is gelijk aan 2 m/s

Spits	0,083	0,333	2,0	0,016	0,06
Kempenaar	0,106	0,333	2,0	0,020	0,07
DEK schip	0,157	0,333	2,0	0,030	0,11
Europaschip	0,215	0,333	2,0	0,050	0,18
Duwbak	-	-	-	-	-

Tabel 3.9

Spiegeldalingen in de hefbak veroorzaakt door het binnenvaren van schepen als functie van de invaarsnelheid. In de hefbak zijn reeds één of meer schepen afgemeerd. De berekening is uitgevoerd met behulp van figuur 3.8.

Combinatie van schepen	f/F	V/\sqrt{qh}	Invaarsnelheid V	z/h	Spiegel daling
-	-	-	m/s	-	m
1	2	3	4	5	6
invaarsnelheid gelijk aan de grenssnelheid					
1	0,342	0,328	2,00	0,183	0,66
2	0,412	0,272	1,60	0,175	0,63
3	0,427	0,220	1,30	0,165	0,59
4	0,512	0,192	1,15	0,145	0,52
invaarsnelheid gelijk aan 0,8 maal de grenssnelheid					
1	0,342	0,267	1,60	0,064	0,23
2	0,412	0,217	1,30	0,060	0,23
3	0,427	0,175	1,05	0,040	0,15
4	0,512	0,153	0,90	0,055	0,20



Figuur 3.9 Maximale hoogte van de translatiegolf ter
 plaats van het gesloten hoofd.

3.2.3 Waterspiegelstijging

De translatiegolven worden opgewekt door het opstuwen van het water door de boeg van het schip dat de hefbak binnenvaart. De hoogte van de translatiegolven op de gesloten hefbakdeur wordt bepaald door de invaarsnelheid van het schip en de factor f/F . Deze laatste geeft de verhouding weer van de oppervlakte van het grootspant van het schip f en de dwarsdoorsnede van de hefbak F . In het kental $(V_0^2/gh)/((f/F)/(1-f/F))$ worden beide onafhankelijke invloeden op de golfhoogten samengevoegd tot één variabele waarmee in figuur 3.11 de golfhoogten bepaald kunnen worden via de factor z/h . De maximale invaarsnelheid is 0,8 maal de grenssnelheid of 2 m/s. De berekende golfhoogten staan vermeld in tabel 3.10.

De translatiegolven bestaan uit onregelmatige golffronten die zich met een snelheid $c = \sqrt{gh} \times (1 + 0,75 \times (z/h))$ over de waterspiegel voortplanten. Een golfhoogte van 0,16 à 0,20 m geeft een voortplantingssnelheid van ongeveer 6,2 m/s. Deze voortplantingssnelheid is ongeveer drie maal zo groot als de snelheid van het binnenvarend schip. Door de nauwe invaaropening aan de bovenpandzijde, ter plaatse van de kanaalbrug, kan de translatiegolf de hefbakdeur reeds bereikt hebben voordat het schip de hefbak binnenvaart. Aan de benedenpandzijde moet het schip de hefbak slechts 15 m binnengevaren zijn met zijn boeg voordat de translatiegolf de gesloten hefbakdeur bereikt.

De opstuwning wordt aangenomen als een vlakke waterspiegelstijging ten opzichte van de normale waterdiepte van 3,60 m. De stijging wordt berekend aan de hand van figuur 3.9. Deze aanname is een bovengrensaanname. Een translatiegolf bestaat uit onregelmatige golffronten met een maximale golfhoogte volgens figuur 3.9. Aangezien golven toppen en dalen bezitten is de gemiddelde waterstandstijging lager dan de golf-top hoogte.

Tabel 3.10

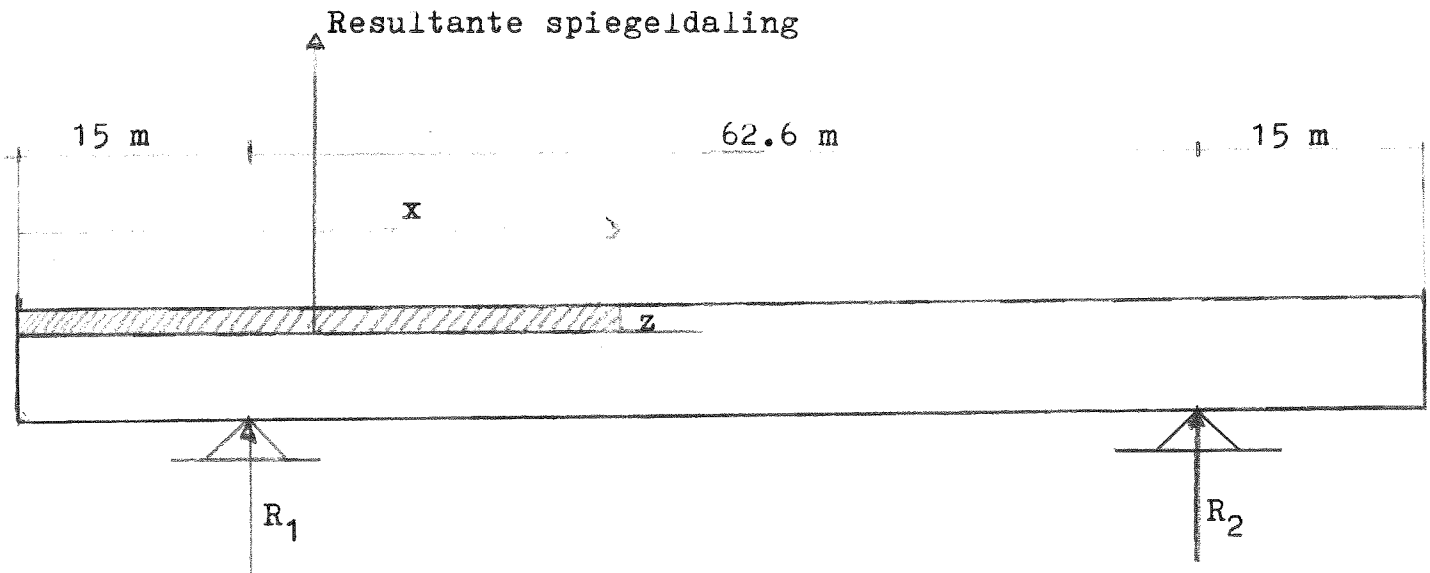
Translatiegolfhoogte, spiegelstijging, op de gesloten hefbakdeur veroorzaakt door het binnenvaren van schepen in de hefbak. De berekening geschiedt met behulp van figuur 3.9.

Scheepstype of schepen- combinatie	Kental $\frac{V_0^2}{gh} \times \frac{f/F}{(1-f/F)}$	z/h	Hoogte trans- latiegolf
1	2	3	4
-	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	m
Lege schepen			
Spits	1,0	1,5	0,05
Kempenaar	1,3	2,0	0,07
Dortmund	2,1	3,0	0,11
Europaschip	3,0	4,4	0,16
Duwbak	2,4	3,5	0,13
Geladen schepen			
Spits	3,7	5,5	0,20
Kempenaar	3,3	4,5	0,16
Dortmund	2,46	3,5	0,13
Europaschip	2,7	3,5	0,13
Duwbak	0,62	1,0	0,14
Combinaties volgens tabel 3.9			
1	3,7	5,0	0,18
2	3,5	4,5	0,16
3	2,3	3,5	0,13
4	2,5	3,5	0,13

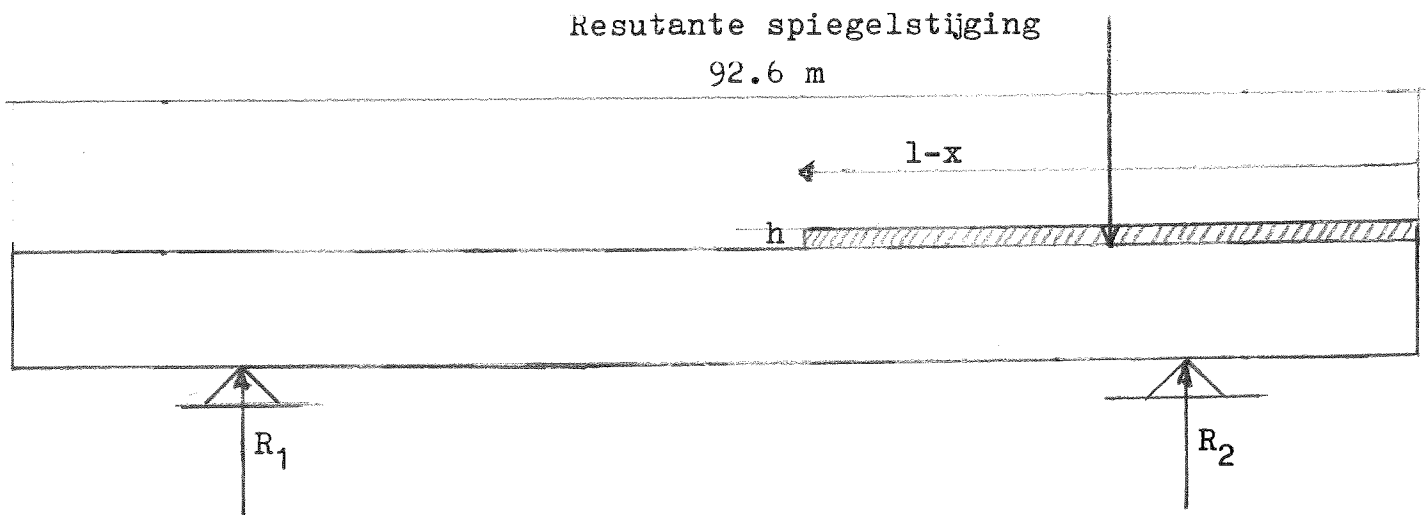
Tabel 3.11

Overzicht spiegeldaling en stijging in de hefbak tijdens het binnenvaren van schepen.
Dit overzicht geeft een samenvatting van de tabellen 3.7 t/m 3.10.

Binnenvarend schip	Spiegel daling z m	Spiegel stijging h m	Hoogteverschil over de lengte van de hefbak m	De te onder- zoeken ge- vallen
Geladen schepen				
Spits	0,22	0,20	0,42	1
Kempenaar	0,22	0,16	0,38	2
Dortmund	0,18	0,13	0,31	3
Europaschip	0,29	0,13	0,42	4
Duwbak	0,08	0,04	0,12	5
Lege schepen				
Spits	0,06	0,05	0,11	6
Kempenaar	0,07	0,07	0,14	7
Dortmund	0,11	0,11	0,22	8
Europaschip	0,18	0,16	0,34	9
Duwbak	0,15	0,13	0,28	10
Combinatie van schepen volgens tabellen 3.8 en 3.9				
1	0,23	0,18	0,41	11
2	0,23	0,16	0,39	12
3	0,15	0,13	0,28	13
4	0,20	0,13	0,33	14



Figuur 3.10 Momenten evenwicht van de hefbak bij een spiegelddaling z over een lengte x



Figuur 3.11 Momenten evenwicht van de hefbak bij een spiegelddaling h over een lengte $l-x$ op afstand x van het begin van de hefbak.

3.2.4 Belasting op de dragers van de hefbak ten gevolge van waterspiegelvariatië

Uit de vorige paragrafen is gebleken dat in en uitvarende schepen in de hefbak waterspiegelvariatië opwekken. Het gevolg hiervan is dat op de hefbakdraggers vertikale krachtsvariatië ontstaan. De dragers ondervinden een constante omhooggerichte trekkracht van de ongeveer honderd contragewichten. In de evenwichtstoestand drukt er op de drager het gewicht van de hefbak zodat de hefbak op zijn plaats blijft. De vertikale krachtsvariatië verstoren dit evenwicht. Worden deze krachtsvariatië niet opgevangen, dan gaan de dragers vertikaal bewegen. Het gevolg is dan dat de hefbak scheef komt te hangen waardoor deze gedeeltelijk leeg kan lopen. Het opvangen van deze vertikale krachtsvariatië gebeurt door de dwarsgeleidingsverenstelsels van de hefbak. Deze zijn beschreven in paragraaf 2.4 figuur 2.16. Het bepalen van de maximale vertikale krachtsvariatië op een drager gebeurt in deze paragraaf.

Uit figuur 2.19 blijkt dat de afstand tussen de twee dragerdwarsgeleidingsstelsels $92,60 - (2 \times 15) = 62,6$ m is. Een spiegel daling over de lengte x vanaf het beginpunt A van de hefbak geeft de volgende reactie in de hefbakdraggers van figuur 3.10.

$$\begin{aligned} \sum M_A &= + 12 \times x \times z \times 10 \times 0,5x && \text{moment spiegel daling} \\ &+ R_1 \times 15 && \text{moment drager 1} \\ &+ R_2 \times (15 + 62,6) && \text{moment drager 2} \\ &= 60 x^2 z + 15R_1 + 77,6R_2 = 0 && (1) \end{aligned}$$

Het vertikale evenwicht van de hefbak is:

$$\begin{aligned} \sum V &= + 12 \times x \times z \times 10 && \text{spiegel daling} \\ &+ R_1 && \text{reactie drager 1} \\ &+ R_2 && \text{reactie drager 2} \\ &= 120 \cdot x \cdot z + R_1 + R_2 && (2) \end{aligned}$$

Uitwerking van (2) geeft:

$$\begin{aligned} R_1 &= -R_2 - 120 xz && \text{substitutie in (1):} \\ 60x^2z + 15(-R_2 - 120 xz) + 77,6R_2 &= 0 \\ 62,6R_2 + 60x^2z - 1800xz &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_2 &= (-60x^2z + 1800xz)/62,6 && \text{substitutie in (1):} \\ R_1 &= -(-60x^2z + 1800xz)/62,6 - 120xz \times 62,6/62,6 \\ R_1 &= (60x^2z - 1800xz - 7512xz)/62,6 \\ R_1 &= (60x^2z - 9312xz)/62,6 \end{aligned}$$

Samengevat:

$$R_{1z} = (60x^2z - 9312xz)/62,6 \quad (1)$$

$$R_{2z} = (-60x^2z + 1800xz)/62,6 \quad (2)$$

Een spiegelstijging h over de lengte $1-x$ van de boeg van het invarend schip tot de gesloten deur van de hefbak geeft de volgende reacties in de hefbakdragers zoals in figuur 3.11 is aangegeven. Het moment rond punt A is gelijk aan:

$$\begin{aligned} \sum M_A &= - 12 \times (1-x) \times h \times 10 \times (x + \frac{1}{2}(1-x)) && \text{moment resul-} \\ &+ R_1 \times 15 && \text{tante spiegel} \\ &+ R_2 \times (15 + 62,6) && \text{moment drager 1} \\ &= - 60hl^2 + 60hx^2 + 15R_1 + 77,6R_2 = 0 && \text{moment drager 2} \end{aligned} \quad (3)$$

Het verticale evenwicht van de hefbak is gelijk aan:

$$\begin{aligned} \sum V &= - 12 \times (1-x) \times h \times 10 && \text{spiegelstijging} \\ &+ R_1 && \text{reactie drager 1} \\ &+ R_2 && \text{reactie drager 2} \\ &= - 120 h (1-x) + R_1 + R_2 = 0 && (4) \end{aligned}$$

Uitwerking van (4) geeft:

$$\begin{aligned} R_1 &= - R_2 + 120 h (1-x) && \text{substitutie in (3)} \\ - 60hl^2 + 60hx^2 - 15R_2 + 15 \times 120 h (1-x) + 77,6R_2 &= 0 \end{aligned}$$

$$62,6R_2 - 60hl^2 + 60hx^2 + 1800 h (1-x) = 0$$

$$R_2 = (60hl^2 - 60hx^2 - 1800h(1-x))/62,6$$

Substitutie in (3) geeft:

$$\begin{aligned} R_1 &= (-60hl^2 + 60hx^2 + 1800h(1-x) + 7512h(1-x))/62,6 \\ &= (-60hl^2 + 60hx^2 + 9312h(1-x))/62,6 \end{aligned}$$

Samengevat:

$$R_{1h} = (-60hl^2 + 60hx^2 + 9312h(1-x))/62,6 \quad (3)$$

$$R_{2h} = (+60hl^2 - 60hx^2 - 1800h(1-x))/62,6 \quad (4)$$

De gezamenlijke invloed van de spiegeldaling z en stijging h kan door superpositie bepaald worden. De reacties op de dragers worden dan:

$$R_{1tot} = R_{1z} + R_{1h}$$

$$R_{2tot} = R_{2z} + R_{2h} \quad \text{met}$$

$$R_{1\text{tot}} = (60(x^2 z + hx^2 - hl^2) + 9312(-xz + h(1-x)))/62,6 \quad (5)$$

$$R_{2\text{tot}} = (60(-x^2 z - hx^2 + hl^2) - 1800(-xz + h(1-x)))/62,6 \quad (6)$$

Relevante waarden voor $0 \leq x \leq 92,6$

Verloop reactie R_1

$$dR_1/dx = (60(2xz + 2hx) - 9312(z + h))/62,6 \quad (7)$$

Voor de waarde $x = 77,6$ is deze vergelijking (7) gelijk aan nul. Uit het verloop van de functie dR_1/dx blijkt dat R_1 een minimum heeft voor $x = 77,6$. Dit betekent dat de reactie R_1 het grootst is als de spiegeldaling over een afstand van 77,6 m van het begin van de hefbak plaats vindt. Dit is alleen mogelijk voor lange schepen zoals Europaschepen en duwbakken. Echter bij het binnenvaren van de bak neemt de snelheid af naar mate de boeg de gesloten hefbakdeur nadert. Dit heeft tot gevolg dat de spiegeldaling en stijging afneemt. Het snelheidsafnameverloop is onbekend zodat met een schatting volstaan moet worden: De invaarsnelheid van een geladen Europeaschip neemt af van 0,86 m/s tot 0,5 m/s als de boeg het punt 77,6 m passeert. De afstand tot de gesloten hefbakdeur is dan nog slechts 15 m. Binnen deze afstand moet het schip dan tot stilstand komen. De snelheid van een duwbak loopt terug van 0,3 m/s tot 0,2 m/s als de boeg het punt $x = 77,6$ m passeert.

Verloop reactie R_2

$$dR_2/dx = (60(-2xz - 2hx) - 1800(-z-h))/62,6 \quad (8)$$

Voor de waarde $x = 15$ m is deze vergelijking (8) gelijk aan nul. Uit het verloop van de functie dR_2/dx blijkt dat R_2 een maximum heeft voor $x = 15$. Dit betekent dat de reactie R_2 het grootst is als de spiegeldaling zich over de hefbak voordoet vanaf 15 m vanaf het begin van de hefbak tot de gesloten deur van de hefbak. In de inleiding van deze paragraaf is aangetoond dat de spiegelstijging zich voor kan doen vanaf 15 m vanaf het beginpunt van de hefbak tot het einde van de hefbak.

In tabel 3.12 zijn de grootste krachten die op de dragers worden uitgeoefend ten gevolge van de spiegeldaling en stijging weergegeven. De nummers verwijzen naar tabel 3.11. Het minteken van R_1 geeft aan dat de richting van de kracht tegengesteld is aan de richting die in de figuren 3.12 en 3.13 is aangegeven. R_1 is dus omlaag gericht. De conclusie uit tabel 3.12 is dat uitgaande van de aannames in deze paragraaf de krachtsvariatie van de hefbak op een drager varieert tussen -1034 kN tot + 1202 kN.

Men moet in het oog houden dat de hefbak aan beide zijden ingevaren kan worden zodat eenvoudigheds- halve gesteld kan worden dat de belastingsvariatie op de drager in het verticale vlak ± 1200 kN bedraagt. Deze belastingsvariatie wordt overgebracht op de torens door de dwarsgeleidingsverenstelsels van de drager.

Tot nu toe werd de situatie behandeld tijdens het invaren van schepen in de hefbak. Tijdens het uitvaren van schepen vanuit de hefbak treden ook spiegeldaling en stijging op. De schepen liggen stil in de hefbak tijdens de hefbeweging, zodat zij uit stilstand moeten starten als zij de hefbak willen verlaten. Dit heeft tot gevolg dat de snelheid van de schepen tijdens het passeren van hefbak-landhoofd aansluiting kleiner is dan de economische vaarsnelheid of 2 m/s. Hierdoor is de grootte van de spiegeldaling en stijging kleiner dan bij het binnenvaren van de hefbak. De spiegelstijging voor de boeg van het schip vindt slechts plaats over een kleine lengte van de hefbak. De lengte is maximaal 85 m minus de scheepslengte. De afstand is altijd kleiner dan 77,6 m, zodat de belastingvermeerdering op de drager ten gevolge van de waterspiegelstijging altijd kleiner is dan 1200 kN. De waterspiegeldaling ten gevolge van de retourstroom is kleiner en vindt over een kleinere lengte plaats in de hefbak tijdens het uitvaren van schepen dan bij het invaren. De spiegeldaling kan bij grote schepen over een lengte van 77,6 m plaats vinden, maar de snelheid is dan zo klein dat de spiegeldaling kleiner is dan 0,20 m. Het gevolg is dat ook de belastingvermindering op de drager ten gevolge van de waterspiegeldaling altijd kleiner is dan 1200 kN tijdens het uitvaren van schepen uit de hefbak.

Naast een spiegelvariatie in lengterichting treden ook spiegelvariaties in dwarsrichting op. Deze worden geschat op maximaal 0,2 m gemiddeld over een maximale lengte van een Kempenaar (60m). Deze spiegelvariatie treedt namelijk op tijdens het binnenvaren van schepen in een kolk waarin reeds schepen zijn afgemeerd.

Tabel 3.12

Krachten op drager 1 (R_1) en drager 2 (R_2) bij gegeven spiegeldalingen en stijgingen van tabel 3.11

Geval	Binnenvarend schip	Lengte schip m	x ingevuld in vgl.(5)	R_1 kN	R_2 kN
1	Spits	38	38	-682	+1202
2	Kempenaar	50	50	-1027	+ 971
3	Dortmund	67	67	-1034	+ 789
4	Europaschip	80	77,6	-1700	+ 813
5	Duwbak	76	76	- 868	+ 248
6	Spits	38	38	- 192	+ 302
7	Kempenaar	50	50	- 317	+ 419
8	Dortmund	67	67	- 635	+ 659
9	Europaschip	80	77,6	- 928	+ 962
10	Duwbak	76	76	- 893	+ 783
11	Spits	38	38	- 750	+1089
12	Spits	38	38	- 756	+ 973
13	Kempenaar	50	50	- 689	+ 783
14	Kempenaar	50	50	- 941	+ 794

Geval 4 met snelheidsreductie van 0,86 m/s tot 0,5 m/s voor $x=77,6$

Geval 5 met snelheidsreductie van 0,3 m/s tot 0,2 m/s voor $x=77,6$:

Europaschip	80	77,6	- 415	+ 252
Duwbak	76	76	- 295	+ 184

3.2.5 Troskrachten

Troskrachten ontstaan door bewegingen van het afgemeerde schip ten gevolge van waterbewegingen in de hefbak. Bij kleine schepen (Spitsen en Kempenaren) kunnen de waterbewegingen ontstaan doordat er een schip binnenvaart terwijl er reeds een schip is afgemeerd. Daarnaast ontstaan er waterbewegingen in de hefbak doordat de hefbak beweegt. In het horizontale vlak kunnen deze hefbakbewegingen ontstaan door scheepsstoten en windvlagen. In het vertikale vlak ten gevolge van uitvallen van de aandrijfmotoren. De grootte van de opgewekte waterbewegingen zijn voor enkele gevallen bepaald in paragraaf 3.2. Echter de invloed op de scheepsbewegingen en dus ook op de troskrachten is moeilijk te berekenen. Uit de vele onderzoeken naar troskrachten van afgemeerde schepen in sluiskolken tijdens het in en uitvaren van andere schepen in de kolk werden de volgende maximale waarden gemeten in lengterichting:

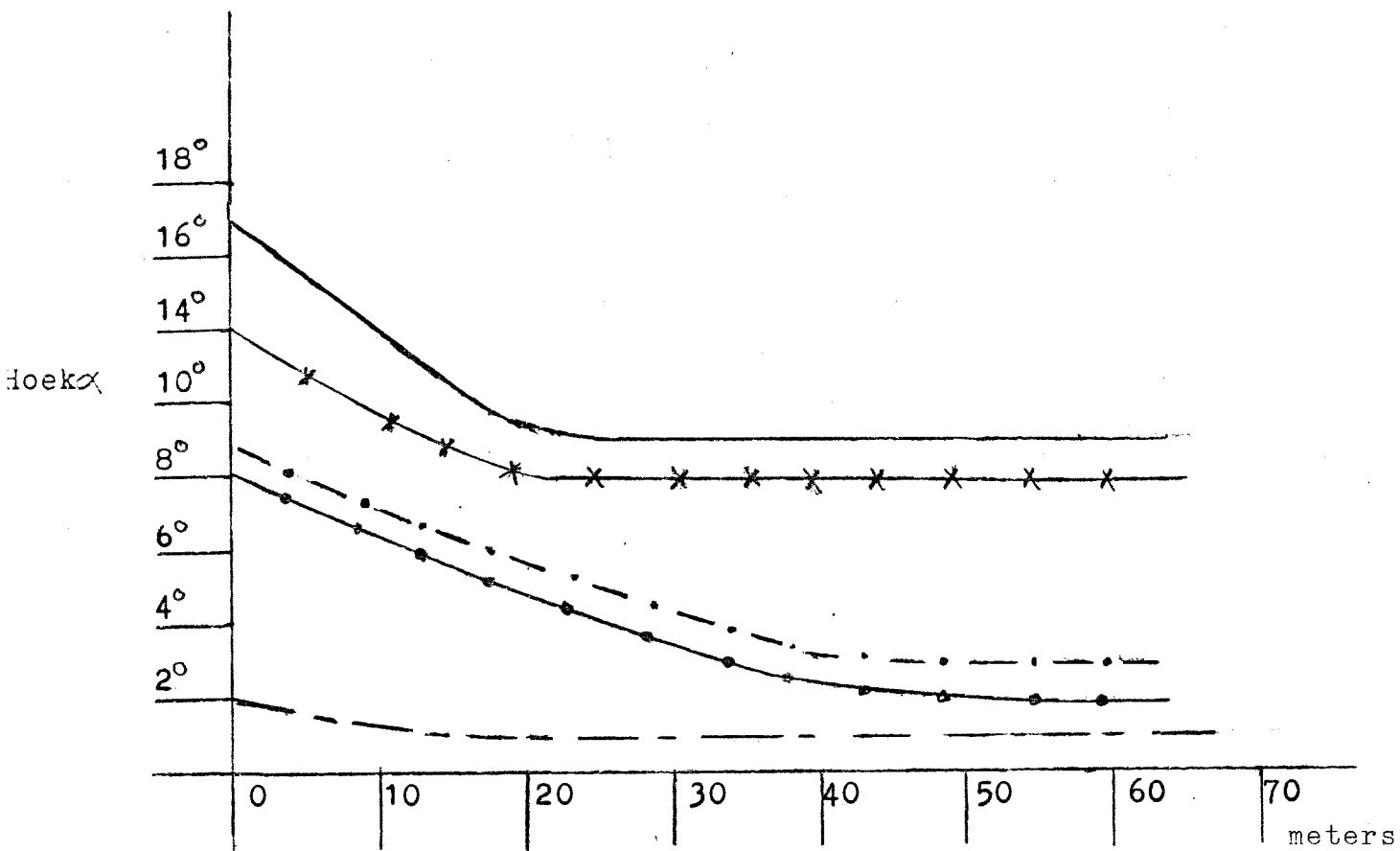
Tot 600 ton	1,5 ‰	van de waterverplaatsing schip
600-2000 ton	1,0 ‰	van de waterverplaatsing schip

of
tot 2000 ton 1/500 à 1/700 van de waterverplaatsing
schip

In het algemeen zijn de dwarstroskrachten ongeveer de helft van de lengtetroskrachten.

Uitgaande van het maatgevende schip, namelijk de duwbak met 1500 ton laadvermogen zijn de troskrachten als volgt:

Lengterichting	+ 27 kN
Dwarsrichting	+ 14 kN



Afstand boeg van het schip tot de sluisingang.

- Spits
- x-x- Kempenaar
- Dortmund-Eemskanaalschip
- Europaschip
- - - Duwbak

Figuur 3.13 Hoek scheepsas-hefbakas waarmee het schip de hefbakwand raakt.

3.3 Scheepsstoten

Scheepsstoten ontstaan doordat een schip met een snelheid onder een hoek α de hefbakwand raakt. Een scheepsstoot kan benaderd worden met een impuls- en een energieoverdrachtbeschouwing. Van belang zijn de uiteindelijke krachten van de dwars- en de langsg geleidingsverenstelsels op de geleidingstorens en de krachten op de verschillende onderdelen waarmee de hefbak aan het landhoofd of geleidingstorens gekoppeld is.

In deze paragrafen worden de verplaatsingen van de hefbak en de daaruitvolgende krachten, die de dwarsgeleidingsverenstelsels op de hefbak uitoefenen, berekend voor de verschillende wijzen waarop de hefbak de hydrostatische waterdruk opneemt zoals beschreven is in paragraaf 2.2.3. De hefbak is dan afgeveerd dan wel gekoppeld aan geleidingstorens of landhoofd tijdens het in en uitvaren van schepen. Op basis van de verplaatsingen en krachten op de hefbak ten gevolge van scheepsstoten wordt dan gekozen of de hefbak gekoppeld dan wel afgeveerd wordt.

Tijdens het binnenvaren van een schip van de hefbak neemt de hoek af waaronder het schip de hefbakwand kan raken. Deze hoek tussen de lengteas van het schip en de lengteas van de hefbak wordt aangeduid met hoek α . Dat hoek α afneemt als het schip de hefbak verder binnenvaart komt omdat de ruimte rond het schip afneemt zoals reeds in figuur 2.2 werd gedemonstreerd. Hoe kleiner hoek α hoe kleiner de overdracht van impuls en energie. Vandaar dat de vorm van de geleidewerken belangrijk is. Deze moet ervoor zorgen dat hoek α niet te groot wordt. De maximale grootte van hoek α als functie van plaats van de boeg in de hefbak is grafisch weergegeven in figuur 3.13. Naast de grootte van hoek α is ook de maximale invaarsnelheid bepalend voor de grootte van de impuls en energieoverdracht per scheepsstoot. Deze maximale invaarsnelheid is reeds bepaald in paragraaf 3.2.2. De snelheid in de overdrachtsrichting is nu gelijk aan de invaarsnelheid maal de sinus van hoek α zodat de impuls overdracht gelijk is aan $m_{\text{schip}} \cdot V \cdot \sin \alpha$ (1) Uitgangspunt bij de berekening is dat de volledige impuls van het binnenvarende schip wordt overgedragen op de hefbak. Dit heeft tot gevolg dat de snelheid van het schip richting hefbakwand vrijwel tot nul wordt gereduceerd.

Naast een stoot in dwarsrichting krijgt de hefbak ook nog een impuls en energieoverdracht in langsricting. De richting van de overdracht is gelijk aan de vaarrichting van het schip. Uit de mechanica is bekend dat door de wrijving uitgeoefende kracht gelijk is aan de wrijvingscoefficient f maal de normaalkracht N . De impuls overdracht kan weergegeven worden door de vergelijking:

$$- \int K dt = m_{\text{schip}} \cdot V_{\text{eind}} - m_{\text{schip}} \cdot V_{\text{begin}} \quad (2)$$

De onbekende kracht K is de normaalkracht N op de hefbakwand gedurende een zeer korte tijd. De impuls-overdracht in langsrichting kan nu bepaald worden door de impuls-overdracht in dwarsrichting te vermenigvuldigen met de wrijvingscoëfficiënt f tussen de hefbakwand, fender, en de scheepswand. Dit omdat V_{eind} op nul wordt aangenomen. De grootte van f was reeds vastgesteld op 0,35. De grootte van de energieoverdracht wordt bepaald door de vergelijking:

$$\frac{1}{2} m \cdot (V \sin \alpha)^2 \cdot C_s \cdot C_m \cdot C_e \quad (3)$$

Met

m	=	massa schip
$V \sin \alpha$	=	invaarsnelheid maal de sinus van hoek α
C_s	=	correctiefactor voor elasticiteit van de scheepshuid $\approx 0,9$
C_m	=	correctiefactor voor meebewegende watermassa $\approx 1,1$
C_e	=	correctiefactor voor reductie overdracht t.g.v. excentriciteit botsing $\approx 0,5$

Ter vereenvoudiging wordt de scheepsstootberekening beperkt tot drie plaatsen waar de scheepsstoot optreedt. Deze plaatsen worden maatgevend geacht ten opzichte van de overige plaatsen waar scheepsstoten kunnen optreden wat belasting van de dwarsgeleidingsverenstelsels en verplaatsingen van de hefbak betreft. De botsingsplaatsen zijn aangegeven in figuur 3.14. De eerste botsingsplaats, aangeduid met 1i, is aan het begin van de hefbak ter hoogte van de hefbakdeuraanslagen. De tweede botsingsplaats, aangeduid met 2i, is ter hoogte van de dwarsgeleidingsverenstelsels aan de landhoofdzijde waar van uit het schip de hefbak binnenvaart. Dit is ongeveer 15 m vanaf het begin van de hefbak. De derde botsingsplaats, aangeduid met 3i, is halverwege de hefbak. De index i geeft aan met welke hoek α en invaarsnelheid de botsing plaats kan vinden. Ten eerste wordt de situatie onderzocht als de hefbak afgeveerd is door de langs- en dwarsgeleidingsverenstelsels tijdens het in- en uitvaren van schepen. Het rotatiecentrum van de hefbak is dan M. De hoek α en invaarsnelheid worden ontleend aan tabel 3.13. In deze situatie vindt per botsingsplaats de maximale impuls en energieoverdracht plaats. Deze staan vermeld in tabel 3.13, kolom 6 resp 8. Dit wordt weergegeven door index $i = 0$. Ten tweede wordt de situatie onderzocht als de hefbak gekoppeld is aan de benedenpandgeleidingstorens tijdens het in en uitvaren van schepen. Het rotatiecentrum van de hefbak is dan B tussen de benedenpandgeleidingstorens.

Schip dat de hefbak
binnenvaart

Botsing aan het begin
van de hefbak: botsing 10

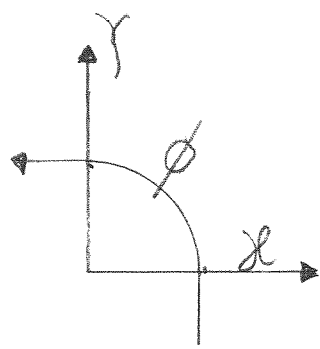
Botsing ter hoogte van de
dwarsgeleidingsverenstelsel:
botsing 20

Botsing halverwege de hef-
bak: botsing 30

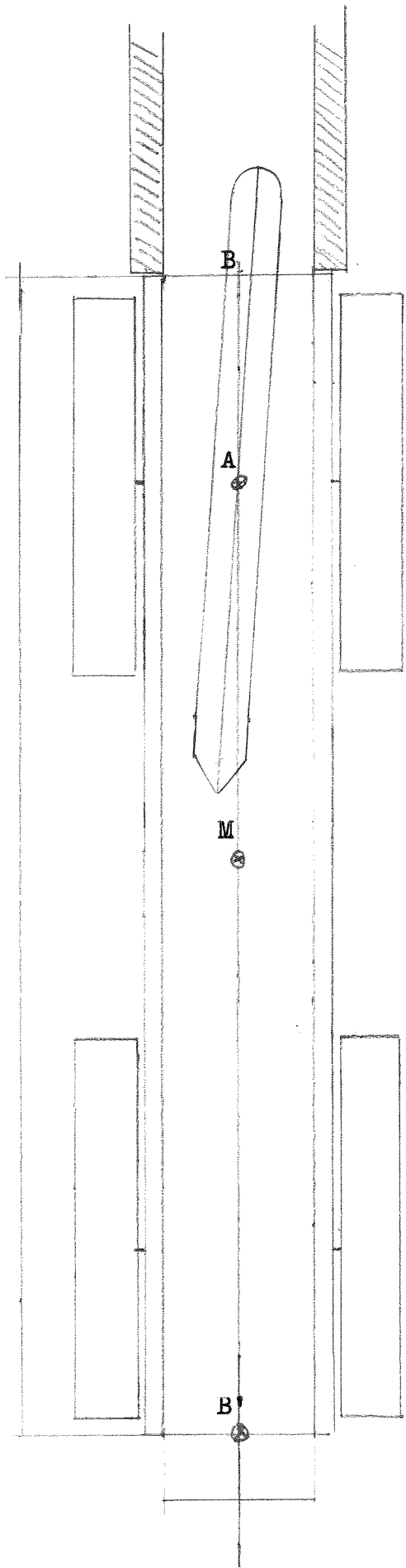
Botsing ter hoogte van de
dwarsgeleidingsverenstelsel:
botsing 21

⊗ Rotatiecentra

Figuur 3.14 Verschillende botsingsstatuities, die worden berekend.



Translatie-
assenstelsel



.....

Vaart een schip vanuit het benedenpand de hefbak binnen, dan komt de botsingssituatie overeen met die beschreven in bovenstaande alinea, dus index $i = 0$. Vaart een schip vanuit het bovenpand de hefbak binnen dan ligt het rotatiecentrum anders ten opzichte van de botsingsplaats dan als het schip vanuit het benedenpand de hefbak binnenvaart. Dit wordt aangegeven door index $i = 1$. Botsing 31 is geheel gelijk aan botsing 30 dus wordt niet verder uitgewerkt. Tevens wordt de invloed onderzocht als de kanaalbrug over ongeveer 50 m slechts 12 m breed is. Deze botsing wordt aangeduid met botsing 12.

Ten derde wordt het geval onderzocht als de hefbak gekoppeld is aan het landhoofd waaruit de schepen de hefbak binnenvaren. Het rotatiecentrum is dan punt B. Het rotatiecentrum verplaatst naar de andere zijde als de hefbak daar vastgekoppeld wordt aan het landhoofd. De botsingen die onderzocht worden zijn derhalve 10, 20 en 30.

De benodigde bewegingsvergelijkingen zijn reeds opgesteld in paragraaf 2.6.1 t/m 2.6.3. en worden tijdens de scheepsstootberekening toegepast. De gegevens over de impuls en energieoverdracht per botsing worden ontleend aan tabel 3.13. De grootte van de moment arm is gelijk aan de afstand tussen de botsingsplaats en het rotatiecentrum gemeten langs de lengteas van de hefbak. Hierbij moet de arm van de botsing in langsrichting opgeteld worden. Deze is groot: $6 \times 0,35 = 2,1$ m. Hierbij is de factor 0,35 de wrijvingscoëfficiënt tussen de fender en de scheepswand.

Nadat voor de scheepsstoten de energie en impuls-overdracht berekend is kan men de verplaatsingen en krachten ten gevolge hiervan berekenen. Het blijkt dan dat de waarden verschillen. Welke botsingsbenadering, impuls-overdracht of energieoverdracht de juiste is of de beste benadering is onbekend. Bij de botsing, stoot, moeten vele invloeden geschat worden, terwijl het inzicht in de overdracht van impuls en energie tijdens de botsing zeer onvolledig is. Vandaar dat beide benaderingsmethoden worden gebruikt. Aan het einde van deze paragraaf 3 wordt dan met de berekende belastingen op de dwarsgeleidingsverenstelsels de extreme belastingsscheme's opgesteld. Uit tabel 3.13 blijkt dat impuls-overdracht het grootst is tijdens een scheepsstoot van een Kempenaar. Vooral het product van de massa maal de aanvaarsnelheid, $V \sin \alpha$, is bepalend voor de grootte van de impuls-overdracht. De energieoverdracht tijdens een scheepsstoot wordt vooral bepaald door het kwadraat van de snelheid. Kleine schepen zoals Spitsen kunnen met hoge snelheden de hefbak binnenvaren, zodat de botsing van Spitsen nu maatgevend is. Het is duidelijk dat hierdoor ook verschillen kunnen ontstaan in de berekende waarden voor verplaatsingen van de hefbak en krachten in de dwarsgeleidingsverenstelsels.

Tabel 3.13

Impuls en energieoverdracht tijdens scheepsstoten.

Scheepstype	Massa schip	Snelheid schip	Botsings hoek	Botsings snelheid	Impuls over- dracht dwars	Impuls over- dracht langs	Energie over- dracht
-	10^3kg	m/s	$^\circ$	m/s	10^3Ns	10^3Ns	10^3Nm
1	2	3	4	5	6	7	8

Botsing aan het begin van de hefbak

Spits	350	2,00	15,0	0,517	181,2	63,4	24,3
Kempenaar	860	1,40	12,0	0,291	250,3	87,6	18,2
DEKschip	1260	1,00	9,0	0,156	197,1	69,0	15,2
Europaschip	1740	0,86	8,0	0,120	208,0	75,0	8,5
Duwbak	1800	0,30	2,0	0,010	189,0	66,2	0,5

Botsing ter hoogte van het dwarsgeleidingsverenstelsel

Spits	350	2,00	12,0	0,484	145,0	50,9	15,1
Kempenaar	860	1,40	9,0	0,219	188,0	65,8	10,4
DEKschip	1260	1,00	6,5	0,113	142,0	49,7	3,8
Europaschip	1740	0,86	5,0	0,075	130,0	45,5	2,1
Duwbak	1800	0,30	1,5	0,008	14,0	4,9	0,03

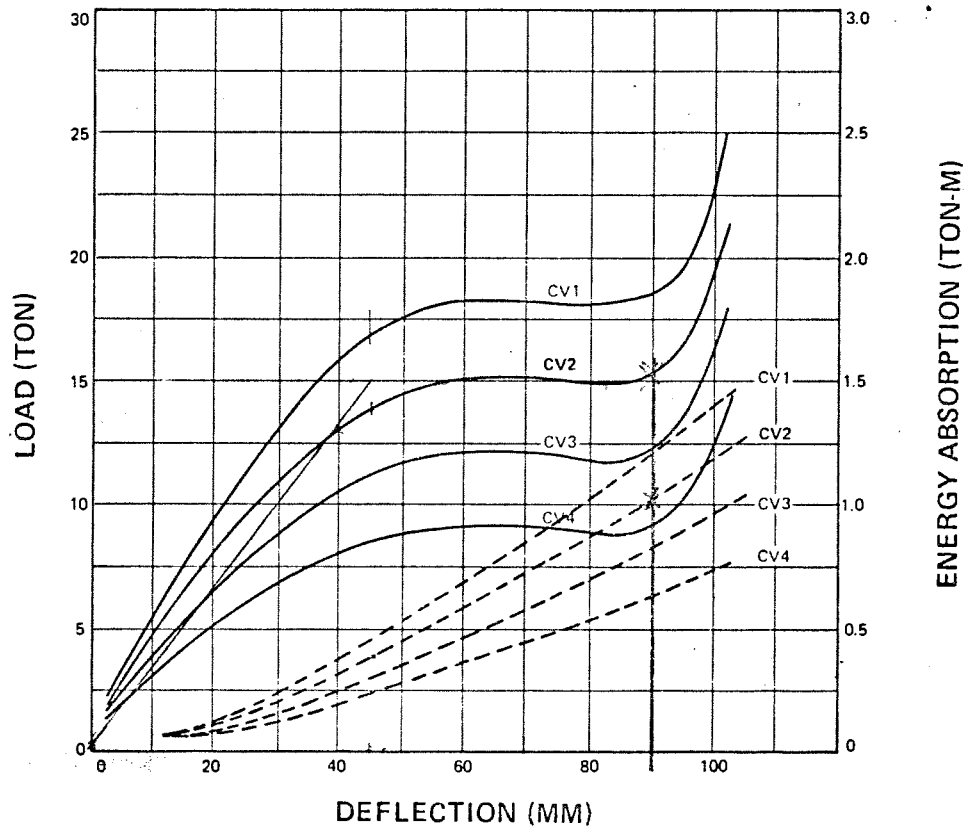
Botsing halverwege de hefbak

Spits	350	2,00	9,0	0,313	109,2	38,2	8,4
Kempenaar	860	1,40	8,0	0,195	167,4	58,6	8,2
DEKschip	1260	1,00	3,0	0,052	65,4	22,9	0,8
Europaschip	1740	0,86	2,0	0,030	52,4	18,3	0,4
Duwbak	1800	0,30	1,0	0,005	10,0	3,5	0,03

De grootte van de snelheden waarmee de energie en impulsoverdracht van tabel 3.13 zijn berekend, zijn aan de hoge kant. De gemiddelde invaarsnelheden liggen lager. De kans dat deze invaarsnelheden optreden is klein. De kans op scheepsstoten met deze hoge invaarsnelheden is dan ook zeer klein. De fenders verkleinen de kans op beschadiging van de schepen en de hefbakwand. Vandaar dat eerst de invloed van de fenders op de scheepsstoten wordt onderzocht voordat de impuls en energieoverdracht wordt berekend.

V-TYPE, 200 MM HEIGHT

The load-deflection curves of V200HX1.0 mtr length.
Standard: Rubber Compound CV2.



REACTION LOAD AND ENERGY ABSORPTION

Rubber Compound	CV1		CV2 X		CV3		CV4	
Item	Reaction Load (TON)	Energy Absorption (TON-M)	Reaction Load (TON)	Energy Absorption (TON-M)	Reaction Load (TON)	Energy Absorption (TON-M)	Reaction Load (TON)	Energy Absorption (TON-M)
1.0	18	1.2	15	1.0	12	0.8	9	0.6
1.5	27	1.8	23	1.5	18	1.2	14	0.9
X 2.0	36	2.4	30	2.0	24	1.6	18	1.2
2.5	45	3.0	38	2.5	30	2.0	23	1.5
3.0	54	3.6	45	3.0	36	2.4	27	1.8

- * Load-deflection characteristics at 45% compression.
- * The above are standard and subject to some tolerance.

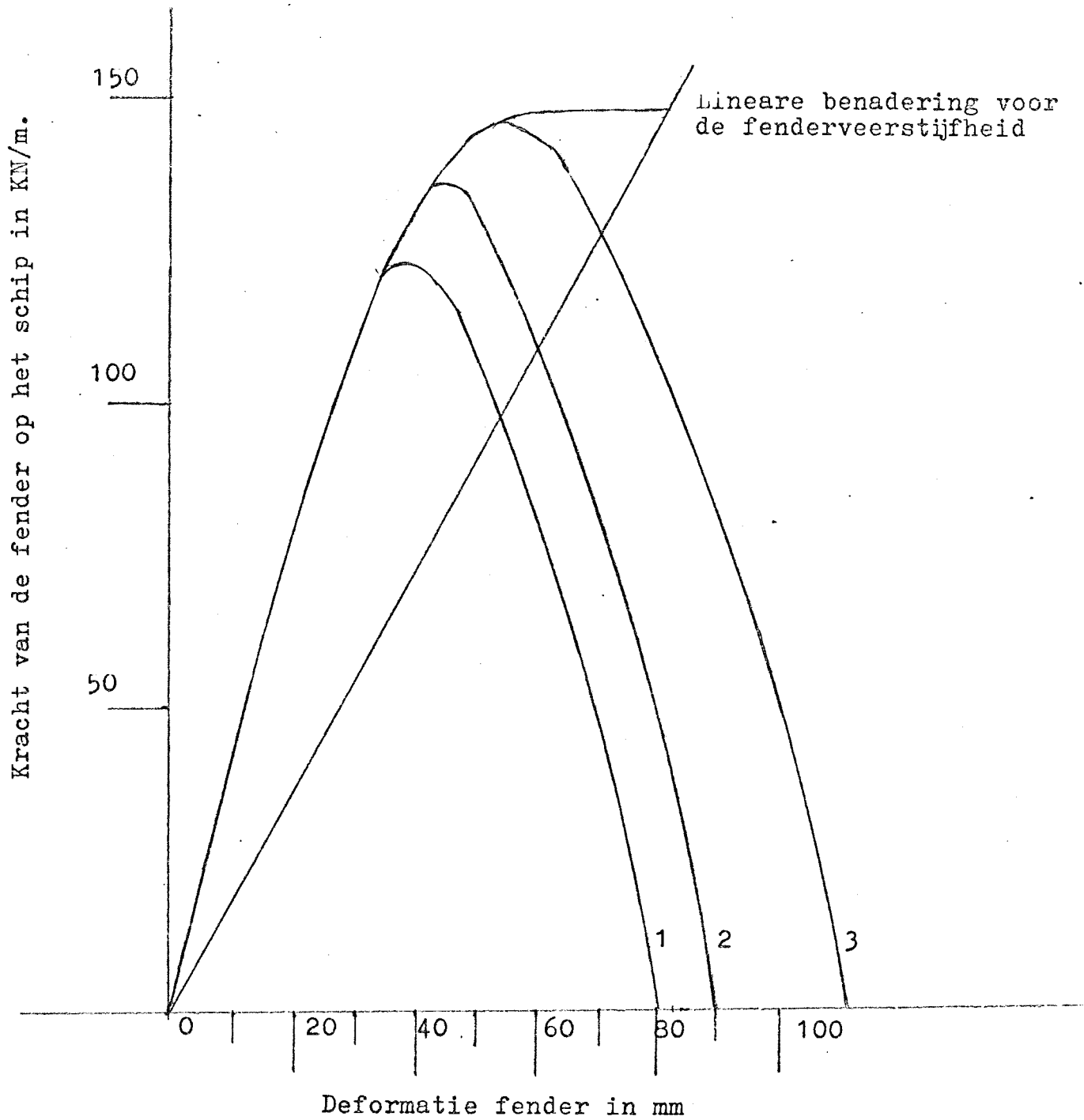
Figuur 3.15 Eigenschappen van de toegepaste fenders.

De fenders zijn weergegeven in figuur 2.6.

3.3.1 Invloed van de fenders op de belasting van de hefbakwand

Naast de verplaatsingverrekenend met behulp van de impuls of energiebeschouwing kan ook de kracht op de hefbakwand berekend worden vanuit het gedrag van de fenders onder invloed van de scheepsstoot. In figuur 3.15 is wveragegeven hoe de fender Dunlop V type CV2 hoogte 200 mm reageert op de belasting. Uit paragraaf 2.2.4 blijkt dat de hefbak voorzien is van een dubbele rij van deze fenders ter hoogte van de waterspiegel. In de berekening wordt er van uitgegaan dat de fenders over 2 m lengte de botsing opvangen. Hieruit volgt dat de maximale reactiekracht van de fenders ten gevolge van een scheepsstoot 600 kN bedraagt verdeeld over een lengte van 2 m. Zo lang de deformatie van de fender kleiner is dan 45 mm kan deze benaderd worden door een lineaire veer. Wordt \bar{D} deformatie groter dan 45 mm dan neemt de verplaatsing van het fenderoppervlak toe terwijl de reactiekracht van de fender gelijk blijft. Het kracht-tijd diagram van de fender tijdens een scheepsstoot wordt benaderd volgens de grafiek van figuur 3.17. Van belang zijn de maximale grootte van F_{max} , de kracht van de fender op de scheepswand, en de grootte van t_f , het tijdstip waarop de deformatie van de fender 45 mm is zodat de reactiekracht 150 kN/m bedraagt of 600 kN in totaal. In werkelijkheid zal het verloop van het kracht-tijd diagram afwijken van figuur 3.17. Het verschil is echter klein. De tijdsduur van de botsing wordt bepaald door de integraal $\int F dt = m \cdot V$. Hierbij staat mV voor de hoeveelheid overgedragen impuls. Deze staan per botsing vermeld in tabel 3.13. F is maximaal 600 kN. Van belang zijn de grootte van de maximaal mogelijke deformaties van de fender en de kleinst mogelijke grootte van t_f . Uitgangspunt is dat de tijd, waarin de fender gedeformeerd wordt, gelijk is aan de tijd waarin de fender ontlast wordt. Bij een diehoekige kracht-tijd diagram is dus t_f de helft van de botsingstijd. Dit betekent tevens dat in deze tijd van $t = 0$ tot $t = t_f$ de helft van de hoeveelheid impuls wordt overgedragen. De stootbelasting wordt in eerste instantie geschematiseerd tot een driehoeksbelasting. De grootte van F_{max} en t_f kunnen benaderd worden door berekening. Bekend zijn de verplaatsingsgroottheden op het moment dat de botsing begint en op het moment dat de deformatie van de fender, x , maximaal is zodat de beweging van het schip naar de hefbakwand tot stilstand komt. Deze tijdstippen worden met $t = 0$ resp $t = t_f$ aangeduid. De voorwaarden van de deformatie van de fender luiden dan:

voor $t = 0$	$\ddot{x} = 0$	voor $t = t_f$	$\ddot{x} = 0$
	$\dot{x} = V_s$		$\dot{x} = 0$
	$x = 0$		$x = s$



- 1) Impulsoverdracht groot 167 KNS.
- 2) Impulsoverdracht groot 188 KNS.
- 3) Impulsoverdracht groot 250 KNS.

Figuur 3.16 Kracht-verplaatsingsdiagram van de fender.
 Figuur ontleent aan figuur 3.15.

Met V_s = snelheid schip richting \perp hefbakwand op $t = 0$.
 s = de maximale deformatie van de fender op $t = t_f$.

Een derdegraads polynoom, die de beweging van de scheepswand beschrijft met als oorsprong het fenderoppervlak in onbelaste toestand, voldoet aan deze randvoorwaarden. Door substitutie van de voorwaarden kunnen de waarden van de variabelen worden vastgesteld;

$$x = at^3 + bt^2 + ct + d \quad (1)$$

$$x = 3at^2 + 2bt + c \quad (2)$$

$$x = 6at + 2b \quad (3)$$

voor $t = 0$ is $\dot{x} = 0$ zodat $d = 0$
 voor $t = 0$ is $\ddot{x} = V_s$ zodat $c = V_s$
 voor $t = 0$ is $\ddot{x} = 0$ zodat $b = 0$

Voor $t = t_f$ luiden de verplaatsing en de snelheidsvergelijkingen:

$$x = s = at^3 + V_s t \quad (4)$$

$$\dot{x} = 0 = 3at^2 + V_s \quad \text{of} \quad a = -V_s/3t^2 \quad (5)$$

Met s = maximale deformatie van de fender en treedt op voor $t = t_f$.
 Substitutie van vergelijking (5) in vergelijking (4) levert op:

$$s = (-V_s/3t^2) \cdot t^3 + V_s t = 2V_s t/3 \quad (6)$$

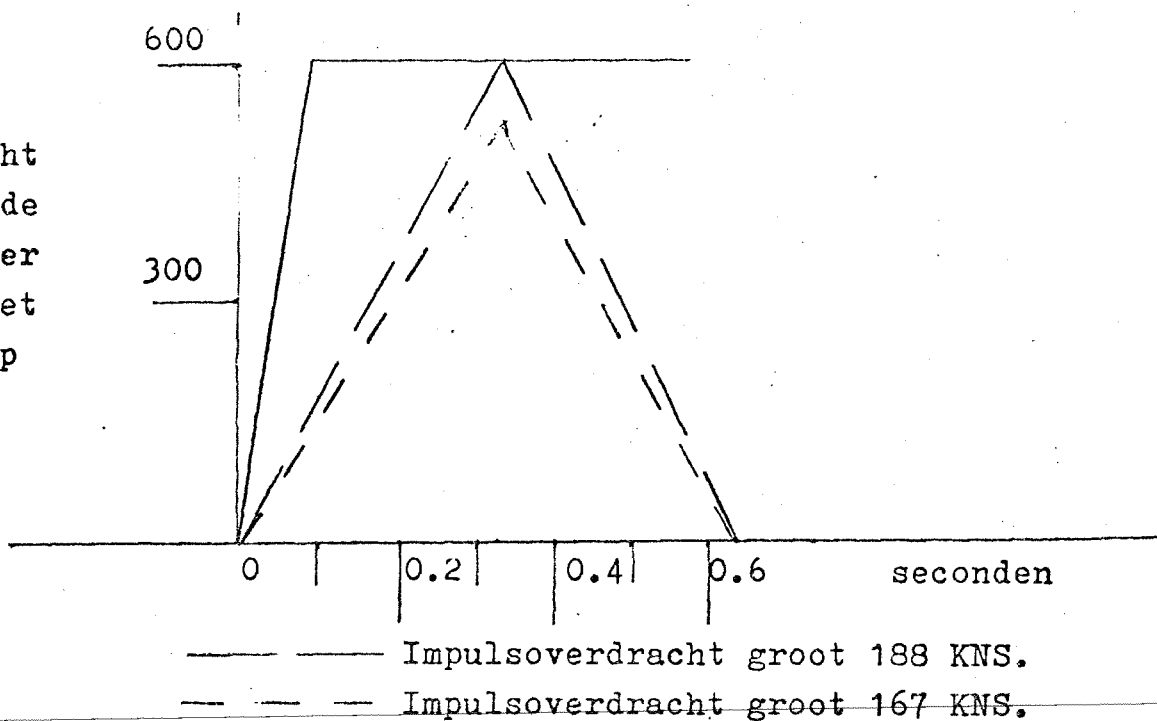
Herschrijven van vergelijking (6) levert op:

$$t_f = 3s/2V_s \quad (7)$$

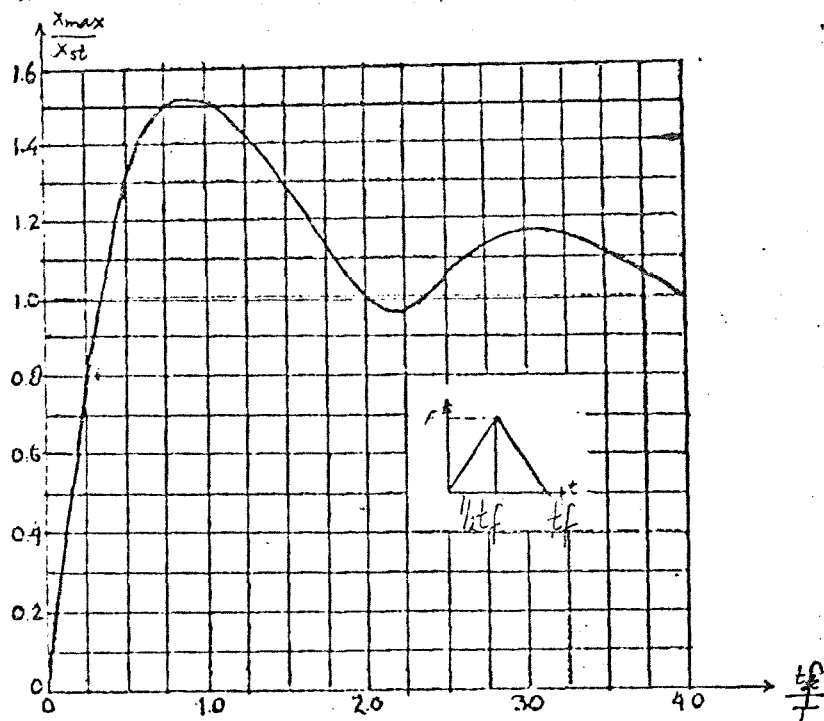
De maximale deformatie van de fender is s . De berekening van de duur van de stoot kan beginnen als s bekend is. Deze s kan bepaald worden uit figuur 3.16 het kracht-verplaatsingsdiagram. De grootte van de impulsoverdracht, de integraal $\int F dt$, is bekend en vermeld in tabel 3.13, kolom 5. De grootte van de kracht F , die de fender op de scheepswand uitoefent, is maximaal gelijk aan 600 kN. De kracht F van de fender op de scheepswand hangt weer af van de deformatie s van de fender. Hieruit volgt dat door iteratie de juiste waarden van F , t en s bepaald kunnen worden. Het resultaat zijn de kracht-tijdsdiagrammen van figuur 3.17.

De fenders zijn geschematiseerd tot een lineaire veer met de eigenschap dat de kracht maximaal 600 kN is bij een verplaatsing van 82 mm. Bij toename van de verplaatsing boven de 82 mm neemt de kracht van de fender zeer snel toe. Uit de figuren 3.15 en 3.16 blijkt dat de fender in werkelijkheid veel stijver is dan deze benadering. Dit heeft tot gevolg dat de werkelijke t_f en s veel kleiner zijn dan hier berekend. De berekening gaat uit van een ongunstige aanname.

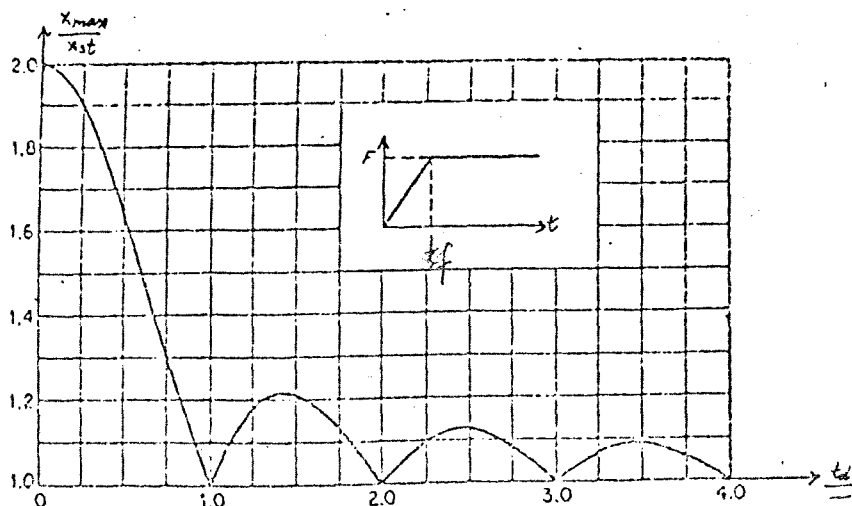
Kracht
van de
fender
op het
schip



Figuur 3.17 Kracht-tijd diagram van de fender.



Figuur 3.18 Reactie van een één massaveersysteem op stootbelastingen met de volgende eigenschappen:
 t_f = tijd waarin de helft van de stootimpuls wordt overgedragen.
 T = eigentrillingstijd massa veersysteem.
 x = dynamische verplaatsing.
 x_{st} = statische verplaatsing.



.....

Uit tabel 3.13 blijkt, dat de grootste maatgevende hoeveelheid impuls, die overgedragen kan worden tijdens een scheepsstoot, is 250 kNs. De snelheid van het schip richting hefbakwand is dan 0,291 m/s. Bij de gekozen schematisatie van de fender bedraagt de deformatie bij de scheepsstoot 0,082 m. Door substitutie in vergelijking (7) volgt dat $t_f = 3 \times 0,082/2 \times 0,291 = 0,422$ sec. De deformatie volgens vergelijking (4) is via substitutie in vergelijking (5) te controleren. De hoeveelheid impulsie, die overgedragen wordt in het tijdverloop van $t = 0$ tot $t = t_f$, is groot $0,5 \times 600 \text{ kN} \times 0,422 \text{ sec} = 126 \text{ kNs}$. Bij een botsingsduur van $2 \times 0,422 = 0,844$ sec bedraagt de impulsoverdracht 252 kNs. De conclusie is dat de werkelijke deformatie kleiner is dan 0,082 m omdat de fender veel stijver is dan hier aangenomen en dat $F_{\max} = 600 \text{ kN}$.

De grootte van de minimale t_f kan worden geschat. Bij een deformatie van 45 mm is de reactie van de fender 600 kN. Uit tabel 3.13. blijkt dat de grootste snelheid van een schip richting hefbakwand 0,517 m/s bedraagt. Dit schip doet over een afstand van 0,045 m slechts 0,09 sec. Dit is dan tevens de ondergrens van de grootte van t_f . In deze situatie levert de fender geen weerstand tegen de beweging van het schip. Uit de berekening van de energie-impulsieoverdracht blijkt dat t_f enkele malen groter is dan 0,09 sec. Het verloop is meestal niet lineair maar ligt wel onder het lineaire verloop van $t = 0$ tot $t = t_f = 0,09$. Het gevolg is dat dit verloop als maatgevend kracht-tijd diagram wordt aangehouden in de berekeningen. Het resultaat van het onderzoek naar de invloed van de fender is, dat de hefbakwand maximaal belast kan worden met een lijnlast van $2 \times 150 \text{ kN}$ per meter over een lengte van 2 m zodat de maximale kracht van de fender op de scheepswand 600 kN bedraagt. De invloed van de stijfheid van de hefbakwand op de belastingsgrootte van de geleidingsverenstelsels kan benaderd worden. Bij een belasting van 300 kN per meter op 3,60 m hoogte ten opzichte van de hefbakbodem bedraagt de verplaatsing 1 % (aanneme). De veerconstante van de hefbakwand is dan $300 \times 10^3 / 3,60 \times 10^{-2} \approx 8,3 \times 10^6 \text{ N/m}$. De meewerkende massa wordt geschat op 10^2 kg , zodat de eigenfrequentie $\omega = \sqrt{k/m} \approx 91 \text{ rad/s}$ bedraagt. De bijbehorende eigentrillingstijd $T = 11 \times 10^{-3} \text{ sec}$. De verhouding t_f/T wordt dan $9,0 \times 10^{-3} / 11 \times 10^{-3} \geq 8$. Bij toename van de stijfheid neemt de eigentrillingstijd af zodat de verhouding t_f/T groter wordt. Uit figuur 3.18 blijkt dat de hefbakwand de belasting van de fender op de hefbakwand zelf overdraagt op de geleidingsverenstelsels zonder de belastingsgrootte te beïnvloeden.

De maximale belastinggrootte op de geleidingsverens-
stelsels van een drager kan dus maximaal 600 kN be-
dragen. Hetzelfde resultaat is ook geldig voor de
oplegzadels of koppelhaken waarmee de hefbak aan
het landhoofd wordt gekoppeld of aan de geleidings-
torens.

De tweede maatgevende impulsoverdracht ten gevolge
van een scheepsstoot treedt op ter hoogte van het
dwarsgeleidingsverenstelsel. De impulsoverdracht
ontstaat doordat een geladen Kempenaar, massa
 $860 \times 10^3 \text{ kg}$, met een snelheid $1,4 \sin 9^\circ = 0,219 \text{ m/s}$
de hefbakwand raakt. De hoeveelheid impuls die over-
gedragen wordt bedraagt 188 kNs. De maximale reactie-
kracht van de fenders is 600 kN bij een maximale de-
formatie van 45 mm. Het kracht-tijddiagram is een
driehoek met een maximale kracht van 600 kN en een
tijdsduur van 0,616 sec. Figuur 3.17 laat het resul-
taat zien.

Door substitutie van de bekende waarden in vergelij-
king (7) is de tijd t_f te berekenen gedurende de
kracht van de fender toeneemt van nul tot 600 kN:

$$t_f = 3s/2V_s = 3 \times 0,045/2 \times 0,219 \approx 0,308 \text{ sec.}$$

Substitutie van $t_f = 0,308 \text{ sec}$ in de impulsover-
dracht integraal levert op dat deze gelijk is aan
 $0,5 \times 600 \times 2 \times 0,308 = 185 \text{ kNs}$ zodat de benadering
vrij nauwkeurig is.

De derde maatgevende impulsoverdracht ten gevolge van
een scheepsstoot treedt op halverwege de hefbak. De
impulsoverdracht ontstaat doordat een geladen Kempe-
naar met een snelheid $1,4 \sin 8^\circ = 0,195 \text{ m/s}$ de hefbak-
wand raakt. De hoeveelheid impuls, die overgedragen
wordt, bedraagt dan 167 kNs. De maximale kracht van
de fender op de scheepswand is dan 530 kN bij een de-
formatie van 41 mm van de fender. Het kracht-tijddia-
gram is een driehoek met een tijdsduur van 0,630 sec.
In figuur 3.17 is dit weergegeven.

3.3.2 Invloed van de fenders op de belasting van de geleidingsverenstelsels bij energiebeschouwing scheepsstoot

De hefbakwand wordt ter hoogte van de waterlijn beschermd door rubber fenders van het type Dunlop V-type, 200 mm height. In figuur 3.15 zijn enkele karakteristieke eigenschappen van deze fender vermeld. Gekozen is voor type CV2 met 10^3 Nm per m^1 energieabsorptie. Bij de berekening wordt uitgegaan dat ongeveer 2×2 m lengte van de fenders belast wordt.

De maximale deformatie van de fender is ongeveer 90 mm, bij maximale energieabsorptie per meter. Bij de energiebeschouwing kan de invloed van fenders op de belasting van de geleidingsverenstelsels geschat worden. De energieabsorptie wordt ingevoerd in de wet van behoud van energie als energieverlies Q. De bewegingsenergie van het schip, die overgedragen wordt op de hefbak, wordt uiteindelijk opgehoopt in de veren van het geleidingsverenstelsel en/of vernietigd door wrijving tussen de zadeloppervlakten en/of behouden in de bewegingsenergie van het schip dat terugkaats van de fender af. Voor het beschrijven en berekenen van de scheepsstoten volgens de energiebenadering zijn de volgende vergelijkingen van belang:

$$\text{Impuls overdracht: } m \cdot V \sin \alpha \quad (1)$$

$$\text{Energieoverdracht: } \frac{1}{2} m (V \sin \alpha)^2 \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_e \quad (2)$$

Wet van behoud van energie:

$$\frac{1}{2} m_s V^2 = \frac{1}{2} m_s V_e^2 + \frac{1}{2} M V_h^2 + \frac{1}{2} I_z \phi^2 + Q \quad (3)$$

$$\frac{1}{2} M V_h^2 = \sum_{i=1}^4 K_i x_i^2 \quad (4)$$

$$\frac{1}{2} I_z \phi^2 = \sum_{i=1}^4 K_i (\psi_i l_i)^2 \quad \text{of} \quad \sum_{i=1}^4 K_{\psi z} \psi^2 \quad (5)$$

Wet van behoud van Impuls:

$$m_s V = m_s V_e + M V_h \quad (6)$$

Wet van behoud van Impulsmoment:

$$m_s V a = m_s V_e a + I_z \phi \quad (7)$$

- met:
- m_s = massa binnenvarend schip
 - V = beginsnelheid van het schip
 - V_e = eindsnelheid van het schip na botsing
 - M = massa van de hefbak
 - V_h = eindsnelheid van de hefbak
 - I_z = massatraagheid t.o.v. rotatiecentrum z van de hefbak
 - ϕ = rotatiesnelheid van de hefbak
 - ψ = rotatiehoek van de hefbak
 - Q = energieabsorptie van de fenders
 - K_D = veerconstante van de dwarsgeleidingsverenstelsels

- $K_{\psi z}$ = veerconstante van de dwarsgeleidings-
 verenstelsels bij een rotatiehoek ψ
 t.o.v. rotatiecentrum z
 x = verplaatsing van de hefbak ten gevolge
 van translatie
 a = momentarm van de botsing t.o.v. rotatie
 centrum z van de hefbak
 l = afstand van de dwarsgeleidingsveren-
 stelsels tot rotatiecentrum z
 z = rotatiecentrum van de hefbak volgens
 paragrafen 2.6.1 t/m 2.6.3
 α = aanvaringshoek α
 C_e, C_s, C_m correctiefactoren

Met behulp van de vergelijkingen 3,6 en 7 kunnen V_h en ϕ bepaald worden. Substitueert met deze waarden in de vergelijkingen 4 en 5 dan verkrijgt men de reactiekrachten in de geleidingsverenstelsels. Het oplossen van de vergelijkingen 3,6 en 7 kan alleen als men een extra gegeven toevoegt, namelijk de grootte van Q. De grootte van Q wordt dan verwerkt door het energieverlies direct van de bewegings-energie van het schip voor de botsing af te trekken. Hierdoor luidt de voorwaarde voor oplossing van dit vraagstuk:

$$\frac{1}{2} m_s V^2 \cdot C_s \cdot C_m \cdot C_e - Q \hat{=} \frac{1}{2} m_s V_{\#}^2 \quad (8)$$

De oplossing van het botsingsprobleem kan dan worden gevonden door substitutie. De grootte van de onbekenden V_h , ϕ en V_e zijn namelijk:

$$V_h = (2mV)/(M + Mc) \quad (9)$$

$$V_e = V(mc - M)/(M + mc) \quad (10)$$

$$\phi = 2aMV/I_z(c + M/m) \quad (11)$$

$$\text{met } c = 1 + Ma^2/I_z \quad (12)$$

Een schatting van de energievernietiging Q door de fender kan gemaakt worden voor de maatgevende energie hoeveelheden, die overgedragen worden per botsingsplaats. Uit paragraaf 3.3.1 bleek dat de hoeveelheid energie, die door de fender vernietigd wordt, afhangt van de deformatie van de fender. De deformatie van de fender hangt af van de snelheid waarmee een schip de hefbakwand nadert dus de impuls hoeveelheid die overgedragen wordt. Bij een impulsoverdracht van 188 kNs hoort een energievernietiging van $6 \times (1,5 \times 0,25) = 2,25$ kNm volgens paragraaf 3.3.1. Dit zover je bij een impulsoverdracht van energievernietiging kunt spreken. Met de grootte van de energieoverdracht volgens tabel 3.13 en de vergelijking (8) is het mogelijk door de grootte van Q te schatten de snelheid $V_{\#}$ te berekenen van de energiehoeveelheid $\frac{1}{2} m V_{\#}^2$ die uiteindelijk op de hefbak wordt overgedragen.

Bij een energieoverdracht van 24,3 kNm vindt een impuls overdracht plaats van 181 kNs volgens tabel 3.13. De energievernietiging Q is dan $181/188 \times 2,25 \approx 2,17$ kNm. De snelheid $V_{\bar{x}}$ volgt dan uit de overgedragen energiehoeveelheid van $24,3 - 2,17 = 22,13$ kNm $= \frac{1}{2}mV_{\bar{x}}^2$. De massa van het schip is 350×10^3 kg zodat $V_{\bar{x}} = 0,355$ m/s.

Bij een energieoverdracht van 15,1 kNm vindt een impuls overdracht plaats van 145 kNs. De energievernietiging Q is dan $145/188 \times 2,25 \approx 1,74$ kNm. De massa van het schip bedraagt 350×10^3 kg zodat $V_{\bar{x}} = 0,276$ m/s. Bij een energieoverdracht van 8,4 kNm vindt een impulsoverdracht plaats van 109 kNs. De energievernietiging Q is dan $109/188 \times 2,25 \approx 1,3$ kNm. $V_{\bar{x}}$ is dan 0,201 m/s.

3.3.3 Invloed van de fenders op de belastingen van gelei-
dingsverenstelsels bij impuls beschouwing scheepsstoot

De beweging van de hefbak ten gevolge van een scheepsstoot kan benaderd worden door de volgende bewegingsvergelijkingen:

$$I_m \ddot{\phi} + \sum l_i \cdot \phi \cdot k_i = 0 \quad \text{rotatie} \quad (13)$$

$$m \ddot{z} + \sum k_i z_i = 0 \quad \text{translatie} \quad (14)$$

De bewegingsvergelijkingen kunnen worden opgelost met behulp van de impulsbehoudwetten van de vorige paragraaf. Het oplossen komt neer op het bepalen van de beginwaarden van de oplossing. In het algemene geval verloopt de oplossing op de volgende wijze: Gegeven de bewegingsvergelijking in de richting z:

$$m \ddot{z} + kz = 0 \quad (15)$$

De algemene oplossing luidt dan:

$$z = A \sin \omega t + B \cos \omega t \quad (16)$$

$$\dot{z} = A \omega \cos \omega t - B \omega \sin \omega t \quad (17)$$

met de beginvoorwaarde voor $t = 0$

$$z_0 = 0 \quad \text{wordt} \quad B = 0 \quad (18)$$

$$\dot{z}_0 = V_0 \quad \text{wordt} \quad A = V_0 / \omega \quad (19)$$

De oplossing luidt dan:

$$z = V_0 / \omega \sin \omega t \quad \text{met} \quad \omega \hat{=} \sqrt{k/M} \quad (20)$$

Uit deze vergelijkingen kan niet de invloed van de fenders op de hefbakbewegingen bepaald worden. Daarom wordt deze invloed verwaarloosd. De berekende waarde van de impulsoverdracht is dan een bovengrens benadering omdat naast het verwaarlozen van de invloed van de fenders ook uitgegaan wordt dat de gehele hoeveelheid impuls van het schip wordt overgedragen. In werkelijkheid behoudt het schip een deel van de impuls hoeveelheid, door het feit dat het schip terug kaatst zoals uit de energiebeschouwingen van de botsingen blijkt. Ten gevolge van de scheepsstoot gaat de hefbak roteren rond haar rotatiecentrum. De oplossing van de impulsbeschouwing van de botsingen is door substitutie mogelijk:

$$\text{De hoekrotatie van de hefbak:} \quad \psi = \phi_0 / \omega \quad (21)$$

$$\text{De translatie van de hefbak:} \quad x = V_0 / \omega \quad (22)$$

$$\text{De eigenfrequentie van de hefbak:} \quad \omega = \sqrt{k/M} \quad (23)$$

.....

De eigentrillingsfrequentie is reeds bepaald in de paragrafen 2.6.1 t/m 2.6.3. De grootte van ϕ_0 en V_0 kunnen berekend worden door substitutie in de impulsmoment resp. de impulsvergelijkingen van paragraaf 3.3.2:

$$\phi_0 = (mV) \times a / I_z \quad \text{vergelijking 7} \quad (24)$$

$$V_0 = (mV) / M \quad \text{vergelijking 6} \quad (25)$$

Met (mV) = impulsoverdracht volgens tabel 3.13 kolom 6.
Met de berekende verplaatsingen van de hefbak kan de maximale verplaatsing ter hoogte van een dwarsgeleidingsverenstelsel berekend worden. Deze is maximaal: $x + \psi l$ met l de grootste afstand van een dwarsgeleidingsverenstelsel tot het rotatiecentrum z van de hefbak. Door de verplaatsing te vermenigvuldigen met $2,5 \times 10^6$ N/m ontstaat de kracht op het dwarsgeleidingsverenstelsel.

3.3.4 De hefbak is afgeveerd door de dwars- en langsgeluidsverenstelsels tijdens een scheepsstoot

De invloed van de scheepsstoten op de verplaatsing van de hefbak worden bepaald met de eerder beschreven benaderingsmethoden of beschouwingen. De beweging van de hefbak omvat de translatie in de x en y richting plus de rotatie ϕ rond rotatiecentrum M van figuur 3,14. De rotatie geeft slechts verplaatsingen in de x richting. Vandaar dat voor het bepalen van de krachten in het dwarsgeleidingsverenstelsel de verplaatsingen ten gevolge van translatie x en rotatie ϕ opge teld moeten worden. Aan de hand van de krachten en verplaatsing in de dwarsrichting op de hefbak wordt een keus gemaakt hoe de hefbak zijn belastingen moet afdragen tijdens het in en uitvaren van de schepen. Hierna worden de krachten in langsricting, dus y richting bepaald.

Botsing 10, 20 en 30, energiebeschouwing.

Variabele	Dimensie variabele	Botsing 10	Botsing 20	Botsing 30
1	2	3	4	5
$V_{\bar{x}}$	m/s	0,355	0,276	0,201
a	m	48,4	33,4	2,1
m_s	10^3 kg	350	350	350
I_M	10^6 kgm ²	3435	3435	3435
K_{DX}	10^6 N/m	4 x 25	4 x 25	4 x 25
$K_{\psi M}$	10^6 N/rad	9797	9797	9797

Opmerking: Rotatiecentrum voor alle botsingen punt M van figuur 3.14.

Substitutie van de bovenstaande variabelen in de vergelijkingen 9,10 en 11 van paragraaf 3.3.2 levert op:

V_h	10^{-3} m/s	38,0	32,6	26,3
V_e	10^{-3} m/s	187,0	190,4	175,0
ϕ	10^{-3} rad/s	2,675	1,587	0,073

Controle door substitutie van bovenstaande variabelen in de wet van behoud van energie, vergelijking 3 paragraaf 3.3.2 levert op:

$\frac{1}{2}MV_h^2$	Nm	3610	2663	1729
$\frac{1}{2}m_sV_e^2$	Nm	6152	6341	5359
$\frac{1}{2}I_M\phi^2$	Nm	<u>12290</u>	<u>4326</u>	<u>9</u>
Totaal:	Nm	22052	13330	7079
$\frac{1}{2}m_sV^2$	Nm	22130	13360	7100

De benadering van V_h , V_e en ϕ is redelijk. Door substitutie in de vergelijkingen 4 en 5 van paragraaf 3.3.2 kunnen de maximale verplaatsingen van een dwarsgeleidingsverenstelsel berekend worden. De maximale kracht op een dwarsgeleidingsverenstelsel F_{dwars} is dan gelijk aan $K_{DX}(x + \psi l)$

x	10^{-3} m/s	26,86	23,08	18,60
ψ	10^{-3} rad/s	1,584	0,940	0,043
F_{dwars}	kN	191	131	50

Botsing 10, 20, en 30, impulsbeschouwing.

Variabele	Dimensie variabele	Botsing 10	Botsing 20	Botsing 30
1	2	3	4	5
mV	10^3 Ns	250	188	167
a	m	48,4	33,4	2,1
l	m	31,3	31,3	31,3
$\omega = \sqrt{K/M}$	rad/s	1,688	1,688	1,688
K_D	10^6 N/m	2,5	2,5	2,5
I_M	10^6 kgm ²	3435	3435	3435

Opmerking: Rotatiecentrum voor alle gevallen punt M van figuur 3.14.

Substitutie van bovenstaande variabelen in vergelijking 25 van paragraaf 3.3.3 levert de begintranslatiesnelheid V_0 van de hefbak op. Substitutie in vergelijking 24 levert de beginrotatiesnelheid ϕ_0 van de hefbak op. Substitutie van V_0 in vergelijking 22 levert de maximale translatie x van de hefbak op. Substitutie van ϕ_0 in vergelijking 21 levert de maximale hoekrotatie ψ van de hefbak op. De maximale totale verplaatsing van de hefbak ter hoogte van een dwarsgeleidingsverenstelsel is $x + \psi l$. De bijbehorende kracht op de dwarsgeleidingsverenstelsels is F_{dwars} is gelijk aan $K_D(x + \psi l)$.

V_0	10^{-3} m/s	50,0	37,0	33,4
ϕ_0	10^{-3} rad/s	3,522	1,828	0,060
x	10^{-3} m	35,4	26,6	23,6
ψ	10^{-3} rad	2,085	1,083	0,102
$x + \psi l$	mm	99,7	60,5	26,8
F_{dwars}	kN	249	152	67

3.3.5 De hefbak is gekoppeld aan de benedenpandgeleidingsstorens tijdens de scheepsstoot

Het berekenen van de invloed van de scheepsstoot volgens de energiebenadering levert een probleem op. Vergelijking 6 van paragraaf 3.3.2, de wet van behoud van impuls is nu niet meer toepasbaar. De hefbak is niet meer in staat zijwaarts in zijn geheel te transleren. Hierdoor vervalt een bewegingsgrootheid uit het stelsel bewegingsvergelijkingen. Er blijven nu nog maar twee bewegingsvergelijkingen met twee verplaatsings onbekenden, V_x en ϕ over. Door eliminatie van ϕ uit de vergelijkingen en substitutie kunnen de bewegingsvergelijkingen opgelost worden. De berekening wordt voor iedere botsings situatie volledig uitgevoerd. Aan het einde zijn de maximale belastingen in de dwarsgeleidingsverenstelsels bepaald.

Daarna wordt met een Impulsbeschouwing de krachten in de dwarsgeleidingsverenstelsels opnieuw bepaald. De krachten zijn veel groter dan bij de energiebeschouwing. Dit komt omdat bij de impulsbeschouwing de reductie van de krachten door invloed van de fender en het terugveren van de schepen verwaarloosd is. De krachten op de zadels of haken waarmee de hefbak aan de geleidingstoren wordt gekoppeld werken evenwijdig aan de x-as van het assenstelsel van figuur 3.14 dus dwars op de lengteas van de hefbak. De grootte van deze krachten op de oplegzadels en koppelhaken wordt bepaald door de krachten die de fenders op de hefbakwand uitoefenen tijdens een scheepsstoot. Deze laatste is maximaal 600 kN volgens paragraaf 3.3.1. Uit het momentenevenwicht van de kracht van de fender op de hefbakwand, de krachten in de dwarsgeleidingsverenstelsels volgen de krachten in de oplegzadels. Deze kracht is maximaal als geen rotatie van de hefbak optreedt, zodat de krachten in het dwarsgeleidingsverenstelsel nul zijn. De krachten per oplegzadel zijn dan ongeveer 600 kN gedeeld door het aantal zadels en evenwijdig aan de x-as gericht.

Energiebeschouwing van de hefbak, gekoppeld aan de geleidingstorens tijdens scheepsstoten:

In deze situatie roteert de hefbak rond het rotatiecentrum A, aangegeven in figuur 3.14, dat niet kan transleren zodat dit punt als een vast punt beschouwd kan worden. De bewegings-behoudsvergelijkingen luiden nu:

$$\frac{1}{2} mV^2 \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s - Q = \frac{1}{2} I_z \phi^2 + \frac{1}{2} mV_e^2 \quad (1)$$

$$mVa - mV_e a = I_z \phi \quad (2)$$

De vergelijkingen zijn ontleend aan paragraaf 3.3.1 evenals de te gebruiken behoudswetten voor de geleidingsstelsels:

$$\frac{1}{2} M V_h^2 = \frac{1}{2} \sum K_i x_i^2 = 0 \quad \text{omdat } x_i \stackrel{pd}{=} 0 \quad (3)$$

$$\frac{1}{2} I_A \phi^2 = \frac{1}{2} \sum K_i (l_i \cdot \psi)^2 = \frac{1}{2} \sum K_{\psi A} \psi^2 \quad (4)$$

De bewegingsvergelijkingen kunnen worden vereenvoudigd tot:

$$\frac{1}{2} m V_{\bar{x}}^2 = \frac{1}{2} I_A \phi^2 + \frac{1}{2} m V_e^2 \quad (5)$$

$$m V_{\bar{x}} x = m V_e a + I_A \phi \quad (6)$$

zodat uit vergelijking 6 volgt:

$$\phi = m(V_{\bar{x}} - V_e) a / I_A \quad (7)$$

substitutie van 7 in 5 levert op:

$$\frac{1}{2} m V_{\bar{x}}^2 = \frac{1}{2} m^2 (V_{\bar{x}} - V_e)^2 a^2 / I_A + \frac{1}{2} m V_e^2 \quad (8)$$

vergelijking 8 is te herschrijven tot:

$$V_{\bar{x}}^2 - V_e^2 = (V_{\bar{x}} - V_e)^2 m a^2 / I_A \quad (9)$$

zodat een vergelijking ontstaat met één onbekende namelijk V_e . Deze vergelijking is oplosbaar door substitutie van de numerieke waarden voor $V_{\bar{x}}$, m , a en I_A die reeds bekend zijn. Vergelijking 9 kan herschreven worden tot:

$$V_{\bar{x}}^2 (1 - m a^2 / I_A) + 2 V_{\bar{x}} V_e (m a^2 / I_A) - V_e^2 (1 + m a^2 / I_A) = 0 \quad (10)$$

Vergelijking 10 heeft de vorm van een vierkantsvergelijking: $ax^2 + bx + c$ met $x = V_{\bar{x}}$. Door substitutie ontstaat dan deze vierkantsvergelijking die door substitutie in de oplossing

$$x_{1,2} = (-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}) / 2a$$

opgelost kan worden.

Botsing 20, Energiebeschouwing

Bij een aanvaring van een schip met de hefbakwand ter hoogte van het rotatiecentrum van de hefbak treedt geen rotatie van de hefbak op ten gevolge van de snelheidscomponent in de dwars of x-richting van het schip. Doordat het schip een voorwaartse snelheid heeft in y-richting, zal door deze component door wrijving een zeer kleine rotatie van de hefbak kunnen ontstaan. Deze is zeer klein omdat de momentarm zes maal kleiner is dan die optreedt tijdens botsing 10. tevens is de kracht tijdens de scheepsstoten in de y-richting klein t.o.v. de krachten in de x-richting. De invloed van de rotatieenergie van de hefbak is dan ook te verwaarlozen.

Botsing 10,30,11,12 en 21, energiebeschouwing

Variabele	Dimensie variabele	Botsing 10	Botsing 30	Botsing 11	Botsing 12	Botsing 21
1	2	3	4	5	6	7
$V_{\bar{x}}$	m/s	0,355	0,201	0,355	0,201	0,276
a	m	17,1	33,4	79,7	79,7	64,7
l	m	62,6	62,6	62,6	62,6	62,6
m	10^3 kg	350	350	350	350	350
I_A	10^6 kgm ²	8333	8333	8333	8333	8333
$K_{\psi A}$	N/rad	19594	19594	19594	19594	19594
K_D	N/m	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5

Opmerking: Rotatiecentrum voor alle botsingen punt A van figuur 3.14.

Door substitutie van bovenstaande variabelen in vergelijking 10 ontstaat een vierkantsvergelijking. Deze geeft de oplossing voor de eindtranslatiesnelheid V_e van het schip. Substitutie van V_e in vergelijking 7^e levert de eindrotatiesnelheid ϕ^e van de hefbak op:

V_e	m/s	-0,3464	-0,183	-0,2055	-0,1165	-0,1928
ϕ	10^{-3} rad/s	0,5037	0,538	1,876	1,061	1,2738

Controle door substitutie van V_e en ϕ in de wet van behoud van energie, vergelijking 3 van paragraaf 3.2.2 levert op:

$\frac{1}{2}I_A \phi^2$	Nm	1057	1209	14668	4690	6760
$\frac{1}{2}mV_e^2$	Nm	20999	5861	7388	2375	6502
Totaal	Nm	22056	7070	22156	7065	13262
$\frac{1}{2}m_s V^2$	Nm	22130	7100	22130	7100	13360

De benadering van ϕ en V_e is redelijk. De eindrotatie van de hefbak volgt uit substitutie in de vergelijking van energiebehoud, vergelijking 5 paragraaf 3.3.2.

De verplaatsing van de hefbak ter hoogte van het zwaarst belaste dwarsgeleidingsverenstelsel is gelijk aan ψl . De bijbehorende kracht op de dwarsgeleidingsverenstelsels F_{dwars} is gelijk aan $K_D(\psi l)$.

ψ	10^{-3} rad	0,328	0,351	1,497	0,692	0,690
ψl	mm	20,5	22,0	93,7	43,3	43,2
F_{dwars}	kN	51	55	234	109	108

Botsing 10,20,30 11,21,en 12, impulsbeschouwing

Varia- bele	Dimensie varia- bele	Bots- ing 10	Bots- ing 20	Bots- ing 30	Bots- ing 11	Bots- ing 21	Bots- ing 12
1	2	3	4	5	6	7	8
mV	10^3Ns	250	188	167	250	188	167
a	m	17,1	2,1	33,4	79,7	64,7	79,7
l	m	62,6	62,6	62,6	62,6	62,6	62,6
$\omega = \sqrt{K/M}$	rad/s	1,533	1,533	1,533	1,533	1,533	1,533
K_D	10^6N/m	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
I_A	10^6kgm^2	8333	8333	8333	8333	8333	8333

Opmerking: Rotatiecentrum voor alle botsingen is punt A van figuur 3.14.

Substitutie in vergelijking 24 van paragraaf 3.3.3 levert de beginrotatiesnelheid ϕ_0 van de hefbak op. Substitutie van ϕ_0 in vergelijking 21 levert de maximale hoekrotatie ψ van de hefbak op. De hefbak transleert niet doordat deze gekoppeld is aan de geleidingstorens. De maximale verplaatsing van de hefbak ter hoogte van een dwarsgeleidingsverenstelsel is gelijk aan $\psi \cdot l$. De bijbehorende kracht op het dwarsgeleidingsverenstelsel F_{dwars} is gelijk aan $K_D \cdot \psi \cdot l$.

ϕ_0	10^{-3}rad/s	0,513	0,047	0,669	2,391	1,460	1,597
ψ	10^{-3}rad	0,335	0,031	0,437	1,560	0,952	1,042
$\psi \cdot l$	mm	21,0	1,9	27,4	97,6	59,6	65,2
F_{dwars}	kN	51	5	77	244	149	163

3.3.6 De hefbak is gekoppeld aan het landhoofd tijdens een scheepsstoot

De berekeningen van de rotaties van de hefbak in deze situatie verloopt geheel analoog met de rotatie berekening van de hefbak ten gevolge van de energie en impulsoverdracht tijdens een scheepsstoot. Het rotatiecentrum is punt B van figuur 3.14. Deze ligt aan de zijde waar de hefbak gekoppeld is aan een landhoofd en wisselt naar gelang de hefbak gekoppeld is aan het benedenpandlandhoofd of bovenpandlandhoofd. De hefbak kan hierdoor nauwelijks transleren in de X-richting. Een tweede gevolg is dat de botsingssituatie overkomt met botsing 10,20 en 30 van de vorige paragraaf. Een verschil met de koppeling van de hefbak aan de benedenpandgeleidingstoren is dat de plaats waar de grootste hoeveelheid impuls en energie wordt overgedragen tijdens aanvaringen met de wand zich altijd het dichtst bij de koppelplaats van de hefbak met het landhoofd bevindt. Hierdoor wordt het optreden van grote rotaties van de hefbak ten gevolge van scheepsstoten beperkt. Bovendien werken in deze situatie alle vier de dwarsgeleidingsverenstelsels mee om de scheepsstoot op te vangen. Dit in tegenstelling tot koppeling aan geleidingstorens. Hierdoor wordt mede de belasting per geleidingsverenstelsel beperkt.

Voor de beschouwing van de scheepsstoot met de impuls benadering worden tevens de overige reactiekrachten op de hefbak bepaald. Deze zijn van belang voor de conclusies ten aanzien van de opname van scheepsstoot belastingen op het landhoofd. Dit laatste wordt in paragraaf 3.3.7 uitgewerkt.

Botsing 10

De botsing vindt plaats ter hoogte van het rotatiecentrum van de hefbak. Alleen de wrijvingskracht tussen de scheepswanden en de fender geeft een zeer klein moment op de hefbak. De krachten ten gevolge van de scheepsstoot worden volledig opgenomen door de oplegadzels en koppelhaken van de landhoofd-hefbakverbinding. De langskracht van de hefbak op het landhoofd is $0,35 \times 600 \text{ kN} = 210 \text{ kN}$. De kracht wordt hoofdzakelijk opgenomen door de koppelhaak aan de zijde waar het schip de hefbakwand raakt. De kracht op het landhoofd in dwarsrichting is 600 kN. De grootte van de impuls en energieoverdracht wordt bepaald door de uitvoering van de geleidewerken voor de hefbak-landhoofddrempel. Aan de benedenpandzijde bevindt zich een divergerende geleidewerk. Aan de bovenpandzijde bevindt zich een 50 m lange en 12 m brede toegangskanaalbrug. Het gevolg is dat de stoten aan deze zijde veel kleiner zijn dan aan de benedenpandzijde. Dit natuurlijk voor de energie en impulsbeschouwing.

Met de berekende krachten op de dwarsgeleidingsver-
stelsels kan een schatting gemaakt worden van de
krachten op het landhoofd in de x-richting. Deze
zijn gelijk aan 600 kN minus de gezamenlijke reacties
van de dwarsgeleidingsverinstelsels:

F_x landh.	kN	526	498
--------------	----	-----	-----

Botsing 20 en 30, impulsbeschouwing.

Variabele	Dimensie variabele	Botsing 20	Botsing 30
mV	10^3 Ns	188	167
a	m	17,1	48,4
l	m	77,6	77,6
$\omega = \sqrt{K/M}$	rad/s	1,508	1,508
I_B	10^6 kgm ²	13740	13740
K_D	10^6 N/m	2,5	2,5

Opmerking: Rotatiecentrum voor alle botsingen is
punt B van figuur 3.14.

Substitutie van bovenstaande variabelen in verge-
lijking 24 van paragraaf 3.3.3 levert de begin-
rotatiesnelheid ϕ_0 van de hefbak op. Substitutie
van ϕ_0 in vergelijking 21 levert de maximale hoek-
rotatie ψ van de hefbak op. De hefbak transleert
niet doordat deze gekoppeld is aan het landhoofd.
De maximale verplaatsing van de hefbak ter hoogte
van een dwarsgeleidingsverinstelsel is gelijk aan
 $\psi \cdot l$. De bijbehorende kracht op het dwarsgeleidings-
verinstelsel F_{dwars} is gelijk aan $K_D \cdot \psi \cdot l$.

ϕ_0	10^{-3} rad/s	0,293	0,600
ψ	10^{-3} rad	0,158	0,398
$\psi \cdot l$	mm	12,3	30,9
F_{dwars}	kN	31	77

Met de berekende krachten op het dwarsgeleidings-
verinstelsel kan een schatting gemaakt worden van
de krachten op het landhoofd in de x-richting.
Deze zijn gelijk aan 600 kN minus de gezamenlijke
reacties van de dwarsgeleidingsverinstelsels:

F_x landh.	kN	538	446
--------------	----	-----	-----

Botsing 20, 30, energiebeschouwing.

Variabele	Dimensie variabele	Botsing 20	Botsing 30
V_{π}	m/s	0,276	0,201
a	m	17,1	33,4
l	m	77,6	77,6
m	10^3 kg	350	350
I_B	10^6 kgm ²	13740	13740
K_{ψ}	10^6 N/rad	31234	31234
K_D	10^6 N/m	2,5	2,5

Opmerking: Rotatiecentrum voor alle botsingen is punt B van figuur 3.14

Door substitutie van bovenstaande variabelen in vergelijking 10 van paragraaf 3.3.5 ontstaat een vierkantvergelijking. Deze vergelijking geeft de oplossing voor de eindtranslatiesnelheid V_e van het schip. Substitutie van V_e in vergelijking 7 van paragraaf 3.3.5 levert de eindrotatiesnelheid ϕ van de hefbak op:

V_e	m/s	-0,271	-0,190
ϕ	10^{-3} rad/s	0,238	0,332

Controle door substitutie van V_e en ϕ in de wet van behoud van energie, vergelijking 3 van paragraaf 3.3.3 levert op:

$\frac{1}{2} I_B \phi^2$	Nm	390	757
$\frac{1}{2} m V_e^2$	Nm	12852	6318
Totaal	Nm	13242	7075
$\frac{1}{2} m_s V^2$	Nm	13360	7100

De eindrotatie ψ van de hefbak volgt uit substitutie in de vergelijking van energiebehoud, vergelijking 5, paragraaf 3.3.2. De verplaatsing van de hefbak ter hoogte van het zwaarst belaste dwarsgeleidingsverenstelsel is gelijk aan $\psi \cdot l$.

De bijbehorende kracht op het dwarsgeleidingsverenstelsel F_{dwars} is gelijk aan $K_D \cdot \psi \cdot l$.

ψ	10^{-3} rad	0,158	0,220
$\psi \cdot l$	mm	12,3	17,1
F_{dwars}	kN	31	43

Opmerkingen ten aanzien van paragraaf 3.3 t/m 3.3.6.

De meeste berekeningen en gegevens zijn vermeld tot 2 of 3 cijfers achter de komma. De hiermee bedoelde nauwkeurigheid is slechts schijn. In de praktijk kan men de vaarsnelheden tot 0,1 m/s, en de krachten tot 10 KN nauwkeurigheid bepalen. Voor de goede orde moet men de vermelde waarden dan ook sterk afronden.

De energie-overdracht tijdens een scheepsstoot wordt bepaald met de vergelijking: $\frac{1}{2} m_s (V \sin \alpha)^2 \cdot C_s \cdot C_m \cdot C_e$.

- De waarden van de invaarsnelheden vermeld in tabel 3.13 zijn aan de hoge kant. Aangezien de snelheid in het kwadraat in de vergelijking voorkomt heeft dit grote invloed op de grootte van de energie-overdracht.
- De correctie factor van de elasticiteit van de scheepswand is voor kleine schepen 1,0. Dit omdat deze schepen relatief stijf zijn door hun geringe afmetingen.
- De correctie factor van de excentriciteit van kleine schepen is gelijk aan 0,2 à 0,3.

De gezamenlijke invloed van bovenstaande opmerkingen is dat de grootte van de energie-overdracht tijdens scheepsstoten ongeveer gehalveerd wordt.

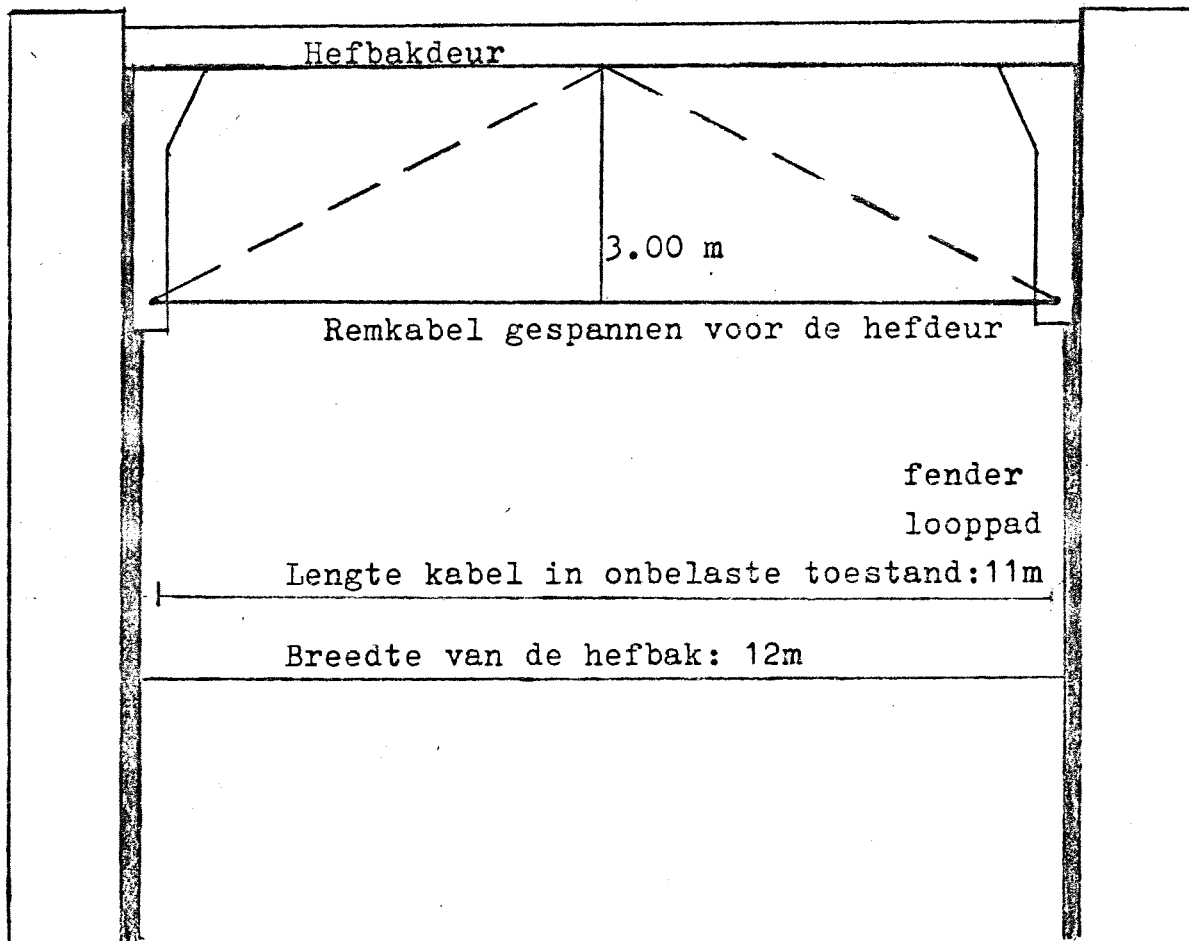
In de berekening wordt er van uit gegaan dat de meewerkende lengte van de fender 2 x 2 m bedraagt. Door de scherpe rondingen van de scheepsboegen van kleine schepen bedraagt de meewerkende lengte eerder slechts 2 x 1 m. Het effect van de vermindering van de energie-overdracht en meewerkende fenderlengte is dat de maximale belasting per meter niet verandert. Deze blijft dan gelijk aan 2 x 150 KN per meter. Echter de totale kracht verminderd tot in de orde van grootte van 300 KN. De berekening uitgevoerd in paragraaf 3.3 is aan de zeer ongunstige kant.

Bij het berekenen van de impulsmoment overdracht in paragraaf 3.3 bedraagt de momentarm van de impuls component in de langsrichting 6,00 m. De bijdrage van deze component in het totale impulsmoment is gelijk aan de impuls overdracht maal de momentarm maal de wrijvingscoëfficiënt scheefshuid-fender. Deze laatste hangt af van zeer veel factoren. In de berekening wordt deze vastgesteld op 0,35. Het gevolg is dat voor het berekenen van de impulsmoment de langscomponent van de impuls overdracht vermenigvuldigd moet worden met 6,00 m x 0,35.

In de berekeningen van het deformatie-kracht-gedrag van de fender is er van uit gegaan dat de maximale reactiekracht van 150 KN per meter optreedt bij een deformatie van 45 mm. Uit figuur 3.15 blijkt dat 60 mm meer reëel is. Echter het veranderen van de deformatiekracht verhoudingen beïnvloeden niet de reeds getrokken conclusies ten aanzien van de maximale belasting per meter.

In de praktijk volstaat men met de volgende benadering. Deze had ook hier in het hoofdontwerp toegepast kunnen worden:

De maximale hoeveelheid energie die tijdens een scheepsstoot kan worden overgedragen bedraagt 243 KNm volgens tabel 3.13. Bij toepassing van een dubbele doorgaande rij fenders bedraagt de meewerkende lengte van de fenders ongeveer 2 x 1 m tijdens een scheepsstoot. Uit figuur 3.15 blijkt dat Dunlop CV2 een energie absorptie heeft van 15 KNm per meter. Dit houdt in dat 2 x 1 m fenderlengte reeds in staat is de volledige hoeveelheid bewegingsenergie van het schip te absorberen. Hierbij bedraagt de maximale reactie van de fenders op de scheepswand 150 KN per meter. De totale reactie van de fenders op de scheepswand is dan ongeveer 300 KN.



Figuur 3.19 Remwerk ter bescherming van de hefdeur tegen doorschietende schepen.

3.3.7 Remwerken ter bescherming van de gesloten hefbakdeur

De deuren van de hefbak worden beschermd door een remwerk tegen beschadiging door schepen, die niet in staat zijn tijdig tot stilstand te komen. Dit remwerk neemt de bewegingsenergie op van het schip, zodat beschadiging van de deur voorkomen kan worden, zie ook paragraaf 1.2.2.

De Duitsers hebben een norm, DIN 19704, voor dit soort beschermingsremwerken opgesteld. Deze norm stelt dat de arbeid, die door het remwerk moet worden opgenomen, gelijk is aan:

$$A = 0,02 \times G$$

waarin: A = op te nemen arbeid in tonmeter

G = gewicht boot in tonnen.

Deze norm geeft dus aan dat het remwerk in staat moet zijn het toegelaten schip met een snelheid van 0,6 m/s tot stilstand te brengen.

Het hefwerk Lunburg in West Duitsland met een hefbak afmeting van 100 × 12 × 4 m³ is uitgerust met twee remwerken met een maximaal arbeidsvermogen van 250 kNm (25 tonmeter). De kanaalbrug is beveiligd met een remwerk met een arbeidsvermogen van 100 kNm. Bij gebrek aan inzicht in de juiste overwegingen om tot een goede keus van het arbeidsvermogen van de remwerken te komen, worden de grootte van het arbeidsvermogen van de remwerken van het hefwerk Lunenburg overgenomen.

De werking van het remwerk is gebaseerd op het afrollen van een kabel vanaf een trommel. Dit afrollen kost veel energie. Deze energie wordt geleverd door de bewegingsenergie van het schip dat doorschiet en de kabel dwingt af te rollen van de trommel. In figuur 3.19 is de verlenging van de kabel weergegeven. Deze verlenging bedraagt ongeveer 1,56 m.

De kracht, die het remwerk op het schip uitoefent, is als volgt te berekenen.

$$F_{\text{schip}} = \frac{\text{Arbeid trommel}}{\text{verlenging kabel}} = \frac{250 \text{ kNm}}{1,56 \text{ m}} = 160 \text{ kN}$$

Deze kracht oefent het remwerk ook uit op de hefbak. De hefbak draagt deze belasting via de drager en het lengtegeleidingssysteem over op de geleidingstorens

Tabel 3.14

Maximale krachten van een dwarsgeleidingsverenstelsel op de hefbak berekend volgens:

Botsing	Hefbak afgeveerd	Hefbak gekoppeld aan torens	Hefbak gekoppeld aan landhoofd
	kN	kN	kN
1	2	3	4

Energiebeschouwing van de botsing

10	191	51	≈0
20	131	≈0	31
30	50	55	43
11	-	234	-
21	-	108	-
12	-	109	-

Impulsbeschouwing van de botsing

10	249	51	20
20	152	5	31
30	67	77	77
11	-	244	-
21	-	149	-
12	-	163	-

3.3.8 Conclusies ten aanzien van scheepsstoten tegen de hefbakwand

Uit de berekeningen met tabel 3.14 als resultaat zijn twee conclusies te trekken. Ten eerste de energiebeschouwing levert veel kleinere belastingen en dus verplaatsingen van de hefbak als resultaat dan de impulsbeschouwing. Dit is verklaarbaar doordat er bij de impulsbeschouwing vanuitgegaan is dat de volledige hoeveelheid impuls van het schip op de hefbak wordt overgedragen. Uit de energiebeschouwing blijkt dat de schepen terugkaatsen met een eindsnelheid kleiner dan de snelheid voor de botsing. Hieruit volgt dat de impuls lang niet volledig wordt overgedragen.

Ten tweede uit de berekening met als resultaat tabel 3.14 blijkt dat het koppelen van de hefbak aan het landhoofd veruit de kleinste reacties geeft op de dwarsgeleidingsverenstelsels. De maximale kracht van een dwarsgeleidingsverenstelsel zal ergens tussen de 43 kN en de 77 kN moeten liggen. De krachten berekend met de impulsbeschouwing zijn een bovengrens van de werkelijke krachten. Dit vanwege overgedragen hoeveelheid impuls tijdens de scheepsstoot. Scheepsstoten tegen de hefbakwand worden niet alleen opgenomen door de dwarsgeleidingsverenstelsels, maar ook door de koppelzadels waarmee de hefbak aan het landhoofd is gekoppeld. De krachten van het afdichtraam zijn beperkt doordat het afdichtprofiel onder belasting vervormt waardoor grote krachten op het raam niet kunnen optreden. Met andere woorden, het koppelen van de hefbak aan het landhoofd moet technisch uitvoerbaar zijn.

3.4 Belastingen op de hefbak tijdens uitzonderlijke toestanden

De hefbak wordt in uitzonderlijke toestanden op niet normale wijze belast. Deze uitzonderlijke toestanden komen voor tijdens storings van de diverse onderdelen van het hefwerk.

Bij het defect raken van de hefbakdeuren kan de hefbak volledig leeglopen. Dit heeft enkele gevolgen: Het contragewicht is dan ongeveer 40.000 kN groter dan het hefbakgewicht. Hierdoor wordt de hefbak omhoog getrokken, zonder dat de dwarsgeleidingsverenstelsels dit kunnen voorkomen. Door de grote trekkracht omhoog worden zij overbelast. Het reserve draagsysteem moet dit nu voorkomen. De spindel wordt nu op trek belast in de richting omhoog. Bevinden zich schepen in de hefbak, dan komen zij met hun bodem op de hefbakbodem te liggen.

De gemiddelde druk die de schepen dan op de hefbakbodem uitoefenen is lager dan 3,80 m waterkolomdruk zodat dit geen gevolgen heeft voor de hefbakbodem. De aanwezigheid van scheepsschroeven en diepstekende roerbladen kan de hefbakbodem beschadigen.

De wandhoogte van de hefbak is ongeveer 4,60 m zoals figuur 2.6 laat zien. Door een lekkage in de deur van de kanaalbrug bestaat de kans dat water vanuit de kanaalbrug in de hefbak terecht komt als de hefbak een stand heeft lager dan het bovenpeil in de kanaalbrug. Een toename van de waterdiepte in de hefbak is het gevolg. Een waterstand groter dan 3,70 m in de hefbak leidt tot overbelasting van de hefmotoren. Het dwarsgeleidingsverenstelsel kan een waterstand tot ongeveer 3,80 m dragen voordat het reservedraagsysteem de belasting overneemt. Dit komt voort uit paragraaf 2.3.5. Het voorkomen van overbelasting van diverse onderdelen van het hefwerk kan op de volgende wijzen. Ten eerste kan men overgaan tot verlaging van de hefdeuren tot een maximale waterdiepte van 3,80 m door de deuren gekeerd kan worden. Het gevolg is dan dat er regelmatig golfoverslag plaats vindt ten gevolge van wind en translatiegolven. Een betere methode is het aanbrengen van noodafsluiters, eventueel in combinatie met een pompsysteem, die snel grote hoeveelheden water uit de hefbak laten wegstromen na geopend te zijn. Dit openen kan zowel automatisch door waterstandmeters als op commando gebeuren.

Ten tweede kan men uitgaan van het feit dat de hefbak volledig volloopt doordat de wateraanvoer groter is dan de waterafvoer van het pompsysteem van de hefbak. De hefbak wordt dan gedragen door de contragewichten en het reservedraagsysteem. Het aandeel van het reservedraagsysteem is $93 \times 12 \times 1 \times 10 = 11200$ kN of wel 0,2 maal het normale hefbak gewicht met waterstand van 3,60 m. Breken dan de trekkabels, dan moet het reservedraagsysteem 1,2 maal het normale hefbakgewicht dragen.

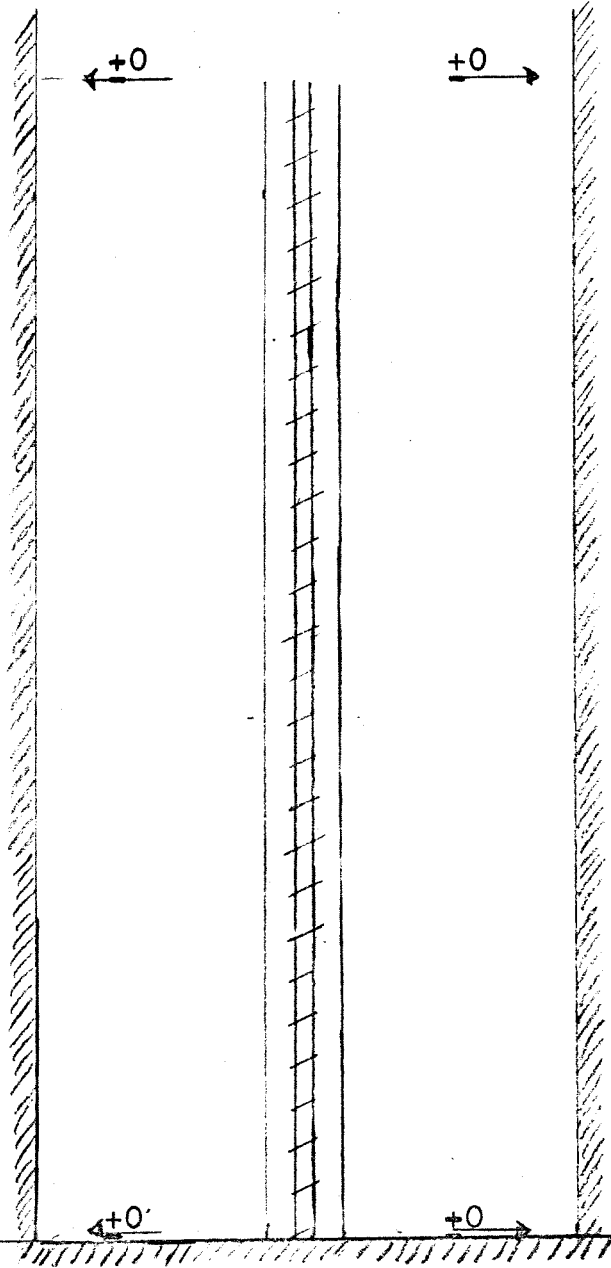
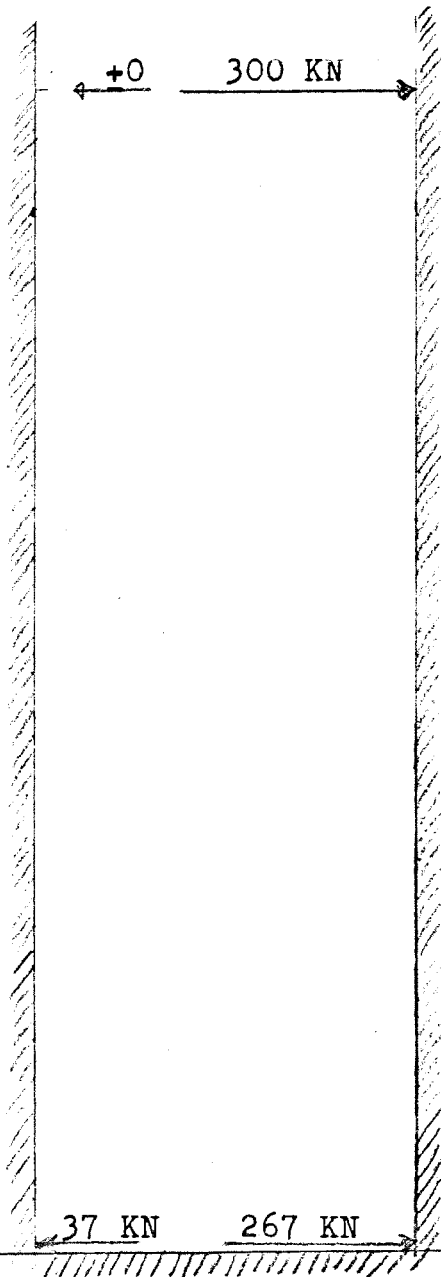
De hefbakdragers en de dragerarmen waaraan de trek-
kabels vastzitten worden ook met 1,2 maal het nor-
male hefbakgewicht belast. De kans op het optreden
van deze situatie is zeer klein. De belastingen op
de onderdelen zullen tevens van korte duur zijn.
Men kan bij sterkte berekeningen dan van het volgende
uitgaan.

De maximaal toelaatbare waterdiepte is 3,80 m. De
sterkte berekening wordt dan gemaakt met de veilig-
heidsfactor $\gamma = 1,5$. De overbelasting leidt dan tot
een tijdelijke kleinere veiligheidsfactor van
 $\gamma = 1,29$.

of

De maximaal toelaatbare waterdiepte is 4,60 m. De
veiligheidsfactor $\gamma = 1,5$. Tijdens de normale wa-
terstand als de hefbak functioneert is de veilig-
heidsfactor $\gamma = 1,80$.

Het hefwerk Luneburg is gedimensioneerd op een
volgelopen hefbak. Uit de daarbij gebruikte Duitse
normen blijkt dat hierbij de veiligheidsfactor
 $\gamma = 1,5$ wordt aangehouden. In het deelontwerp bij
de vakgroep staal wordt dieper op deze problemen
ingegaan. Zeker is dat de spindelassen van het reser-
vedraagsysteem berekend worden op een belasting door
een volgelopen hefbak, zonder dat de contragewichten
een trekbelasting leveren.



Belasting in de X-richting

Belasting in de Y-richting

Figuur

Figuur 3.21 Belasting op de geleidingstorens ten gevolge scheepsstoten tegen de hefbakwand.

3.5 Belastingsschema's van de hefbak op de geleidingsstorens en landhoofden

Voor het berekenen van de sterkte van de hefbak en geleidingstorens moeten de maatgevende belastingsschema's op de hefbak en de geleidingstorens bekend zijn. Tevens moet de juiste plaats en richting van de krachten bekend zijn.

In deze paragraaf worden vooral de belastingsschema's opgesteld voor de geleidingstorens en de landhoofden ten gevolge van de aanwezigheid van de hefbak. De belastingen op de hefbak zelf zijn reeds bepaald in de voorafgaande paragrafen. Begonnen wordt met het bepalen van de belastingen op de landhoofden. Hierna worden de dwars en langseleidingssystemen gedimensioneerd op sterkte en stijfheid. Hierna kunnen de belastingsschema's op de geleidingstorens bepaald worden.

De belastingen op de diverse onderdelen van het hefbak worden in grafische vorm weergegeven. In de tekst worden de figuren toegelicht. Bij het weergeven van de belastingendiagrammen wordt lineair geïnterpoleerd tussen de uiterste waarden van de kracht. Dit geeft slechts kleine afwijkingen van de werkelijkheid. Bovendien zijn voor het bepalen van de uiterste waarde reeds enkele aannames gedaan welke een fout in de waarde kunnen introduceren die groter is dan de fout in de waarde ten gevolge van het bepalen van deze waarden door lineaire interpolatie.

3.5.1 De krachten van de geleidingsverenstelsels op de hefbak ten gevolge van windbelasting op de hefbak

De krachten in het geleidingsverenstelsel ten gevolge van de belasting van de hefbak door de wind hangt af van de hoogte van de hefbak boven het maaiveld en het feit dat de hefbak al dan niet aan een landhoofd is gekoppeld.

Ten eerste wordt de situatie berekend waarin de hefbak slechts op zijn plaats wordt gehouden door de dwars en langseleidingssystemen. De grootte van de windkrachten op de hefbak zijn ontleend aan paragraaf 3.1.4 en tabel 3.4 kolom 7. Omdat de richtingen van de windkrachten soms samenvallen met de assen van het assenstelsel worden de dwars en langseleidingssystemen door de wind symmetrisch belast. De krachten op de geleidingsstelsels zijn vermeld in tabel 3.15.

Ten tweede wordt de situatie berekend waarin de hefbak gekoppeld is aan een landhoofd. De windbelasting op de hefbak wordt nu opgenomen door de krachten in de geleidingsverenstelsels en de krachten op de zadels van het landhoofd. De windbelasting evenwijdig aan de y-as, de lengteas van de hefbak, wordt in principe opgenomen door drukzadels bij windzuiging op de nietgekoppelde hefbakzijde.

.....

Bij winddruk op deze zijde wordt de belasting opgenomen door de hydrostatische waterdruk op de gesloten hefbakdeur die voor de contactdruk op de zadels zorgt. De windbelasting evenwijdig aan de x-as veroorzaakt een rotatie van de hefbak. Hierdoor worden de dwarsgeleidingsverenstelsels belast. Bij de berekening wordt ervan uitgegaan dat het moment van de windbelasting ten opzichte van het rotatiepunt opgenomen wordt door de dwarsgeleidingsverenstelsels.

In paragraaf 2.6.3 is reeds de veerstijfheid vastgesteld van de gezamenlijke dwarsgeleidingsverenstelsels ten opzichte van rotatiepunt B, namelijk $K_{\phi} = 31234 \times 10^6$ N/m. De momentarm van de windbelasting is 46,3 m. De grootte van de rotatie ϕ van de hefbak is gelijk aan de windkracht, tabel 3.4 kolom 7, maal de momentarm groot 46,3 m gedeeld door veerconstante 31234×10^6 N/m. De grootte van de krachten op de dwarsgeleidingsverenstelsels is $\phi \times 1 \times 2,5 \times 10^6$ N. Het resultaat is vermeld in tabel 3.16 kolom 6 en 7. De troskrachten die optreden ten gevolge van scheepsbewegingen in de hefbak worden ter vereenvoudiging op dezelfde wijze verdeeld over de zadels en geleidingsverenstelsels als de windbelasting die in de zelfde richting werkt als de troskrachten.

Windbelasting treedt gedurende een groot deel van het jaar op met sterk wisselende sterkte. Het optreden van de extreme windbelasting ten gevolge van een windvlaag waarop het hefwerk berekend wordt is klein. Deze extreme windvlaag treedt op met 40 % kans 1 maal per 25 jaar te worden overschreden voor een richting samenvallend met een aangenomen belastingrichting. Dit is windsituatie A van tabel 3.15.

Het optreden van scheepsstoten is altijd mogelijk tijdens het in en uitvaren. De kans op het optreden van een extreme scheepsstoot zoals beschreven in paragraaf 3.3.3 is zeer gering. De kans dat een extreme scheepsstoot samenvalt met een extreme windstoot is als verwaarloosbaar aangenomen. Gezien het feit dat gedurende een groot deel van het jaar de wind waait, is het reëel om te veronderstellen dat tijdens een extreme scheepsstoot een windbelasting op de hefbak aanwezig is.

Deze windbelasting wordt veroorzaakt door een wind met een gemiddelde uurwindsnelheid V_u die met 50% kans 1 maal per 5 te worden overschreden. Deze gemiddelde uurwindsnelheid is 20,5 m/s en dient als basis voor de TGB windbelasting berekeningen. Dit is tevens windsituatie B van tabel 3.15.

Tabel 3.15

Belasting van de dwars en langsgelidingsverenstelsels tijdens het heffen van de hefbak.

A = extreme windsnelheid in een windvlaag berekend door de gemiddelde uurwindsnelheid V_u te vermenigvuldigen met de vlagfactor T_b .

B = gemiddelde uurwindsnelheid V_u die met 50 % kans 1 maal per 5 jaar wordt overschreden

Hoogte boven maai veld	Wind snel heid	Stuw druk q	Wind rich- ting	Wind belas- ting	Kracht per ge- leidings- stelsel
m	-	N/m ²	-	kN	kN
1	2	3	4	5	6
≈75	A	1200	X	546	137
≈ 0	A	710	X	323	81
≈75	B	690	X	282	71
≈ 0	B	210	X	110	28
≈75	A	1200	Y	463	116
≈ 0	A	710	Y	273	69
≈75	B	690	Y	243	61
≈ 0	B	210	Y	98	25

Tabel 3.16

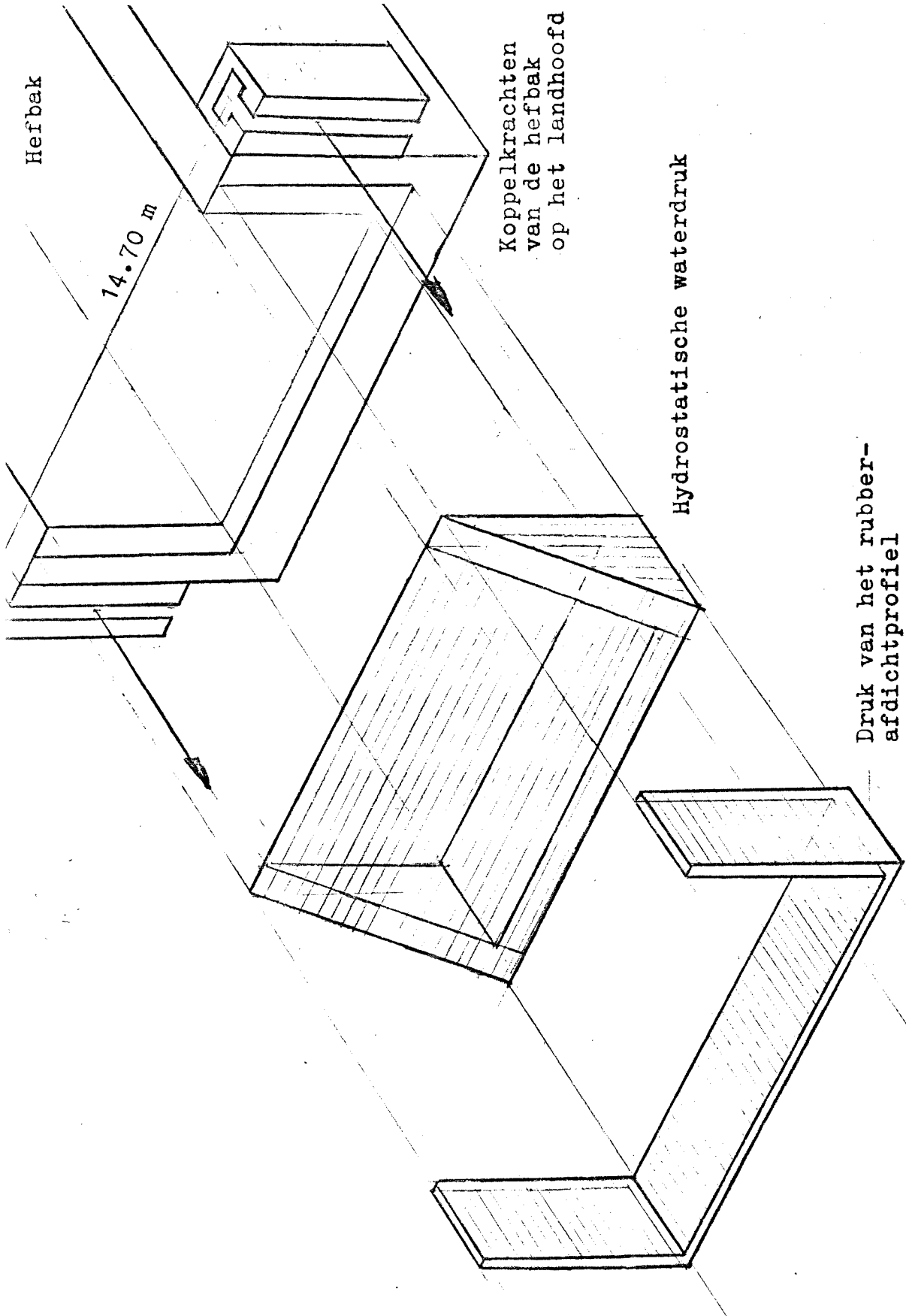
Belasting van de dwars en langseleidingsverenstelsels als de hefbak gekoppeld is aan een landhoofd.

Windsituatie hefbak zie tabel 3.15 kolommen 1 t/m 4

Hoogte boven maai veld	Wind belas- ting	Wind rich- ting	Moment t.g.v wind	Rotatie ϕ hef- bak	Krachten in geleidings- verenstelsel		Kracht op koppelzadels evenwijdig met de as	
					Langs	dwars	X	Y
m	kN		kNm	10^{-3} rad	kN	kN	kN	kN
1	2	3	4	5	6	7	8	9
≈ 75	546	X	25280	0,809	30	157	172	≈ 0
≈ 0	323	X	10742	0,344	13	67	163	≈ 0
≈ 75	282	X	13057	0,418	16	81	88	≈ 0
≈ 0	110	X	5093	0,163	6	32	34	≈ 0
≈ 75	463	Y					463	
≈ 0	273	Y					273	
≈ 75	243	Y					243	
≈ 0	98	Y					98	

Troskrachten

≈ 75	14	X			1	4	4
≈ 0	14	X			1	4	4
≈ 75	27	Y			1	8	9
≈ 0	27	Y			1	8	9



Figuur 3.20 Belasting van de hefbak op het landhoofd.

3.5.2 Belastingsschema's op het landhoofd

De grootste belastingen treden op aan het bovenpand-landhoofd. De waterdiepte van de hydrostatische waterdruk op de hefbakwand kan variëren van 3,50 tot 4,60 m. Bij een breedte van 13,60 m waarop de hydrostatische waterdruk kan werken betekent dit een belasting van 1177 kN tot 1844 kN. Hierbij is de kracht van het afdichtraam op het landhoofd van 344 kN inbegrepen.

De kracht per drukzadel vertoont belastingvariaties ten gevolge van de momentbelasting op de hefbak ten gevolge van windbelasting en scheepsstoten tegen de hefbakwand. Deze zijn berekend in paragraaf 3.5.1 en 3.3.7. Deze krachten moeten tot de meest ongunstige combinaties worden samengesteld. De maximale kracht op een zadel ontstaat bij maximale waterdruk op de hefbak waarbij een scheepsstoot optreedt halverwege de hefbak in een richting gelijk aan de windrichting. De kracht op de zadels is nu $1844 \text{ kN} + 210 \text{ kN} = 2054 \text{ kN}$. Hierbij wordt verondersteld dat de windbelasting door de dwarsgeleidingsverenstelsels wordt opgenomen. In werkelijkheid wordt een gedeelte door de oplegzadels opgenomen. Geschat wordt dat de maximale belasting per zadel maximaal 2000 kN kan bedragen. In figuur 3.20 is schematisch de belasting op het landhoofd weergegeven. Ten eerste de hydrostatische waterdruk op het kopeinde van de hefbak bij een waterdiepte van 4,60 m. Ten tweede tot een lijnlast geschematiseerde druk van het afdichtraam. Deze blijft ten gevolge van de deformatie van het afdichtprofiel tijdens rotatie van de hefbak vrijwel constant. Ten derde de krachtvariatie op de koppelzadels van de hefbak.

Het is duidelijk dat scheepsstoten tegen de hefbakwand inclusief de windbelasting niet geheel worden opgenomen door de dwars en langsg geleidingsverenstelsels maar ook door de koppelzadels van de verbinding tussen de hefbak en het landhoofd. De krachten op het afdichtraam zijn beperkt, het afdichtrubber onder belasting vervormt, waardoor grote krachten kunnen optreden. De belasting op de koppelzadels kan alleen door contactdruk worden overgedragen. Zolang de belastingsrichting van het landhoofd is brengt het zadel krachten over. In dwarsrichting gebeurt dit door wrijvingskrachten. In de richting naar het landhoofd toe wordt de belasting opgenomen door de hydrostatische waterdruk op de hefbak in horizontale richting.

Het is aan te bevelen te voorkomen dat de hefbak niet transleert ter hoogte van het afdichtrubber en raamwerk. De kracht in dwarsrichting omvat de kracht van de scheepsstoot, 600 kN maximaal volgens paragraaf 3.3 en de windkracht groot 88 kN, ontleend aan tabel 3.16 kolom 8.

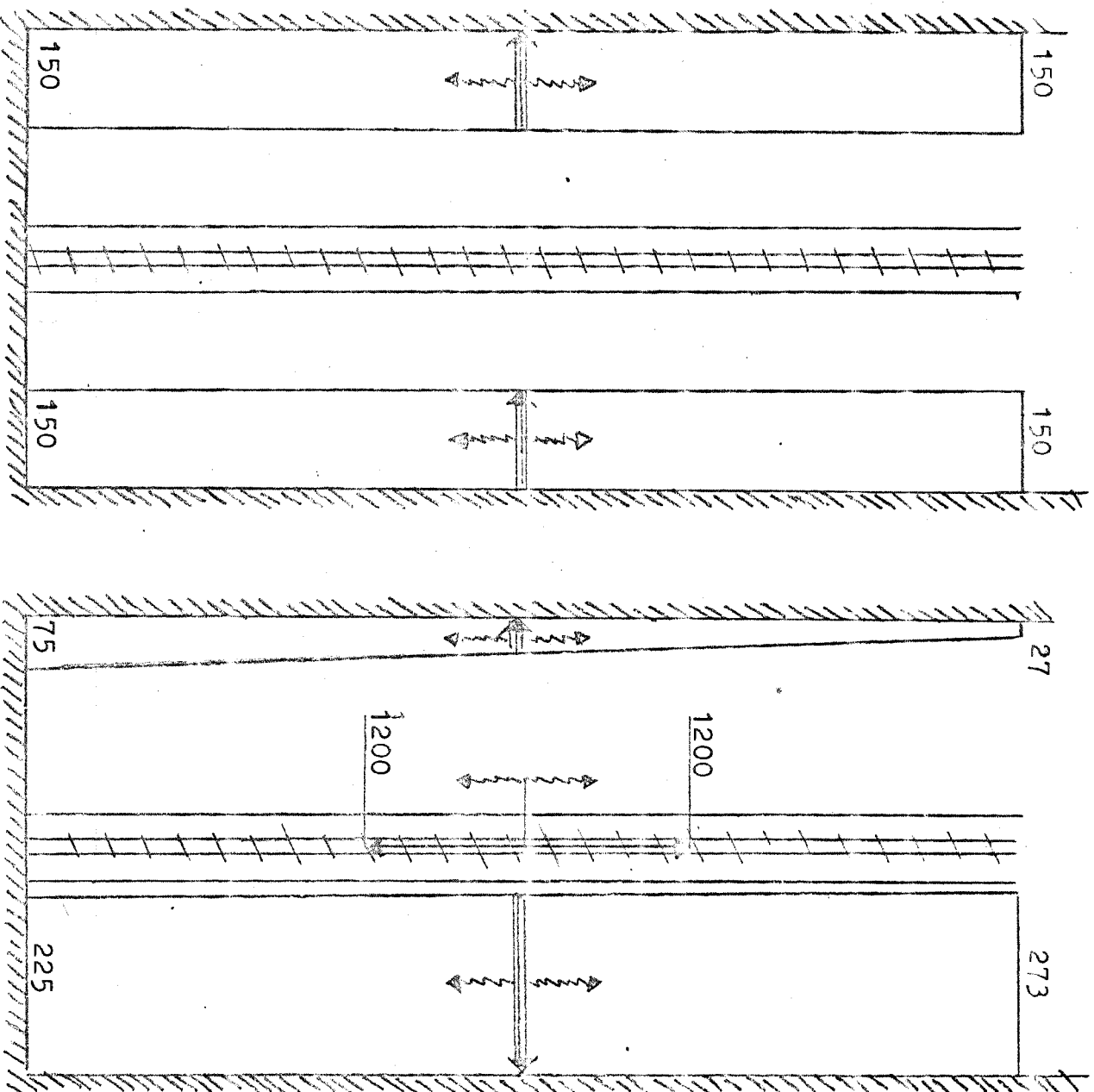
De minimaal benodigde contactdruk is dan $688 \text{ kN}/0,75 = 917 \text{ kN}$. De minimale druk op de zadels door dit afdicht profiel en de hydrostatische waterdruk is volgens paragraaf 2.2.2 ongeveer 1223 kN . Deze druk kan verminderd worden door de winddruk van $2/3 \times 97 \text{ kN} = 65 \text{ kN}$ volgens tabel 3.4 kolom 4 en de reactie van het langgeleidingsverenstelsel. Deze laatste is in paragraaf 2.2.3 geschat op 400 kN . De minimale contactdruk is dan 758 kN .

De conclusie is dat er een kans bestaat dat de hefbak zijdelings transleert tijdens het gekoppeld zijn aan het landhoofd. De kans is erg klein en wordt geaccepteerd. Tijdens een zijdelingse translatie bestaat gevaar dat het rubberprofiel beschadigd wordt. De verplaatsing kan slechts beperkt blijven doordat dit gepaard gaat met grote wrijvingsenergieverliezen. Tevens wordt energie opgenomen door de dwarsgeleidingsverenstelsels.

.....

3.5.3 Belasting op de geleidingsverenstelsels

Als de hefbak gekoppeld is aan het landhoofd worden de dwarsgeleidingsverenstelsels belast door verplaatsing van de hefbak in horizontale richting. Deze verplaatsing ontstaat door windbelasting en scheepstoten. De windbelasting op de dwarsgeleidingsverenstelsels wordt ontleend aan tabel 3.16 kolommen 6 en 7. De scheepstoot belasting op de dwarsgeleidingsverenstelsels wordt ontleend aan paragraaf 3.3.6. De berekende belastingen zijn aan de hoge kant. Voor de windbelasting geldt dat de kans op optreden zeer gering is en de berekening uitgevoerd is voor een hefwerk op een vlakke omgeving terwijl het hefwerk in een uitgraving staat. De stootbelasting is berekend met een impulsbeschouwing waarbij de hoeveelheid impuls van het schip volledig wordt overgedragen op de hefbak terwijl dit niet het geval is. Telt men beide belastingen op zoals gebeurd is in tabel 3.17 met figuur 3.21 als grafische weergave, dan vindt men waarden die te hoog zijn. Geschat wordt dat de maximaal mogelijke belasting op een dwarsgeleidingsverenstelsel in gebruikstoestand 150 kN bedraagt. Hierdoor functioneert het dwarsgeleidingsverenstelsel in iedere situatie als het op trekbelasting wordt belast. Het gevolg is dat het dwarsgeleidingsverenstelsel een maximale kracht van 300 kN op de geleidingstorens uitoefent. Deze kracht omvat dan 150 kN belasting en 150 kN voorspankracht. Tijdens het heffen van de hefbak wordt de bak op zijn plaats gehouden door de vier dwarsgeleidingsverenstelsels en de vier langsgeleidingsverenstelsels. De belasting tijdens het heffen van de hefbak in het horizontale vlak bestaat voornamelijk uit windbelasting en als gevolg daarvan troskrachten van afgemeerde schepen. Slechts de maximale belasting op de geleidingsverenstelsels is van belang. Deze treedt op als de hefbak getroffen wordt door een windvlaag waarvan de sterkte in de vorige paragraaf is gedefinieerd, en aangeduid wordt met windsituatie A. De belasting is afhankelijk van de hoogte omdat de windbelasting van de hoogte afhankelijk is. In tabellen 3.18 en 3.19 zijn de krachten op de dwarsgeleidingsverenstelsels berekend. Figuren 3.22 en 3.23 zijn daarvan grafische weergaven van de berekende krachten als functie van de hoogte van het dwarsgeleidingsverenstelsel.



Onbelast

Maximaal belast

Figuur 3.22 Belasting op de geleidingstorens door de dwarsgeleidingsstelsels in de Y-richting tijdens het heffen van de hefbak in KM.

Tabel 3.17

Belasting dwarsgeleidingsverenstelsels:

Hefbak gekoppeld aan benedenpandlandhoofd.
Belasting ten gevolge van:

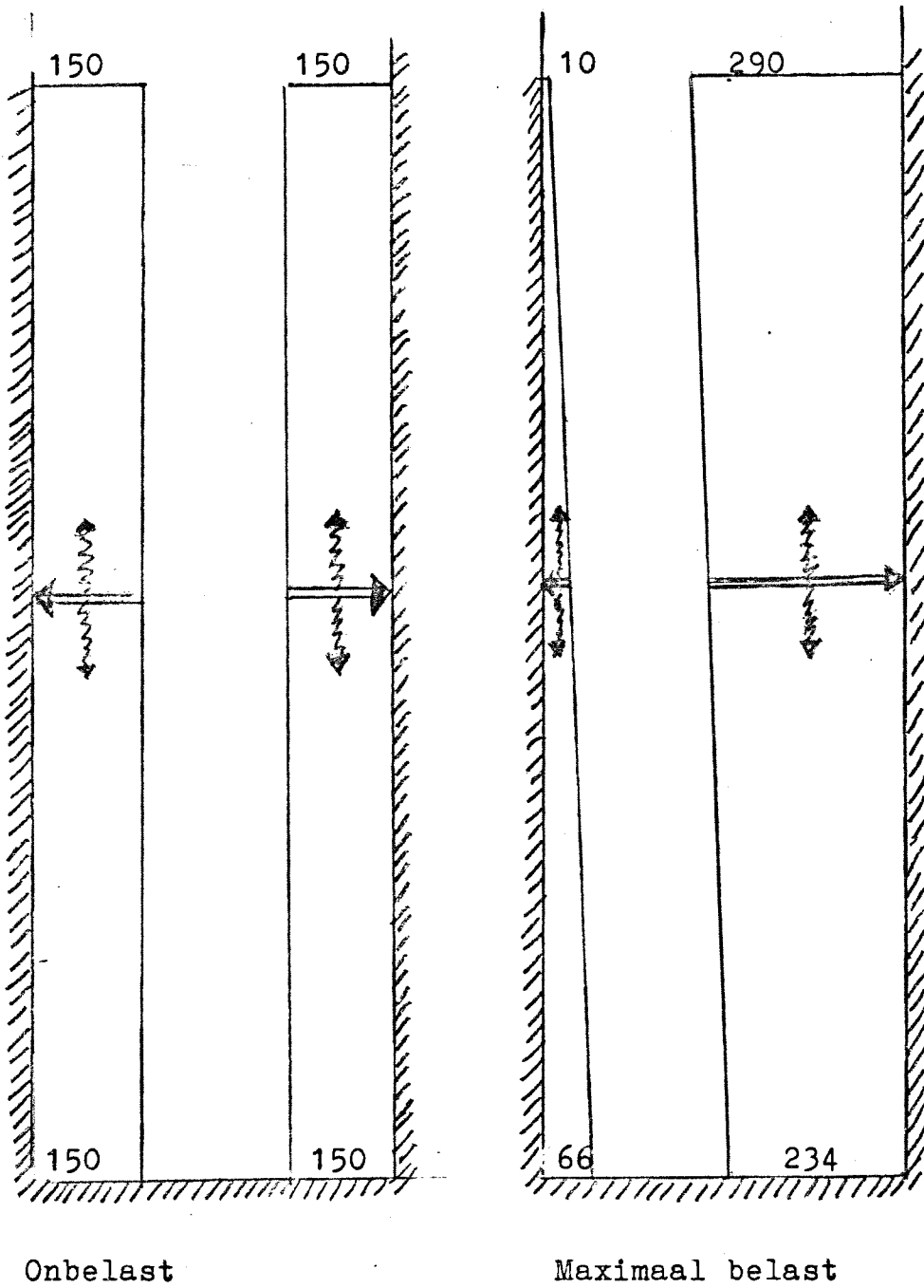
Situatie 1: Windvlaag	
Windsituatie A	67 kN
Troskrachten	<u>4 kN</u>
Maximum per dwarsgeleidingsverenstelsel	71 kN

Situatie 2: Scheepsstoot	
Windsituatie B	32 kN
Scheepsstoot	77 kN
Troskrachten	<u>4 kN</u>
Maximum per dwarsgeleidingsverenstelsel	113 kN

Hefbak gekoppeld aan bovenpandlandhoofd.

Situatie 1: Windvlaag	
Windsituatie A	157 kN
Troskrachten	<u>4 kN</u>
maximum per dwarsgeleidingsverenstelsel	161 kN

Situatie 2: Scheepsstoot	
Windsituatie B	81 kN
Scheepsstoot	77 kN
Troskrachten	<u>4 kN</u>
Maximum per dwarsgeleidingsverenstelsel	162 kN



Figuur 3.23 Belasting op de geleidingstorens door de dwarsgeleidingssystemen in de X-richting tijdens het heffen van de hefbak in KN.

Tabel 3.18

Belasting dwarsgeleidingsverenstelsel tijdens het heffen

Belasting evenwijdig aan de X-richting

Hefbak ter hoogte van het bovenpandlandhoofd.
Belasting ten gevolge van:

Situatie 1: Windvlaag

Windsituatie A	+ 546 kN
Troskrachten	+ <u>14 kN</u>

Totaal op de hefbak	+ 560 kN
---------------------	----------

Belasting per geleidingsverenstelsel	+ <u>140 kN</u>
--------------------------------------	-----------------

Hefbak ter hoogte van het benedenpandlandhoofd.

Situatie 1 Windvlaag

Windsituatie A	+ 323 kN
Troskrachten	+ <u>14 kN</u>

Totaal op de hefbak	+ 337 kN
---------------------	----------

Belasting per geleidingsverenstelsel	+ <u>84 kN</u>
--------------------------------------	----------------

Tabel 3.19

Belasting langsgeleidingsverenstelsels tijdens het heffen.

Belasting evenwijdig aan de Y-richting.

Hefbak ter hoogte van het bovenpandlandhoofd
Belasting ten gevolge van:

Situatie : Windvlaag

Windsituatie A	+ 463 kN
Troskrachten	+ <u>27 kN</u>

Totaal op de hefbak	+ 490 kN
---------------------	----------

Belasting per geleidingsverenstelsel	+ <u>123 kN</u>
--------------------------------------	-----------------

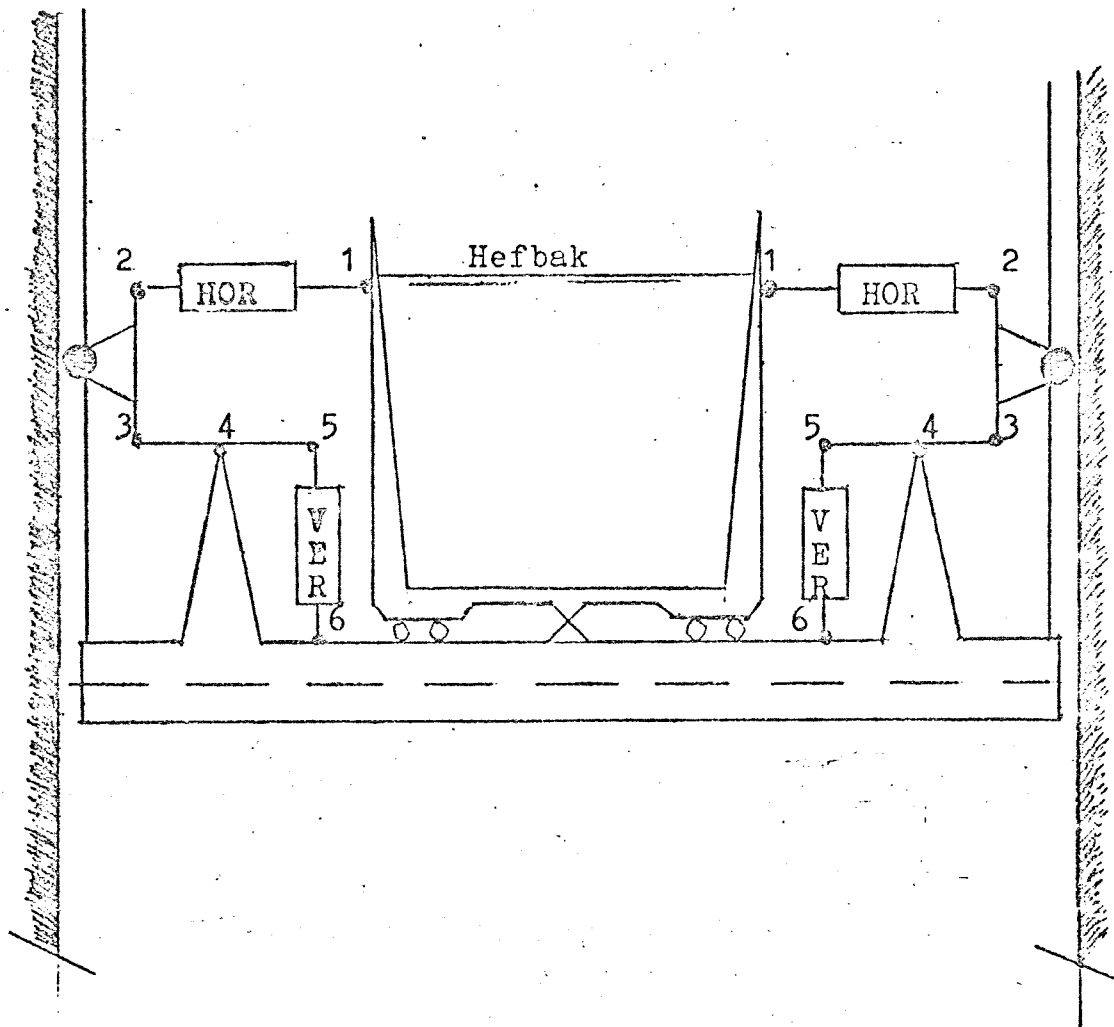
Hefbak ter hoogte van het benedenpandlandhoofd.

Situatie : Windvlaag

Windsituatie A	+ 273 kN
Troskrachten	+ <u>27 kN</u>

Totaal op de hefbak	+ 300 kN
---------------------	----------

Belasting per geleidingsverenstelsel	+ <u>75 kN</u>
--------------------------------------	----------------



Figuur 3.24 Dwarsgeleidingsverenstelsel.

3.5.4 Krachten in het dwarsgeleidingsverenstelsel

In paragraaf 2.2.7 is het eigen gewicht van de hefbak geschat op 1200 ton met een geschatte waterinhoud van 4000 m³. Hierdoor bedraagt de belasting per drager 26000 kN. Deze belasting wordt gedragen door 104 contragewichten met een gewicht van 250 kN per stuk. Naast deze constante verticale belasting van het eigengewicht van de hefbak en het water met normale waterdiepte van 3,60 m treden ook variabele verticale belastingen op. Ten eerste de belastingvariatie doordat de waterstand van de hefbak 0,10 m varieert ten opzichte van de uitgangssituatie. Deze variatie is $0,10 \times 12 \times 92 \times 10 = \pm 1100$ kN.

Ten tweede treedt belasting variatie op tijdens het in en uitvaren van schepen. In paragraaf 3.2.5 is deze vastgesteld op ± 1200 kN per drager. Deze laatste belastingvariatie treedt alleen op als de hefbak niet beweegt terwijl de eerste optreedt gedurende de gehele hefbeweging.

Uit bovenstaande alinea volgt dat de maximale verticale belasting per dwarsgeleidingsverenstelsel ongeveer 600 kN is. Bij het heffen van de hefbak met een overdiepte van 0,1 m is het benodigde vermogen per meter $1100 \text{ kN} \times 0,24 = 264$ kW. Daat het geïnstalleerde vermogen 4×160 kW bedraagt kan de hefbak geheven worden ondanks het overgewicht ten opzichte van de contragewichten. De verticale belasting van het dwarsgeleidingsverenstelsel bedraagt dan 375 kN. In paragraaf 2.3.3 is reeds aangegeven dat de maximale verplaatsing van een dwarsgeleidingsverenstelsel 30 mm kan bedragen. Bij gegeven belasting van maximaal 600 kN houdt dit een veerconstante van 20×10^6 N/m in in verticale richting.

In paragraaf 2.4.5 is bepaald dat de veerconstante in het verticale vlak van het dwarsgeleidingsverenstelsel gelijk is aan: $KDV = (x/y)^2 \times KVER$. Uitgaande van een veerconstante van 2×10^6 N/m voor de veer VER moet $(x/y)^2$ gelijk zijn aan 10 of te wel $x = 3,16$ maal y . De maximale kracht in de veer VER is dan gelijk aan 190 kN. Figuur 3.24 geeft een schematische weergave van het dwarsgeleidingsverenstelsel met bijbehorende symbolen.

De maximale belasting in horizontale richting treedt op tijdens een scheepsstoot en is groot 158 kN.

De belasting tijdens het heffen van de hefbak is maximaal 140 kN. In paragraaf 2.3.1 is al vastgesteld dat de dwarsgeleidingsverenstelsels "voorgespannen" moeten worden om verticale aandrijving en horizontale geleiding mogelijk te maken. Voorspanning met een kracht van 150 kN per dwarsgeleidingsverenstelsel verzekert in vrijwel alle situaties voldoende reactiekracht van de dwarsgeleidingsverenstelsels, zonder dat de aandrijving van de hefbak in gevaar komt. Valt namelijk de kracht weg die het tandradwiel tegen de geleidingstoren drukt, dan verliest het tandradwiel contact met de tandradrail zodat aandrijving van de hefbak onmogelijk wordt.

Het gevolg van de 150 kN voorspanning is dat de maximale belasting op het dwarsgeleidingsverenstelsel in totaal maximaal ongeveer 300 kN bedraagt. Bij de gebruikte veerconstante van $2,5 \times 10^6$ N/m van de dwarsgeleidingsverenstelsels bedraagt de verplaatsing van de drager 0,06 m. In paragraaf 2.4.3 is bepaald dat de veerconstante in het horizontale vlak van het dwarsgeleidingsverenstelsel gelijk is aan $K_{DH} = ((a^2 + ab)/b^2) \times K_{HOR}$. Bij een verhouding $a = b$ bedraagt de veerconstante van veer HOR 6250 kN/m. Bij een verplaatsing van 0,06 m van de drager bedraagt de lengteverandering van de veer ARM 0,24 m zodat deze een totale reactie geeft van 150 kN.

3.5.5 Krachten in het langsgeleidingsverenstelsel

Het langsgeleidingsverenstelsel wordt belast tijdens het heffen van de bak. Is de hefbak aan een landhoofd gekoppeld dan is het langsgeleidingsverenstelsel in principe onbelast. De hefbak wordt tijdens het heffen slechts belast door windbelasting. Deze geeft een maximale belasting per langsgeleidingsverenstelsel van 123 kN. Net als de dwarsgeleidingsverenstelsels zijn deze "voorgespannen". Dit om een grotere reactie te verkrijgen bij kleine verplaatsingen. Een voorspanning van 120 kN per stelsel vol-
doet.

In paragraaf 2.5 is bepaald dat de veerconstante van een langsgeleidingsverenstelsel gelijk is aan $K_L = ((c + d)/c^2) \times K_{ARM}$. In de berekeningen is uitgegaan van een veerconstante van een langsgeleidingsverenstelsel van $2,5 \times 10^6$ N/m. Neemt men voor de verhouding $c = d$ en voor de veerconstante van de veer ARM 625 kN/m dan bedraagt de verplaatsing van de drager 0,048 m. De lengteverandering van de veer ARM is 0,192 m zodat deze een totale reactie geeft van 120 kN.

.....

3.6 Conclusies

De belasting op de hefbak bestaat uit enkele duidelijk verschillende belastingen. Ten eerste wordt de hefbak belast door de wind. Deze sterk wisselende belasting geeft in de dwarsrichting, x-richting, een belasting van maximaal 150 kN op een dwarsgeleidingsverenstelsel. In de langsrichting, y-richting, wordt het langsgeleidingsverenstelsel belast met maximaal 125 kN. Deze windbelastingen treden alleen op tijdens het heffen van de hefbak.

Tijdens het in en uitvaren van schepen treden waterspiegelvariaties op. Deze waterspiegelvariaties veroorzaken een belastingsvariatie van 1200 kN per drager. Zij worden veroorzaakt door de retourstroom, spiegeldaling en opstuwind door de scheepsboeg, spiegelstijging. Daarnaast kan de gemiddelde waterdiepte variëren tussen 3,50 m en 3,70 m met gevolg een belastingvariatie van 1200 kN op de drager en dus op het aandrijfsysteem.

Tijdens het in en uitvaren kunnen schepen de hefbakwand raken af aanvaren. Ten gevolge van deze scheepsstoten treden verplaatsingen op van de hefbak. Deze moeten beperkt worden ter bescherming van de afdichting tussen de hefbak en het landhoofd en het afdichtprofiel zelf. Uit het onderzoek komt naar voren dat de beste oplossing is het koppelen van de hefbak aan het landhoofd tijdens het in en uitvaren van schepen. Bij deze oplossing blijven de belastingen op de geleidingsverenstelsels beperkt tot maximaal 77 kN.

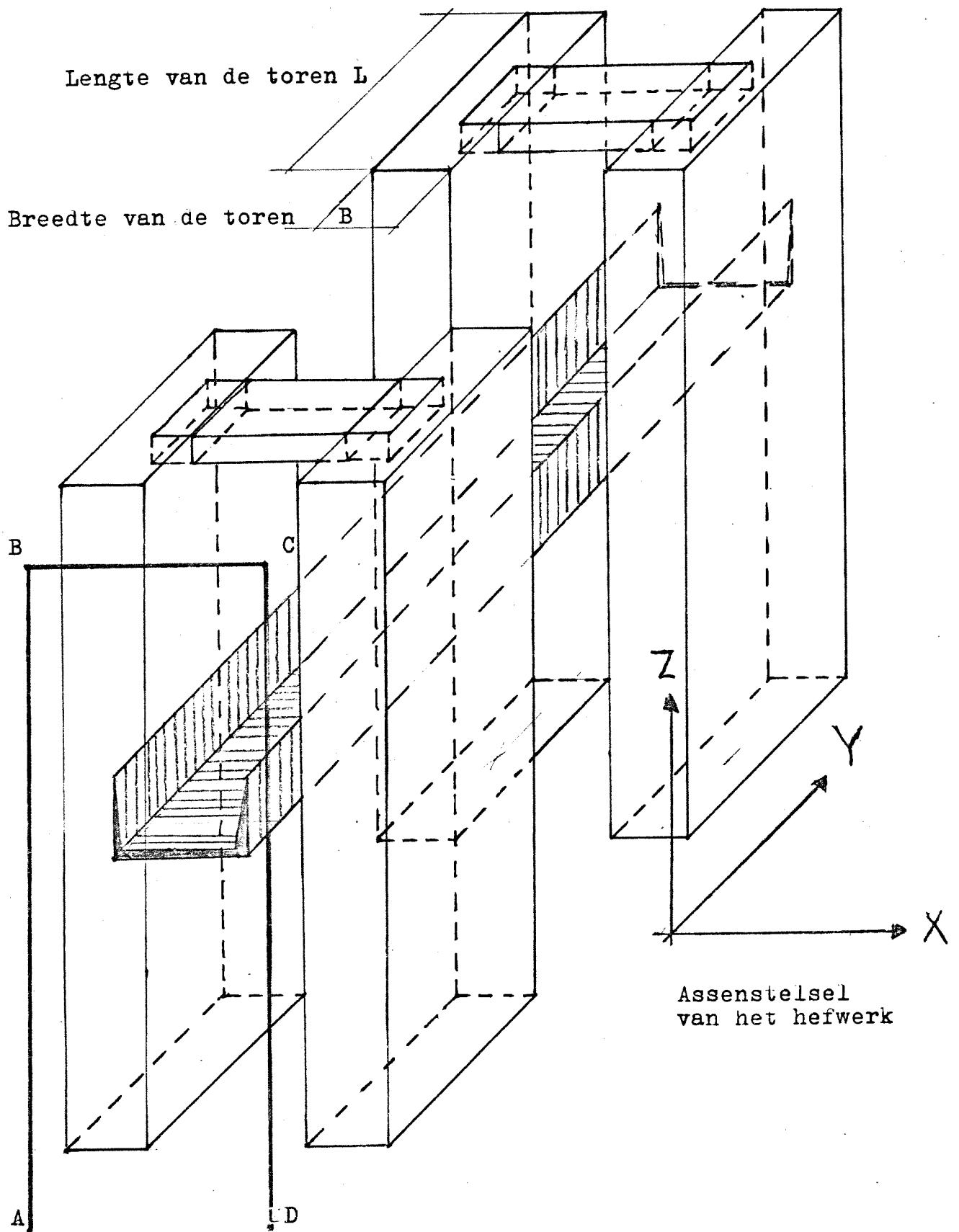
Tijdens een scheepsstoot is de aanwezigheid van windbelasting op de hefbak groot. De kans dat tijdens een scheepsstoot de hefbak wordt getroffen door een windvlaag met extreme windsnelheden is verwaarloosbaar klein. Daarom wordt gerekend op een windbelasting veroorzaakt door een wind met een gemiddelde uurwindsnelheid V_u die met 50 % kans 1 maal per 5 jaar wordt overschreden. Het resultaat is dat het dwarsgeleidingsverenstelsel op maximaal 300 kN in het horizontale vlak wordt belast.

Het koppelen van de hefbak aan het landhoofd heeft tot gevolg dat de grote horizontale verplaatsing achterwege blijft bij opname van krachten in deze richting. De krachten, groter dan 1300 kN worden veroorzaakt door de hydrostatische waterdruk op de gesloten hefdeur en op de verticale wanden tussen de afdichtingsprofielen plus de druk van het afdichtingsprofiel zelf.

4 De geleidingstorens

In het vorige hoofdstuk zijn de belastingen op de hefbak bepaald. Een gedeelte van deze belastingen wordt via de dwars en langsgeleidingsverenstelsels op de geleidingstorens afgedragen. De grootte en de plaats zijn weergegeven in de figuren 3.21 t/m 3.23. Daarnaast werken op de torens belastingen ten gevolge van de aanwezigheid van de contragewichten en het gewicht van de hefbak, aandrijfinrichting hefbak en het reservedraagsysteem.

De heftorens zelf worden belast door de wind. Door de grote afmetingen van de heftorens is deze belasting sterk overheersend. In hoofdstuk 2 is reeds bepaald dat de torens 80 m hoog en 30 m lang moeten zijn. De breedte is nog niet vastgelegd. Tijdens het dimensioneren van de torens op sterkte en stijfheid wordt deze breedte vastgelegd.



Figuur 4.1 Schematisatie van de torenportaal.

.....

4.1 Constructieve opzet van de geleidingstorens

De geleidingstorens staan tegenover elkaar op een onderlinge afstand van 17,60 m. Het is daarom mogelijk de twee torens te koppelen met een koppelbrug tot een portaal. In figuur 4.1 is het portaal schematisch weergegeven met de bijbehorende hartlijnen en knooppunten. De uitvoering van de knooppunten A t/m D, een inklemming of een scharnier, bepaalt de momentenverdeling in de torens ten gevolge van de belastingen. De verplaatsingen ten gevolge van de belastingen hangen sterk af van de bouwwijze van de torens. De torens kunnen gebouwd worden van staal of beton.

In hoofdstuk 2 is een schematische opzet gemaakt voor de heftorens. De belasting loodrecht op de lengteas van de hefbak, ook wel aangeduid met de x-richting, wordt opgenomen door vier stijve wanden evenwijdig met de x-as. In figuur 4.2 is dit duidelijk gemaakt. De belasting evenwijdig aan de lengteas van de hefbak, aangeduid met de y-richting, wordt opgenomen door de wanden tussen de reeds genoemde vier wanden. Deze wanden te samen vormen drie gesloten kokers. De twee grootste kokers dienen voor de plaatsing en geleiding van de contragewichten. De kleinste koker wordt voorzien van een lift en een trappenhuis zodat de gehele toren bereikbaar is voor onderhoud. Bovenop de torens worden de loopwielen geplaatst waarover de kabels van de contragewichten lopen. Iedere koker bevat 26 contragewichten zodat dan ook 26 loopwielen met per wiel een verticale belasting van 2×25 kN boven iedere koker aangebracht moeten worden.

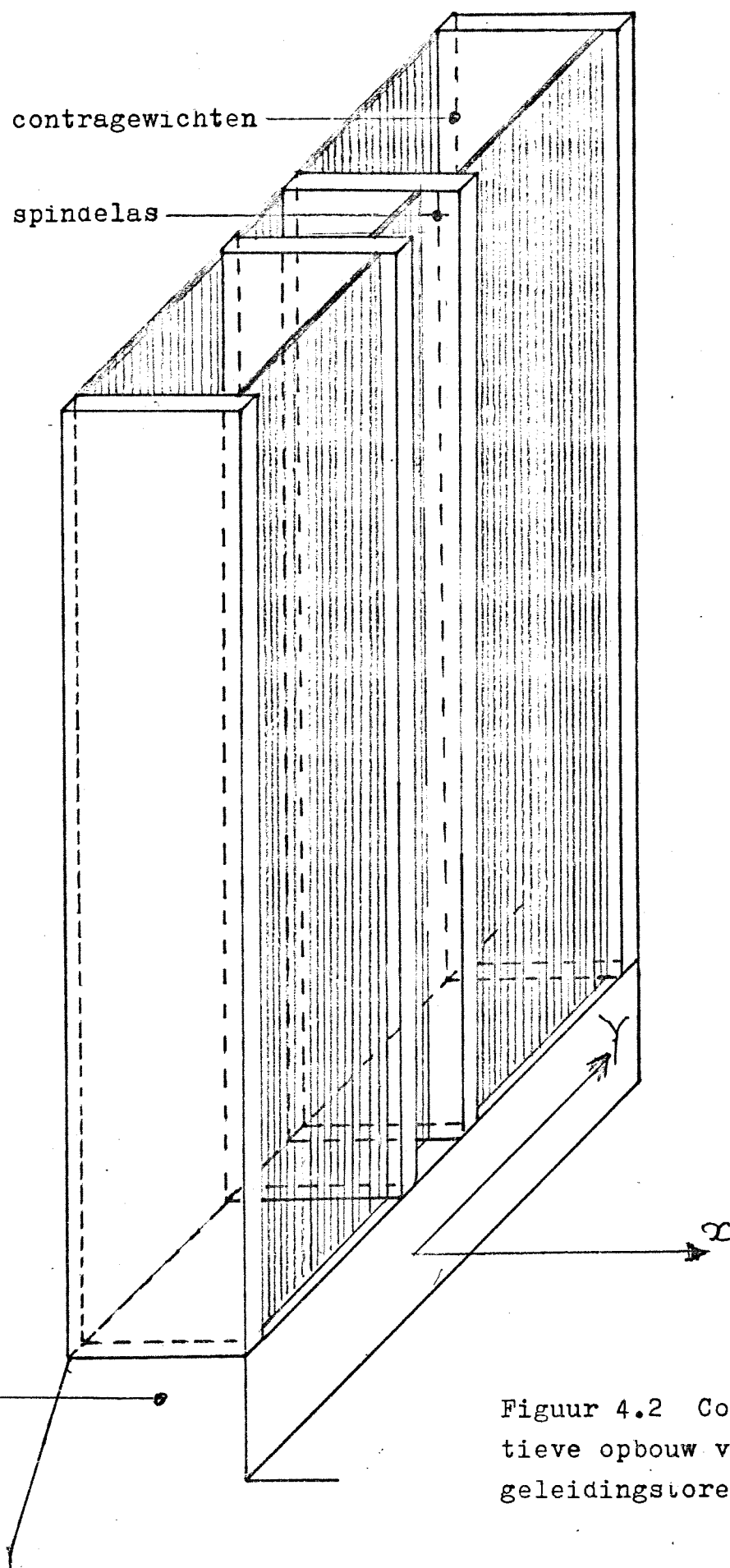
Uit figuur 4.2 blijkt dat er een punt is waar de toren overgaat in de fundatietrog. De fundatie draagt het hefwerk. De fundatietrog is zwaar en stijf zodat deze ten opzichte van de torens werkt als een inklemming. Deze overgang van toren naar fundatietrog ligt op maaiveldhoogte, dus op peil 50,00 m.

Uitvoering van de torens in beton houdt in dat de torens ter plaatse gestort moeten worden met behulp van bijvoorbeeld glijbekisting. Het gevolg is dat de torens onafhankelijk van elkaar gebouwd worden. Pas nadat de torens tot een hoogte van ongeveer 80 m boven maaiveld voltooid zijn kunnen beide torens tot een portaal gekoppeld worden. Het opvangen van de hefbak aan de contragewichten kan gebeuren nadat de torens tot een portaal gecombineerd zijn. Uitvoering van de torens in beton betekent dat de torens zich gedragen als buigstijve ligger bij horizontale belasting in de x- en y-richting. Door de samenwerking van de wanden van de kokers werkt de doorsnede nabij de inklemming als één geheel. De doorsnede is dan stijf tegen buiging en torsie.

Schacht voor de contragewichten

Schacht voor de spindel

Fundatietrog



Figuur 4.2 Constructieve opbouw van de geleidingstorens.

.....

Bovendien wordt door deze samenwerking het knikgevaar tegengegaan dat ontstaat in de wanden door de groter verticale belasting op de torenwanden ten gevolge van de belasting van de loopwielen van de contragewichten.

Uitvoering van de torens in staal heeft enkele voordelen boven betonuitvoering. Het eigengewicht van de torens is stukken minder dan een betonnen toren. Dit verlicht het fundatieprobleem. De stalen toren kan grotendeels in de fabriek in elkaar gezet worden, zodat op de bouwplaats grote stukken aan elkaar gemonteerd kunnen worden. Dit geeft een korte bouwtijd op de bouwplaats zelf. De torens kunnen zowel vertikaal als horizontaal in elkaar gezet worden. In het laatste geval moet de toren na voltooiing vertikaal gezet worden. Door twee torens tegelijkertijd vertikaal te zetten kunnen zij direct tot een portaal gecombineerd worden. Hierdoor hoeven de torens niet berekend worden als een zelfstandige toren die belast wordt door een extreme windvlaag. De torens worden namelijk alleen bij rustig weer opgericht.

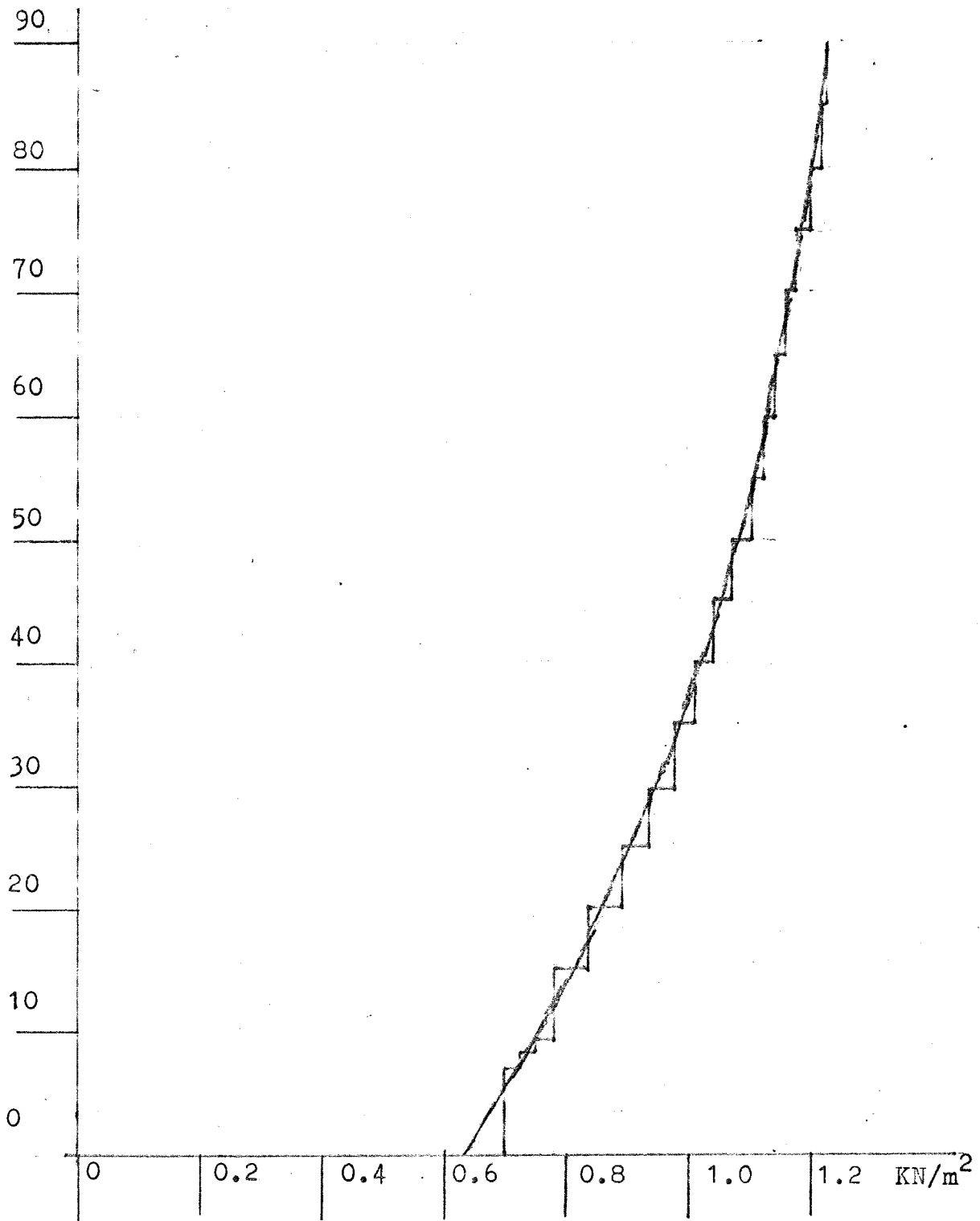
De uitvoering van de stijve wanden van de kokers in staal is mogelijk in twee mechanicsystemen. Ten eerste een vakwerk. Het vakwerk vervormt onder invloed van de belasting gelijk een buigstijve ligger. Ten tweede een raamwerk van verticale stijlen en horizontale regels met buigstijve hoekverbindingen. Het raamwerk vervormt dan als een afschuifligger onder invloed van de belastingen in horizontale x en y-richting. De kokers worden bekleed met panelen. Hierdoor wordt het inwendige van de kokers beschermd tegen weersinvloeden.

In de paragrafen 4.3 t/m 4.6 worden de reële mechaniscavariaten van portaal ABCD met buigstijve en afschuiftorenwanden behandeld. De buigstijfheid is EI en over de gehele hoogte constant. De buigstijfheid van de regel BC wordt aangenomen gelijk aan de stijfheid van de torens. Voor de veerstijfheid k van het raamwerk gelden de zelfde sterkte verhoudingen als voor de buigstijfheid EI.

De inklemmingen en stijve hoeken worden volledig stijf aangenomen. In werkelijkheid geven deze constructieonderdelen geringe hoekrotaties bij momentbelastingen. Door deze hoekrotaties wordt de momentenverdeling in de torens ook beïnvloed. Deze invloed wordt later meegenomen in de sterkte bepaling van de torens.

De momenten verdeling in de torens van de verschillende varianten wordt berekend met behulp van gaapvergelijkingen. Per variant worden de vergelijkingen opgeteld waarmee de momentenverdeling als functie van de hoogte x boven maaiveld te berekenen is. Tevens worden de vervormingsfuncties opgesteld. De bepaling van de momentenverdeling in de torens die maatgevend is wordt berekend aan de hand van de extreme windbelasting. Dit omdat deze belasting domineert over de andere belastingsmogelijkheden op de torens. Vooral de grootte van de extreme momenten en de verplaatsingen zijn belangrijk.

Hoogte boven maaiveld in meters.



Figuur 4.3 Belasting in de X richting op de geleidingstorens.
Winddruk in KN/m^2 per meter lengte toren.

4.2 De windbelasting op de geleidingstorens

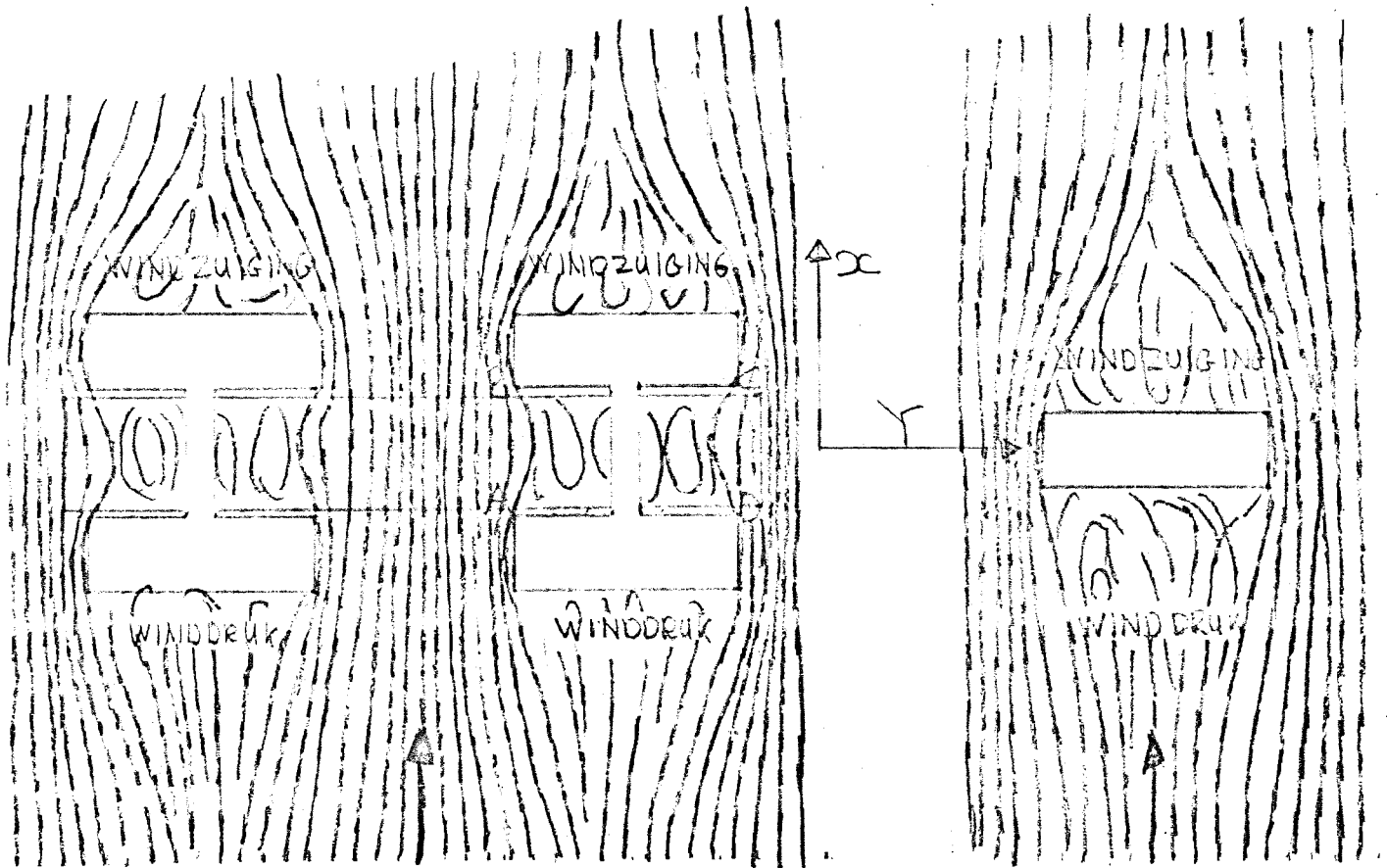
Uitgangspunten voor de windbelasting berekening op de torens zijn reeds vermeld in paragraaf 3.1. Het maatgevende belastingdiagram van de stuwdruk q is weergegeven in figuur 4.3. De discontinue lijn is de weergave van de waarden van de stuwdruk q , tabel 6 van de TGB 72.

De getrokken continue lijn is de analytische benadering van de tabelwaarden met de vergelijking $q = q_0(x/10)^\alpha$.

Een rechthoekige toren in een windveld dat loodrecht op een van de wanden staat, wordt belast door dit windveld op winddruk en windzuiging. In het rechter gedeelte van figuur 4.4 is een dergelijk windveld weergegeven. De grootte van de winddruk en windzuiging kan rechtstreeks uit de stuwdruk q berekend worden. Volgens de TGB is de gemiddelde winddruk 0,8 maal de stuwdruk en de gemiddelde windzuiging -0,4 maal de stuwdruk q .

In het linker gedeelte van figuur 4.4 is een windveld getekend rond het hefwerk. Uit de tekening blijkt dat de torens tegenover elkaar, in feite een portaal, belast worden op winddruk en windzuiging. De windbelasting op het portaal als geheel is bekend. De windbelasting op de torens zelf hangt af van de druk van de wind tussen twee torens in. De winddruk zal liggen tussen $+0,8 q$ en $-0,4 q$, dus tussen de gemiddelde winddruk en windzuiging. Bij het berekenen van de invloed van de koppelbrug tussen de twee torens wordt verondersteld dat de winddruk tussen de twee torens gelijk aan nul is. Dit houdt in dat belasting door de winddruk ($+ 0,8q$) twee maal zo groot is als belasting door windzuiging ($- 0,4q$) per toren bij berekening van de momentenverdeling in het portaal.

In werkelijkheid kan de winddruk tussen de twee torens sterk variëren, door de aanwezigheid van wervelingen. Volgens de vergelijking van Bernoulli, moet de winddruk tussen de twee torens kleiner dan nul zijn. Hierbij is de winddruk nul als het windstil is. Volgens Bernoulli daalt de druk bij toename van de stroomsnelheid van lucht. Op de lijn AB beweegt de lucht zich snel van A naar B. Dit gaat gepaard met een drukdaling ten opzichte van de druk tijdens windstilte. Deze drukdaling vindt plaats over het gebied tussen de twee torens aangeduid met ABCD in figuur 4.4. Het gevolg is dat de toren belast door winddruk aan de lijzijde ook nog belast wordt door een onderdruk. Terwijl de toren belast door windzuiging, dit is een onderdruk, minder belast wordt ten gevolge van de onderdruk tussen de twee torens. De moeilijkheid wordt nu de belasting ten gevolge van de wind per toren te bepalen.



Figuur 4.4 Torens van het heikwerk in een windveld.

De bovengrens is het geval dat de toren alleen in het windveld staat zoals in het rechtergedeelte van figuur 4.4. Deze toren wordt belast door een combinatie van winddruk en windzuiging. De belasting door de wind is dan 1,2 maal de stuwdruk q . Bij het koppelen van de torens tot een portaal wordt iedere toren afzonderlijk berekend op sterkte bij een windbelasting 1,2 maal de stuwdruk q .

Het koppelen van de twee torens heeft een gunstige invloed op de momentenverdeling in de toren bij belasting van de torens door wind. Het gevolg is dan dat de torens van het portaal overgedimensioneerd zijn. Dit lijkt overdreven en onnodig, maar is het niet.

De torens kunnen pas aan elkaar gekoppeld worden als zij op volledige hoogte van 80 m voltooid zijn. In die tijd kan de toren op de extreme windbelasting belast worden. In deze situatie moet de toren ook voldoende sterk zijn. Doordat de torens ieder afzonderlijk voldoende sterk zijn, kunnen de torens onafhankelijk van elkaar gebouwd worden.

Na het koppelen van de torens tot een portaal kan de hefbak opgehangen worden. Hierdoor kunnen extra momenten in de torens optreden. Deze momenten kunnen worden opgenomen omdat de momenten ten gevolge van de windbelasting door de koppeling zijn afgenomen. Door de grote afmetingen van de toren, 30 m lang, 10 m breed en 80 m hoog, moet volgens artikel 2.3.1.4 van de TGB de stuwdruk q vermenigvuldigd worden met de dynamische invloedsfactor ψ . Het resultaat van de berekening van de factor ψ staat vermeld in tabel 4.3. In verdere berekeningen wordt voor ψ de waarde van tabel 4.3 aangehouden.

Naast belasting door zuiging en druk worden de torens ook nog belast door wrijving langs de torenwanden door de wind. Volgens de TGB is de grootte van de windwrijving 0,04 maal de stuwdruk q maal de oppervlakte van de wanden evenwijdig aan de windrichting. Deze invloeden worden verwerkt in een belastingfactor K waarmee de stuwdruk q vermenigvuldigd moet worden om de totale grootte van de windbelasting op een torenwand te bepalen. De waarden van de verschillende belastingfactoren K staan vermeld in tabel 4.3.

Tot nu toe werd de toren door de wind belast in een richting evenwijdig aan de x -as. In deze richting kan de belasting door samenwerking van de twee torens opgenomen worden. In y -richting heeft de toren zijn grootste afmeting. De lengte van 30 m geeft voldoende sterkte en stijfheid aan de torens in deze y -richting. Het is daarom onnodig de torens in deze richting te koppelen tot een portaal. Ook voor belasting in de y -richting geldt dan dat de belasting door een extreme windvlaag door de toren zelf volledig moet worden opgenomen. De belastingfactoren K in de y richting staan ook vermeld in tabel 4.3.

Tabel 4.1

Lijst van gebruikte symbolen bij de berekening van de windbelasting.

H	hoogte constructie boven maaiveld
Z	hoogte getroffen oppervlakte van de geleidingstorens
B	breedte getroffen oppervlakte van de geleidingstorens
q	stuwdruk als functie van de hoogte boven maaiveld
C _d	coëfficiënt die de invloed van de winddruk weergeeft
C _z	coëfficiënt die de invloed van de windzuiging weergeeft
C _w	coëfficiënt die de invloed van de windwrijving weergeeft
ψ ₁	dynamische invloedsfactor // windrichting
r	ruwheidsfactor van het terrein
T _b	vlaaginvloed
T _r	trillingsinvloed op de constructie
F _D	vlaagenergieverhouding
S	reductiecoëfficiënt voor grote afmetingen van de constructie
D	dempingsmaat voor de constructie, afhankelijk van constructiemateriaal: staal of beton
f _e	eigenfrequentie van de toren
V _u	gemiddelde uurwindsnelheid in een vlaag die met 50 % kans 1 maal per 5 jaar wordt overschreden

H = 10 m	V _u = 20,5 m/s
H = 80 m	V _u = 29,5 m/s

L	lengte van de geleidingstorens
B	breedte van de geleidingstorens
X	richting in assenstelsel van figuur 4.1
Y	richting in assenstelsel van figuur 4.1
K	factor waarmee stuwdruk q van tabel 6 vermenigvuldigd moet worden zodat de windbelasting op een torenwand bepaald kan worden.

Tabel 4.2

Berekening van de waarden van de verschillende symbolen aan de hand van TGB 72, NEN 3850.

Symbool	Numerieke waarden	Functie variabelen	Opmerkingen	Artikel/figuur
H	80 m			
Z	80 m			
B	10/30 m		lengte resp breedte toren	
q			tabel 6 TGB	tabel 6
C _d	+ 0,8			art.2.3.3.1
C _z	- 0,4			art.2.3.3.2
C _w	0,04			art.2.3.3.3
r	0,25	H ₀ - 80	hoogte torens	fig.3
T _b	1,4	Z = 80 m		fig.4
T _r	tabel 4.3	(F _D ≠S)/D	staal resp.beton	art.2.3.7.1
F _D	0,1			fig.5
f _e	1		δ ≈ 0,25 m	
V _u	29,5 m/s			
f _e /V _u	3 × 10 ⁻²			
D	0,01/0,02		staal resp.beton	art.2.3.7.1
S	0,07/0,03		lengte resp. breedte toren	fig.6
B/Z	0,1/0,4		lengte resp. breedte toren	
f _e Z/V _u	≈3			
ψ ₁	tabel 4.3	$\frac{1+4r\sqrt{T_b+T_r}}{1+4r\sqrt{T_b}}$		art.2.3.7.1

Tabel 4.3

Berekening belasting op de verschillende wanden van de torens.
Belasting op een vlak is gelijk aan stuwdruk q maal factor K.

bouw materi- aal	Toren zijde // aan	$T_r = (F_D \times S) / D$ art. 2.3.7.1	$\psi_1 = \frac{1 + 4r\sqrt{T_b + T_r}}{1 + 4r\sqrt{T_b}}$
Staal	X-as	$(0,1 \times 0,03) / 0,01 \approx 0,3$	$(1 + \sqrt{1,4 + 0,3}) / (1 + \sqrt{1,4}) \approx 1,0553$
Staal	Y-as	$(0,1 \times 0,07) / 0,01 \approx 0,7$	$(1 + \sqrt{1,4 + 0,7}) / (1 + \sqrt{1,4}) \approx 1,1218$
Beton	X-as	$(0,1 \times 0,03) / 0,02 \approx 0,15$	$(1 + \sqrt{1,4 + 0,15}) / (1 + \sqrt{1,4}) \approx 1,0283$
Beton	Y-as	$(0,1 \times 0,07) / 0,02 \approx 0,35$	$(1 + \sqrt{1,4 + 0,35}) / (1 + \sqrt{1,4}) \approx 1,0640$

Windbelasting op de torens: Factor K

Staal	X-as	$(0,8 + 0,4) \times 30 \times 1,0553 + 2 \times 10 \times 0,04 \approx 38,791$
Staal	Y-as	$(0,8 + 0,4) \times 10 \times 1,1218 + 2 \times 30 \times 0,04 \approx 15,862$
Beton	X-as	$(0,8 + 0,4) \times 30 \times 1,0283 + 2 \times 10 \times 0,04 \approx 37,820$
Beton	Y-as	$(0,8 + 0,4) \times 10 \times 1,0640 + 2 \times 30 \times 0,04 \approx 15,168$

Factor K: Windbelasting op de torens bij windrichting evenwijdig aan:

$$Y\text{-as} \quad q \times \{(C_d + C_z) \times B \times \psi_i + 2 \times B \times C_w\}$$

$$X\text{-as} \quad q \times \{(C_d + C_z) \times L \times \psi_i + 2 \times L \times C_w\}$$

numerieke waarden volgens tabel 4.2

L lengte toren 30 m en evenwijdig aan Y-as

B breedte toren 10 m en evenwijdig aan X-as
zie figuur 4.2

Voor het berekenen van de momentenverdeling is het noodzakelijk de momentenverdeling ten gevolge van de stuwdruk q volgens tabel 6 van TGB analytisch te benaderen. Volgens de TGB is de stuwdruk:

$$q = V_u^2 / 1,6(1 + gr\sqrt{T_b}) \tag{1}$$

met $V_u = V_{u10}(h/10)^\alpha$. Voor stuwdruk op land luidt de vergelijking $q = 770(h/10)^{0,38}$.

De vergelijking van de dwarskrachtenlijn luidt dan:

$$EI D(x) = + 5580 (h/10)^{1,38} + A \tag{2}$$

De vergelijking van de momentenverdeling luidt dan:

$$EI M(x) = + 23444 (h/10)^{2,38} + Ah + B \tag{3}$$

De waarden van A en B hangen van de randvoorwaarden af. In dit hoofdstuk worden de momentenverdelingen in de torens met behulp van gaapvergelijkingen en methode Cross bepaald. Hiervoor is het noodzakelijk de primaire momentenverdeling van de toren onder belasting door stuwdruk q te weten.

In tabellen 4.4 t/m 4.6 zijn voor de tabelwaarden van de stuwdruk q de momentenverdelingen berekend. De toren wordt in deze gevallen beschouwd als een ligger opgelegd resp ingeklemd in steunpunten A en B. De lengte van de ligger is gelijk aan de hoogte van de torens namelijk 80 m.

In tabel 4.7 zijn de analytisch benaderde momentenverdelingen weergegeven. Voor een ligger ingeklemd in punt A luiden de randvoorwaarden: voor $h = 80$ zijn $D(80) = 0$ en $M(80) = 0$. De momentenverdelingsvergelijking is dan:

$$EI M(x) = + 23444(h/10)^{2,38} - 98378h + 4563604 \tag{4}$$

Voor een ligger opgelegd op twee steunpunten luiden de randvoorwaarden: voor $h = 0$ en $h = 80$ is $M(h) = 0$. De momenten verdelingsvergelijking is dan:

$$EI M(x) = + 23444(h/10)^{2,38} - 41333h \tag{5}$$

Voor een ligger ingeklemd in steunpunt B luiden de randvoorwaarden: voor $h = 80$ zijn $D(80) = 0$ en $M(80) = 0$. De momentenverdelingsvergelijking luidt nu:

$$EI M(x) = + 23444(h/10)^{2,38} \tag{6}$$

De momentenverdeling volgens de vergelijkingen 4 t/m 6 geven veel te grote momenten in vergelijking met de veel nauwkeuriger berekende momentenverdeling in de tabellen 4.4 t/m 4.6. De afwijkingen bedragen meer dan 25 % wat voor een benadering zelfs erg grof is. Een nauwkeurige benadering van enkele procenten is goed mogelijk.

Uitgangspunt van de benadering is de benadering van de momentenverdeling in de torens als gevolg van belasting door stuwdruk q, terwijl de torens beschouwd worden als een ligger op twee steunpunten. In figuur 4.5 is een grafische weergave van tabel 4.5 gegeven.

Het maximale moment bedraagt 844.010 Nm voor $h = 45$ m. De reactie in steunpunt A is 37.200 N en in B 44.270 N zodat de winddruk in totaal 81470 N bedraagt. Op basis van deze gegevens wordt een benadering voor de momentenverdeling bepaald.

De vergelijking van de dwarskrachtenlijn luidt in het algemeen:

$$EI D(x) = q_0(x/10)^{1+\alpha} \times 10(\alpha+1)^{-1} + A \quad (7)$$

en de vergelijking van de momentenlijn luidt dan:

$$EI M(x) = q_0(x/10)^{2+\alpha} \times 10(\alpha+1)^{-1} \times 10(\alpha+2)^{-1} + Ax + B \quad (8)$$

De randvoorwaarden voor de dwarskrachtenlijn zijn: voor $x = 0$ is $D = 37200$ N en voor $x = 80$ is $D = 44270$ N

De randvoorwaarden voor de momentenlijn zijn:

voor $x = 0$ en $x = 80$ is $M = 0$. Tevens is het maximale moment gelijk aan 844010 Nm voor x is ongeveer 45 m.

De eerste randvoorwaarde levert op de $A=37200$. Door proberen met een waarde van α die tussen 0 en 1 legt worden de waarden van q_0 en α bepaald. Het resultaat is de volgende vergelijking.

$$-37200x + 30678,5(x/10)^2,2^0 \quad (9)$$

In figuur 4.5 is deze vergelijking grafisch weergegeven samen met de momentenverdeling volgens tabel 4.5 en vergelijking 6. De vergelijking 9 is een veel betere benadering voor de momentenverdeling volgens de tabel dan vergelijking 6. De afwijkingen zijn kleiner dan 1 %. De reactie in knooppunt A is 37200 en in knooppunt B 44640 N. De reactie volgens tabel 4.5 is voor A 37200 N en in B 44270 N zodat de fout in reactie B ongeveer 0,9 % is. Het maximale moment is 841.458 Nm voor $x = 41,47$ m.

Nu een goede benadering voor de momentenverdeling bekend is voor het geval dat de ligger is opgelegd op de steunpunten A en B kan nu de momentenverdeling benaderd worden voor het geval dat de ligger is ingeklemd in steunpunt A resp. in steunpunt B. Dit gebeurt op de zelfde wijze met de zelfde randvoorwaarden waarmee de vergelijkingen 4 en 6 zijn bepaald. Voor een ligger ingeklemd in steunpunt A luidt de momentenverdelingsvergelijking nu:

$$- 81840x + 30678,5(x/10)^2,2^0 + 3571000 \quad (10)$$

Voor een ligger ingeklemd in steunpunt B luidt de momentenverdeling nu:

$$+ 30678,5(x/10)^2,2^0 \quad (11)$$

In tabel 4.8 zijn deze momenten weergegeven. Van belang is ook de situatie dat de ligger zowel in steunpunt A als in steunpunt B is ingeklemd. Het bepalen van de inklemmingsmomenten gebeurt op de zelfde manier als het bepalen van bijvoorbeeld de vergelijkingen (10) en (11).

De momentenverdelingsvergelijking voor een ligger op twee steunpunten en ingeklemd in ieder steunpunt is:

$$EI M(x) = -37200x + 30678,5(x/10)^2 + Ax + B \quad (12)$$

Een maal integreren levert de vergelijking voor de hoekrotatie op:

$$EI \phi(x) = -18600x^2 + 95870,3(x/10)^3 + \frac{1}{2}Ax^2 + Bx + C \quad (13)$$

Voor $x = 0$ is $\phi(x) = 0$ zodat $C = 0$

Voor $x = 80$ is $\phi(x) = 0$ zodat geldt:

$$-119040 \times 10^3 + 74400 \times 10^3 + 3200A + 80B = 0$$

$$-44640 \times 10^3 + 3200A + 80B = 0 \quad (14)$$

Tweemaal integreren levert de vergelijking van de elastische lijn op:

$$EI w(x) = -6200x^3 + 228262,6(x/10)^4 + \frac{1}{6}Ax^3 + \frac{1}{2}Bx^2 + D \quad (15)$$

Voor $x = 0$ is $w(x) = 0$ zodat $D = 0$

Voor $x = 80$ is $w(x) = 0$ zodat geldt:

$$-3174,4 \times 10^6 + 1417,1 \times 10^6 + 85333A + 3200B = 0$$

$$-1757,3 \times 10^6 + 85333A + 3200B = 0 \quad (16)$$

Voor de onbekenden A en B zijn nu twee vergelijkingen beschikbaar die te samen een oplosbaar stelsel vergelijkingen vormen.

$$\begin{array}{rcl} 3200A + 80B & = & + 44640 \times 10^3 & \text{maal } -40 \\ 85333A + 3200B & = & + 1757,3 \times 10^6 & \text{maal } 1 \end{array}$$

Eliminatie van B:

$$-128000A - 3200B = -1785,6 \times 10^6$$

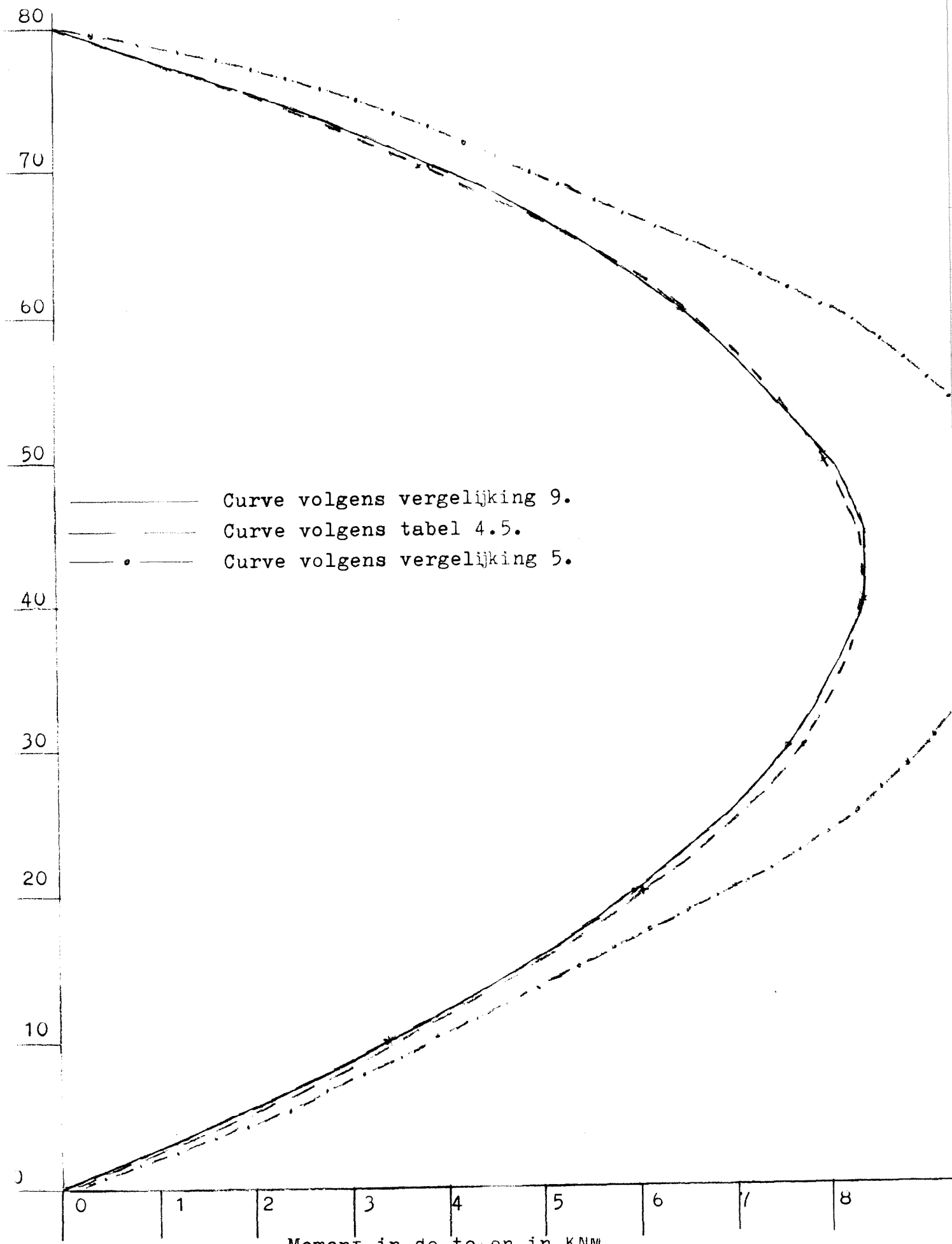
$$+ 85333A + 3200B = +1757,3 \times 10^6$$

$$-42667A = -28,3 \times 10^6 \quad (17)$$

$$A = +663$$

Substitutie van $A = 663$ in vergelijking 14 levert voor B de waarde $+531,5 \times 10^3$ op. De momentenverdelingsvergelijking van de tweezijdig ingeklemde ligger belast door winddruk q luidt nu:

$$M(x) = -36537x + 30678,5(x/10)^2 + 531,5 \times 10^3 \quad (18)$$



Figuur 4.5 Momenten verdeling van een toren, geschematiseerd tot een ligger op twee steunpunten en belast door de wind.

Tabel 4.4

Berekening momentenverdeling per meter lengte toren.
Toren ingeklemd in punt A van figuur 4.1.

Hoogte boven maai- veld	Wind druk q	Wind kracht q \times Opp.	Moment arm	Momenttoe- name van- af inklem- ming toren	Momentver- loop wind. druk op toren als functie van h	Momentver- loop wind zuiging op toren als functie van h
m	N/m ²	N	m	Nm	10 ³ Nm	10 ³ Nm
1	2	3	4	5	6	7
0					3541	1770
7	710 x 7	4970	3,5	17.395		
8	730 x 1	730	7,5	22.870		
9	750 x 1	750	8,5	29.245		
10	770 x 1	770	9,5	36.560	2762	1381
15	830 x 5	4150	12,5	88.435		
20	880 x 5	4400	17,5	165.435	2062	1031
25	930 x 5	4650	22,5	270.060		
30	970 x 5	4850	27,5	403.435	1452	726
35	1010 x 5	5050	52,5	567.560		
40	1040 x 5	5200	37,5	762.560	941	470
45	1070 x 5	5350	42,5	989.935		
50	1100 x 5	5500	47,5	1.251.185	535	268
55	1120 x 5	5600	52,5	1.545.185		
60	1140 x 5	5700	57,5	1.872.935	241	120
65	1160 x 5	5800	62,5	2.235.435		
70	1180 x 5	5900	67,5	2.633.685	61	30
75	1200 x 5	6000	72,5	3.068.685		
80	1220 x 5	6100	77,5	3.541.435	0	0

81470

Momentarm wind is 43,47 m.

Tabel 4.5

Berekening van de momentenverdeling per meter torenlengte
Toren opgelegd op steunpunten A en B.

Hoogte boven maai- veld	Moment in punt x tgv. wind- kracht	Moment in punt x tgv. re- actie A	Moment in punt x x	Moment in punt x afgerond
m	kNm	kNm	Nm	kNm
1	2	3	4	5
0			0	0
7				
8				
9				
10	35.640	372.000	336.360	336
15				
20	149.965	744.000	594.035	594
25				
30	354.665	1.116.000	761.325	761
35				
40	649.540	1.488.000	838.460	838
45				
50	1.058.415	1.860.000	801.585	802
55				
60	1.578.165	2.232.000	653.835	654
65				
70	2.211.920	2.604.000	392.080	392
75				
80	2.965.870	2.976.000	10.130	0

Tabel 4.6

Berekening momentenverdeling per meter lengte van de toren.
Toren ingeklemd in punt B.

Hoogte boven maai- veld	Wind druk q	Wind kracht q \times Opp.	Moment arm	Momenttoe- name vanaf inklemming toren	Momentver- loop wind druk op toren als functie van h	Momentver- loop wind zuiging op toren als functie van h
m	N/m ²	N	m	Nm	kNm	kNm
1	2	3	4	5	6	7
0						
7	710 \times 1	4970	76,5	380.205		
8	730 \times 1	730	72,5	433.130		
9	750 \times 1	750	71,5	486.755		
10	770 \times 1	770	70,5	541.040	36	18
15	830 \times 5	4150	67,5	821.165		
20	880 \times 5	4400	62,5	1.096.165	150	75
25	930 \times 5	4650	57,5	1.363.540		
30	970 \times 5	4850	52,5	1.618.165	355	178
35	1010 \times 5	5050	47,5	1.858.040		
40	1040 \times 5	5200	42,5	2.079.040	650	325
45	1070 \times 5	5350	37,5	2.279.665		
50	1100 \times 5	5500	32,5	2.458.415	1058	529
55	1120 \times 5	5600	27,5	2.612.415		
60	1140 \times 5	5700	22,5	2.740.665	1578	789
65	1160 \times 5	5800	17,5	2.842.165		
70	1180 \times 5	5900	12,5	2.915.915	2212	1106
75	1200 \times 5	6000	7,5	2.960.915		
80	1220 \times 5	6100	2,5	2.976.165	2976	1488

Tabel 4.7

Analytische momentenverdeling met behulp van de geïntegreerde belastingverdeling $q_0(x/10)^\alpha$, als functie van de hoogte x boven maaiveld berekend.

- Geval I: Ligger ingeklemd in steunpunt A
 Geval II: Ligger opgelegd op de steunpunten A en B.
 Geval III: Ligger ingeklemd in steunpunt B.

De gebruikte vergelijkingen zijn:

Geval I: $+ 23444(h/10)^{2,38} - 98378h + 4563604$

Geval II: $+ 23444(h/10)^{2,38} - 41333h$

Geval III: $+ 23444(h/10)^{2,38}$

Hoogte boven maaiveld	I	II	III
m	kNm	kNm	kNm
1	2	3	4
0	+4564	0	0
10	+3603	- 390	+ 23
20	+2718	- 705	+ 112
30	+1932	- 914	+ 320
40	+1264	-1018	+ 635
50	+ 725	- 986	+1080
60	+ 328	- 813	+1667
70	+ 84	- 487	+2406
80	0	0	+3307

Tabel 4.8

Analytisch benaderde momentenverdeling als functie van de hoogte x boven maaiveld.

- Geval 1: Ligger ingeklemd in steunpunt A.
- Geval 2: Ligger opgelegd op de steunpunten A en B.
- Geval 3: Ligger ingeklemd in steunpunt B.
- Geval 4: Ligger ingeklemd in de steunpunten A en B.

De vergelijkingen van de momentenverdelingen:

$$\begin{aligned} \text{Geval 1: } & + 3571 \times 10^3 - 81840x + 30678,5(x/10)^2, 2^0 \\ \text{Geval 2: } & - 37200x + 30678,5(x/10)^2, 2^0 \\ \text{Geval 3: } & + 30678,5(x/10)^2, 2^0 \\ \text{Geval 4: } & +531,5 \times 10^3 - 36537x + 30678,5(x/10)^2, 2^0 \end{aligned}$$

Hoogte boven maaiveld	1	2	3	4
m	kNm	kNm	kNm	kNm
1	2	3	4	5
0	+ 3571	0	0	+ 532
10	+ 2784	- 341	+ 31	+ 198
20	+ 2077	- 603	+ 141	- 58
30	+ 1460	- 772	+ 344	- 220
40	+ 945	- 840	+ 648	- 281
50	+ 537	- 802	+1058	- 237
60	+ 241	- 852	+1580	+ 80
70	+ 60	- 386	+2218	+ 192
80	0	0	+2976	+ 585



Figuur 4.6 Variant 1: Momentenverdeling en vervorming van de buigstijve torens onder invloed van de windbelasting.

.....

4.3 Ongekoppelde torens

Deze variant bestaat uit twee niet gekoppelde torens tegenover elkaar. Deze situatie komt voor tijdens het bouwen voordat de torens tot een portaal samengevoegd kunnen worden. De torens zijn ingeklemd in de funderingen die op hun beurt verankerd zijn in de bodem. Hierdoor kunnen horizontale belastingen zoals windbelasting opgenomen worden.

De momentverdeling weergegeven in figuur 4.5 is onafhankelijk van de stijfheid van de inklemming. De stijfheid van de inklemming beïnvloedt wel de grootte van de verplaatsingen van de torens. Ook de afname van de afstand tussen de twee torens bij een windrichting evenwijdig aan de x-as wordt groter bij afname van de stijfheid van de inklemming. Dit laatste kan pas kwantitatief berekend worden als de stijfheid van de torens en de inklemming bekend zijn. De grootte van de extreme momenten van de momentenverdeling van de toren en de grootte van de verplaatsing van de torens van deze variant 1 zijn groot ten opzichte van de andere varianten.

Het niet constant blijven van de afstand tussen de twee torens kan vervelende gevolgen hebben. Door het afnemen van de afstand tussen de twee torens, worden de dwarsgeleidingsverenstelsels door de torens belast, doordat de geleidingswielen naar binnen worden gedrukt door de torens terwijl de geleidingswielen ook nog belast worden doordat de hefbak ook belast wordt door de wind. Nagegaan moet worden of de afname van de afstand tussen de torens in combinatie met de krachten van de dwarsgeleidingsverenstelsels die de torens uit elkaar drijven niet tot overbelasting van de dwarsgeleidingsverenstelsels kan leiden.

De torens worden vanuit alle richtingen belast door een windveld met een stuwdrukverdeling volgens figuur 4.3. Van belang is de momentenverdeling in de toren als de richting van de wind evenwijdig aan de x-as is. Voor deze richting kan de invloed van het koppelen van de torens tot een portaal bepaald worden. Daarvoor moet eerst de momentenverdeling per toren bekend zijn, zonder dat zij tot een portaal gekoppeld zijn.

Ter besparing van rekenwerk en omdat het om relatieve invloeden van de momentenverdeling gaat wordt de momentenverdeling in de torens op de volgende wijze bepaald. De windrichting is evenwijdig aan de x-as. De toren is slechts 1 m breed loodrecht op de windrichting. In tabel 4.4 is de momentverdeling berekend op basis van de stuwdrukverdeling volgens tabel 6 van de TGB. Voor het bepalen van de elastische lijn van de toren bij de berekende momentenverdeling is het noodzakelijk het resultaat van tabel 4.4 kolom 6 en 7 met een analytische vergelijking te benaderen. Uit de mechanica is bekend dat voor buigstijve liggers de vergelijking van de elastische lijn gelijk is aan:

$$- d^4w/dx^4 EI + q(x) = 0 \quad (1)$$

$$\text{met } q(x) = q_0(x/10)^\alpha \quad \text{met } 0 < \alpha < 1 \quad (2)$$

De vergelijking van de q last is de vergelijking van de verdeling van de stuwdruk q en is ontleend aan de TGB. Eenmaal integreren levert de vergelijking voor de dwarskrachtenverdeling op:

$$EI D(x) = A + q_0(x/10)^{1+\alpha} \times 10(1+\alpha)^{-1} \quad (3)$$

met de volgende voorwaarde: voor $x = 80$ is $D = 0$. Tweemaal integreren levert de vergelijking voor de momentenverdeling op:

$$EI M(x) = Ax + B + q_0(x/10)^{2+\alpha} \times 10(1+\alpha)^{-1} \times 10(2+\alpha)^{-1} \quad (4)$$

met de voorwaarden:

Voor $x = 0$ is $M(x) = + 3571 \times 10^3$ Nm en

voor $x = 80$ is $M(x) = 0$. Dit levert voor de vergelijking voor de momentenverdeling de vergelijking (10) van paragraaf 4.2 op:

$$EI M(x) = + 3571 \times 10^3 - 81840x + 30678,5(x/10)^{2,2^0} \quad (5)$$

Driemaal integreren levert de vergelijking van de hoekrotatie op:

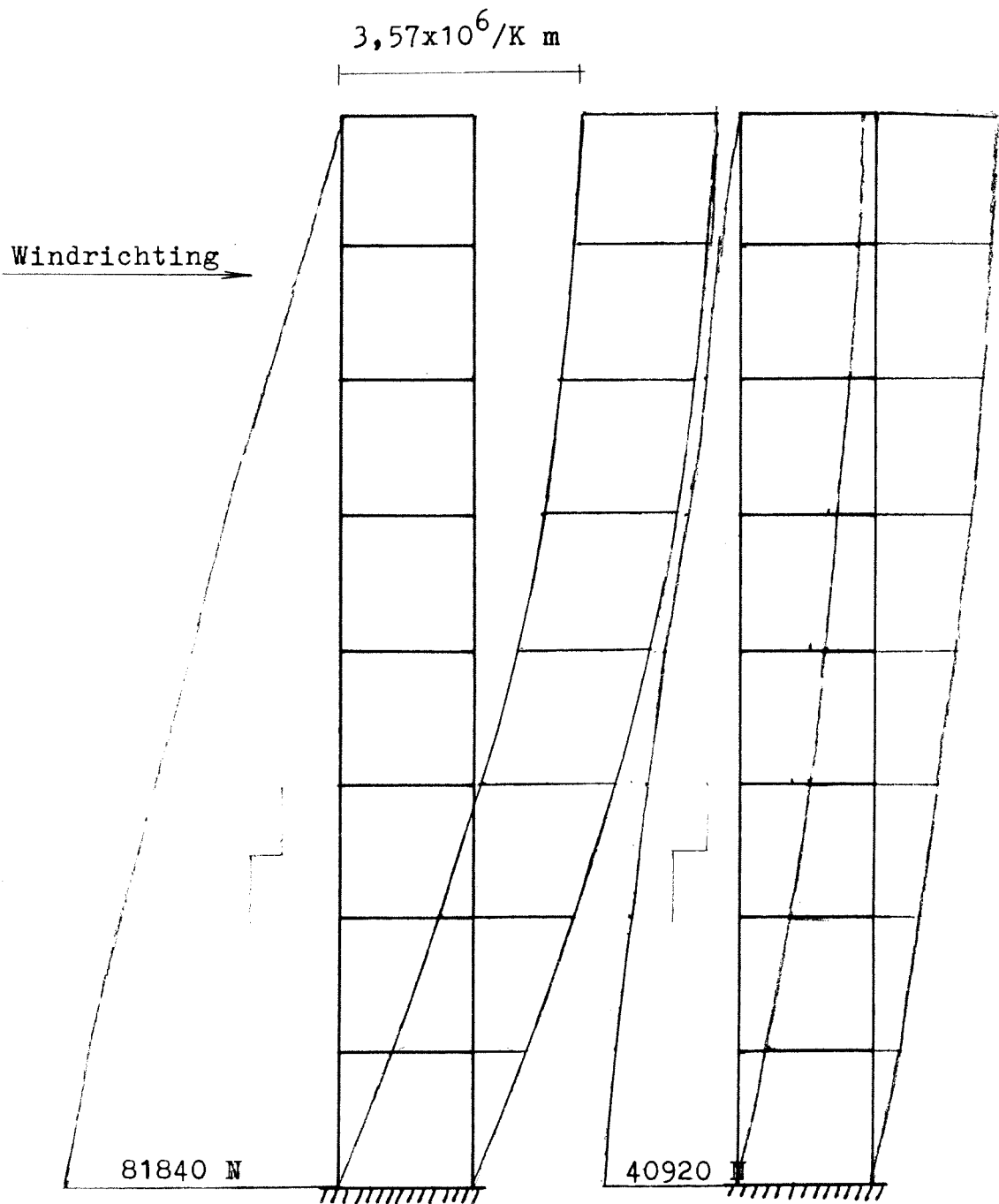
$$EI \phi(x) = + 3571 \times 10^3 \cdot x - 40920x^2 + 95870,3(x/10)^{3,2^0} + C \quad (6)$$

Voor $x = 0$ is $\phi(x) = 0$ zodat $C = 0$

Viermaal integreren levert de vergelijking van de elastische lijn op:

$$EI w(x) = + 1785 \times 10^3 \cdot x^2 - 13640x^3 + 228262,6(x/10)^{4,2^0} + D \quad (7)$$

Voor $x = 0$ is $w(x) = 0$ zodat $D = 0$. Nu de elastische lijn bekend is kan de verplaatsing van de torentop worden berekend door substitutie van $x = 80$ is vergelijking (7). Het resultaat is een verplaatsing van $-5816 \cdot 10^6/EI$ m. Vergelijking (7) is de elastische lijn voor een toren belast op winddruk. Volgens de aannames van paragraaf 4.2 wordt een toren belast op windzuiging slechts een half maal zo zwaar belast als een toren belast door winddruk. De vergelijkingen van de torens belast door windzuiging zijn dan te bepalen door de vergelijkingen voor de toren belast door winddruk met een factor 0,5 te vermenigvuldigen. De vergelijkingen zijn weergegeven in tabel 4.9 en figuur 4.6.



Figuur 4.7 Variant 2: Dwarskrachtenverdeling en vervorming van de torens onder invloed van de windbelasting.

Naast buigstijve torens kunnen ook torens toegepast worden die zich gedragen als afschuifliggers. Deze torens zijn ingeklemd in de fundering en staan net als buigstijve torens op 17,60 m van elkaar. Deze variant bestaande uit twee maal twee losstaande torens terwijl iedere toren is opgebouwd uit buigstijve raamwerken wordt aangeduid met variant 2. Figuur 4.7 is een schematische weergave van een dergelijk toren tweetal.

De vergelijking van de elastische lijn van een afschuifligger luidt in het algemeen:

$$K \frac{d^2 w}{dx^2} = -q(x) \quad \text{met } q(x) = q_0 (x/10)^\alpha \quad 0 < \alpha < 1 \quad (8)$$

Eenmaal integreren levert de vergelijking van de dwarskrachtenlijn op:

$$K \frac{dw}{dx} = -q_0 (x/10)^{1+\alpha} \times 10(1+\alpha)^{-1} + A \quad (9)$$

met de voorwaarde voor $x = 80$ is $K \frac{dw}{dx} = 0$ zodat $A = +q_0 (80/10)^{1+\alpha} \times 10(1+\alpha)^{-1}$

Tweemaal integreren levert de vergelijking van de elastische lijn op:

$$K w(x) = -q_0 (x/10)^{2+\alpha} \times 10(1+\alpha)^{-1} \times 10(2+\alpha)^{-1} + Ax + B \quad (10)$$

met de voorwaarde voor $x = 0$ is $w(x) = 0$ zodat $B=0$
 Uit vergelijking 4 en 5 volgt dat

$q_0 (x/10)^{2+\alpha} \times 10(1+\alpha)^{-1} \times 10(2+\alpha)^{-1}$ gelijk is aan $30678,5(x/10)^{2,20}$. Hiermee kan door differentieren en substitutie van $x = 80$ bepaald worden dat $A = 81840$. De vergelijking van de elastische lijn van een toren belast door winddruk volledig luidt:

$$K \cdot w(x) = -30678,5(x/10)^{2,20} + 81840x \quad (11)$$

met:

$$K = 24h / (h^3/EI \text{ kolom} + b^3/EI \text{ regel}) \quad (12)$$

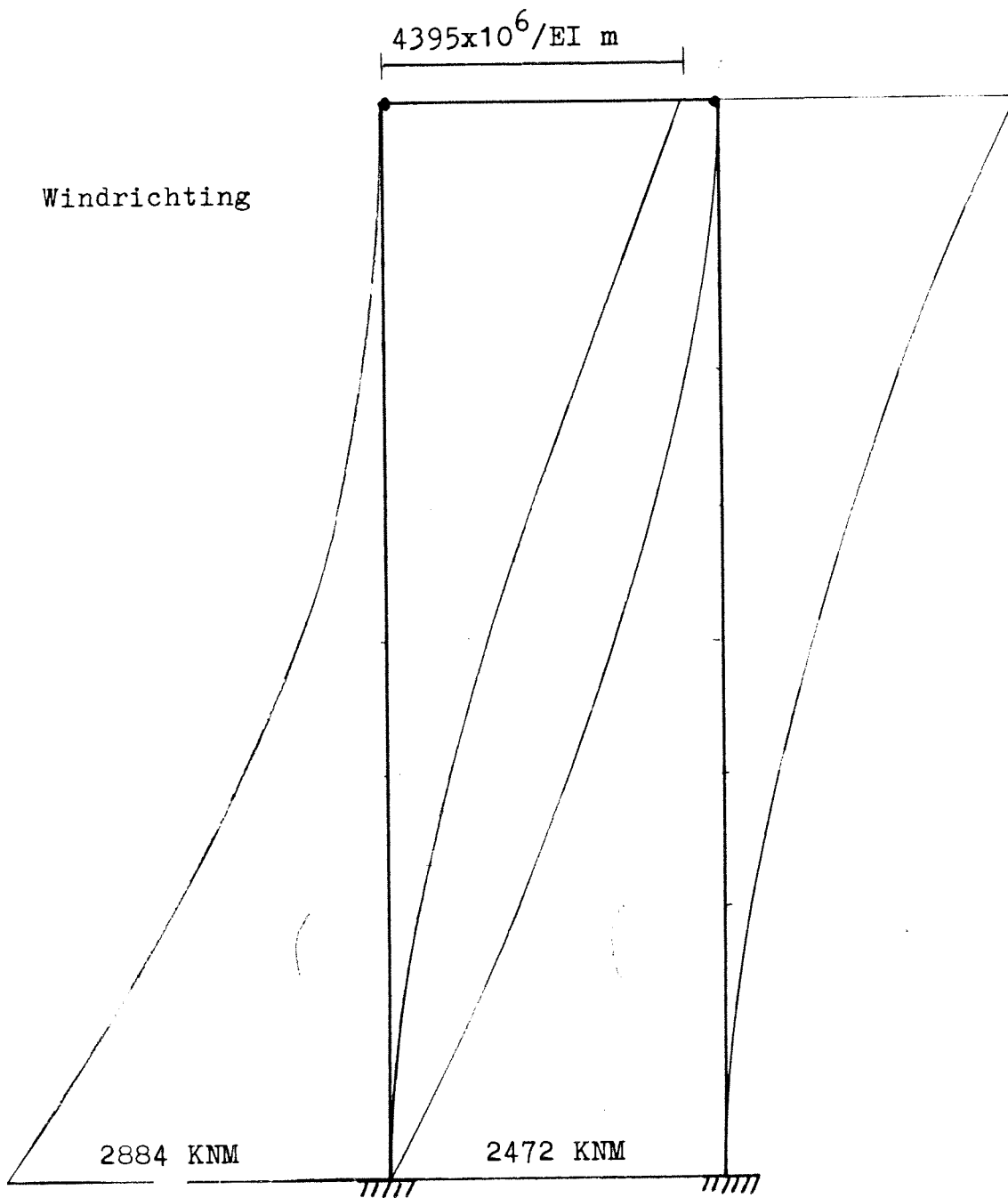
met $h =$ hoogte raam
 $b =$ breedte raam

Met behulp van vergelijking (11) is de elastische lijn geschetst ten gevolge van de belasting door extreme windvraag. Het resultaat is weergegeven in figuur 4.7. Van belang bij afschuifliggers is de grootte van de dwarskracht in de ligger. Deze dwarskracht bepaalt namelijk de grootte van de momenten in de stijlen en regels van de ligger. Hierbij wordt vooral bedoeld op de grootte van het traagheidsmoment van de stijlen en regels.

De grootte van de dwarskracht in een afschuifligger is per definitie $K \frac{dw}{dx}$. De elastische lijnen van de torens zijn gelijk aan $K \cdot w$ en reeds bepaald. De dwarskrachtenverdelingsvergelijking voor een toren belast door winddruk is:

$$K \frac{dw}{dx} = -6749,3(x/10)^{1,20} + 81840 \quad (13)$$

Uit de aannames ten aanzien van de windbelastingberekening is het duidelijk dat de vergelijkingen van de elastische lijn en de dwarskrachtenverdeling van een toren belast door windzuiging ontstaan door vergelijkingen 11 resp 13 met een factor 0,5 te vermenigvuldigen. De opgestelde vergelijkingen voor variant 2 zijn weergegeven in tabel 4.9 en figuur 4.7.



Figuur 4.8 Variant 3: Momentenverdeling en vervorming van de buigstijve torens onder invloed van de windbelasting.

4.4 Het koppelen van twee torens tot een portaal met behulp van een pendelstaaf

Uit de vorige paragrafen is reeds gebleken dat het koppelen van twee torens nut heeft. De afstandsvermindering tussen de twee geleidingstorens bij belasting door een windvlaag neemt af. De meest voor de hand liggende wijze van koppelen van de twee torens is met behulp van een pendelstaaf. Deze pendelstaaf wordt met behulp van twee scharnieren aan de torens vastgekoppeld. Uit hoofdstuk 2, figuur 2.36, blijkt dat de onderzijde van de koppelbrug op peil 126,40 moet liggen. Dit is 76,40 m boven maaiveld. Aangenomen wordt dat de hartlijn van de pendelstaaf op 80 m boven maaiveld ligt.

Bij uitvoering van het hefwerk met twee torens aan elkaar gekoppeld tot een portaal met een pendelstaaf, zal de afmeting van de pendelstaaf slank zijn ten opzichte van de geleidingstorens. Het gevolg is dat de stijfheid tegen buiging van de pendelstaaf vele malen kleiner zal zijn dan van de geleidingstorens. Dit heeft als voordeel dat de pendelstaaf bij beton uitvoering zonder problemen vast met de torens verbonden kan worden. De overgang toren-pendelstaaf kan een monolitische betonmassa zijn. Het zelfde geldt voor de staaluitvoering van het torenportaal.

Door grote vervormingen bij kleine momenten door de slanke uitvoering van de pendelstaaf werken de twee uiteinden van de staaf nabij de inklemming als plastische scharnieren. Daarom is het reeel deze uitvoering van de koppelbrug te beschouwen als een pendelstaaf die alleen normaalkrachten overbrengt van de ene naar de andere toren.

Voor het berekenen van de momentenverdeling in de torens, van variant 3, onder invloed van een windveld gelijk aan dat van figuur 4.4 met een stuwdrukverdeling volgens figuur 4.3 kan gebruik gemaakt worden van de berekeningen van variant 1. De momentenverdeling van het torenportaal met een pendelstaaf is gelijk aan de momentenverdeling van variant 1 met er op gesuperponeerd de invloed van de pendelkracht.

Deze pendelkracht geeft een lineair toenemend moment naar de inklemming toe op de torens. Uit de berekening van variant 1 is bekend dat de afstand tussen de torens met $2930 \cdot 10^6 / EI$ m afneemt onder invloed van de windbelasting. De pendelkracht drukt de torens deze afstand uit elkaar zodat de afstand tussen de twee torens gelijk blijft. Uit de verplaatsingsvergelijking volgt de grootte van P : $2 \cdot P \cdot l^3 / 3 \cdot EI_{\text{toren}} = 2930 \cdot 10^6 / EI$ (1)

De grootte van P blijkt 8584 N te zijn. Nu kan de momentenverdeling van de pendelkracht berekend worden. Deze is $8584(80-x)$ (2)

De vergelijking moet bij de vergelijking van variant 1 worden opgeteld zodat de vergelijking van de momentenverdeling als volgt luidt:

$$EI M(x) = +3571 \times 10^3 + 30678,5(x/10)^{2,2^0} - 81840x - 8584(80-x)$$

$$EI M(x) = +2884 \times 10^3 + 30678,5(x/10)^{2,2^0} - 73256x \quad (3)$$

De vergelijkingen voor de hoekrotaties en de elastische lijn worden verkregen door integratie van de vergelijking (3) onder de zelfde voorwaarden van variant 1 met als resultaat:

$$EI \phi(x) = +2884 \times 10^3 \cdot x + 95870,3(x/10)^{3,2^0} - 36628x^2 \quad (4)$$

$$EI w(x) = +1442 \times 10^3 \cdot x^2 + 228262,6(x/10)^{4,2^0} - 12209x^3 \quad (5)$$

Op de zelfde wijze kan voor de toren belast door windzuiging de momentenverdeling bepaald worden. De momentenverdeling luidt dan:

$$EI M(x) = 1785 \times 10^3 + 15339,3(x/10)^{2,2^0} - 40920x + 8584(80-x)$$

$$EI M(x) = 1236 \times 10^3 + 15339,3(x/10)^{2,2^0} - 40920x \quad (6)$$

De vergelijkingen voor de hoekrotaties en de elastische lijn luiden nu:

$$EI \phi(x) = 2472 \times 10^3 \cdot x + 47935,2(x/10)^{3,2^0} - 24752x^2 \quad (7)$$

$$EI w(x) = 1236 \times 10^3 \cdot x^2 + 114131,3(x/10)^{4,2^0} - 8251x^3 \quad (8)$$

De vergelijkingen zijn in tabel 4.10 en in figuur 4.8 grafisch weergegeven.

De horizontale reactie in steunpunt A is nu $81840 - 8584 = 73256$ N en in steunpunt B $40920 + 8584 = 49504$ N.

Tabel 4.9

Momentverdelings- en elastische lijn vergelijkingen van variant 1 en dwarskrachtenverdelings- en elastische lijnvergelijkingen van variant 2.

Vergelijkingen van de toren belast door winddruk.

$$EI M(x) = +3571 \times 10^3 - 81840x + 30678,5(x/10)^{2,20} \quad (1)$$

$$EI w(x) = +1786 \times 10^3 x^2 - 13640x^3 + 228262,6(x/10)^{4,20} \quad (2)$$

$$D = Kdw/dx = + 81840 - 6749,3(x/10)^{1,20} \quad (3)$$

$$K w(x) = + 81840x - 30678,5(x/10)^{2,20} \quad (4)$$

Vergelijkingen van de toren belast door windzuiging.

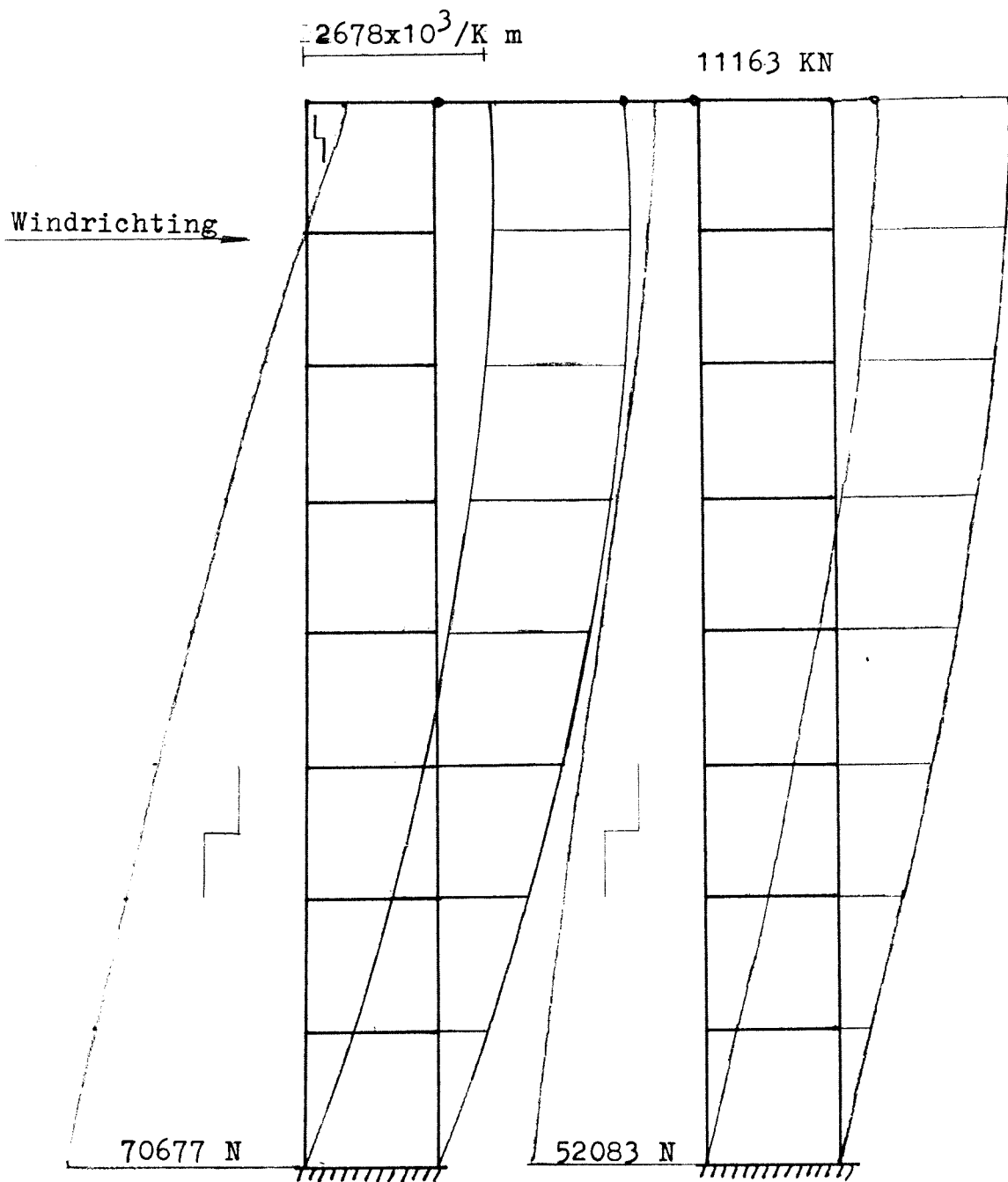
$$EI M(x) = +1786 \times 10^3 - 40920x + 15339,3(x/10)^{2,20} \quad (5)$$

$$EI w(x) = + 893 \times 10^3 x^2 - 6820x^3 + 114131,3(x/10)^{4,20} \quad (6)$$

$$D = Kdw/dx = + 40920 - 3374,6(x/10)^{1,20} \quad (7)$$

$$Kw(x) = + 40920x - 15339,3(x/10)^{2,20} \quad (8)$$

Hoogte boven maaiveld	1	5	2	6	3	7	4	8
m	kNm	kNm	$10^6/EI_m$	$10^6/EI_m$	N	N	$10^3/K_m$	$10^3/K_m$
	2	3	4	5	6	7	8	9
0	3571	1785	0	0	81840	40920	0	0
10	2784	1392	165	82	75090	37545	787	394
20	2077	1038	609	304	66334	33167	1496	748
30	1460	730	1262	631	56617	28308	2111	1056
40	945	472	2061	1030	46217	23109	2626	1313
50	537	268	2956	1478	35279	17640	3034	1517
60	241	120	3905	1952	23892	11946	3330	1665
70	60	30	4880	2440	12117	6059	3511	1756
80	0	0	5861	2930	0	0	3571	1786



Figuur 4.9 Variant 4: Dwarskrachtenverdeling en de vervorming van de torens onder invloed van de windbelasting.

Ook torens opgebouwd uit stijve raamwerken kunnen met een pendelstaaf tot een portaal gekoppeld worden. De berekening berust op het zelfde principe als bij buigstijve torens. De pendelstaaf houdt de verplaatsing van de torentoppen even groot door op de torens een horizontaal gerichte drukkracht uit te oefenen. Bij deze berekening van de dwarskrachtenverdeling in de torens wordt gebruik gemaakt van de gegevens van variant 2. Deze variant met afschuiftorens en een pendelstaaf wordt aangeduid met variant 4 en is weergegeven in figuur 4.9. De toren belast door winddruk heeft een verplaatsing die twee maal zo groot is als de verplaatsing van de toren belast door windzuiging. Dit omdat aangenomen is dat de winddruk twee maal zo groot is als de windzuiging. Bij een verplaatsing van $3571 \times 10^3 / K$ van de top van de toren belast door winddruk is de verplaatsing van de torentop belast door windzuiging $1786 \times 10^3 / K$ m. Bij een windveld met een windrichting van links naar rechts drukt de pendelstaaf de toren belast door winddruk $893 \times 10^3 / K$ m naar links tegen de windrichting in. De toren belast door windzuiging wordt $893 \times 10^3 / K$ m naar rechts weggedrukt met de windrichting mee. Deze invloed gesuperponeerd op de vergelijking van de elastische lijn van de toren belast door winddruk van variant 2 levert op:

$$K w(x) = -30678,5(x/10)^{2,2^0} + 81840x + Ax + B \quad (9)$$

met de voorwaarden voor $x = 0$ is $w(x) = 0$ zodat $B = 0$ en voor $x = 80$ is de verplaatsing van de torentop gelijk aan $w(x) = 3571 - 893 = 2678 \times 10^3 / K$ m. Substitutie in vergelijking (9) geeft voor $A = -11163$ N. Dit is tevens de grootte van de pendelkracht. Dit blijkt ook door vergelijking van de elastische lijn:

$$K w(x) = -30678,5(x/10)^{2,2^0} + 70677x \quad (10)$$

te differentieren. Hierdoor ontstaat de vergelijking van de dwarskrachtenverdeling:

$$D = Kdw/dx = -6749,3(x/10)^{1,2^0} + 70677 \quad (11)$$

Substitutie van $x = 80$ levert de dwarskracht, die is per definitie daar gelijk aan de pendelkracht, op. Nu de grootte van de pendelkracht bekend is kunnen de vergelijkingen voor de toren belast door windzuiging ook worden opgesteld. De vergelijking voor de elastische lijn luidt dan:

$$K w(x) = -15339,3(x/10)^{2,2^0} + 40920x + Cx + D \quad (12)$$

Voor $x = 0$ is $w(x) = 0$ zodat $D = 0$
Voor $x = 80$ is $C = +11163$ N is gelijk aan de pendelkracht zodat de vergelijking voor de elastische lijn luidt:

$$K w(x) = 15339,3(x/10)^{2,2^0} + 52083x \quad (13)$$

Differentieren levert de vergelijking voor de dwarskrachtenverdeling op:

$$K \frac{dw}{dx} = 3374,6(x/10)^{1,2^0} + 52083 \quad (14)$$

In tabel 4.10 zijn de vergelijkingen 10,11,13 en 14 weergegeven, als functie van x. In de figuren 4.8 en 4.9 zijn de vergelijkingen grafisch weergegeven.

Tabel 4.10

Momentenverdelings- en elastische lijn vergelijkingen van variant 3 en dwarskrachtenverdelings- en elastische lijn vergelijkingen van variant 4.

Vergelijkingen van de toren belast door winddruk

$$EI M(x) = 2884 \times 10^3 + 30678,5(x/10)^{2,20} - 73256x \quad (1)$$

$$EI w(x) = 1442 \times 10^3 \cdot x^2 + 228262,6(x/10)^{4,20} - 12209x^3 \quad (2)$$

$$K dw/dx = - 6749,3(x/10)^{1,20} + 70677 \quad (3)$$

$$K w(x) = - 30678,5(x/10)^{2,20} + 70677x \quad (4)$$

Vergelijkingen van de toren belast door windzuiging

$$EI M(x) = 2472 \times 10^3 + 15339,3(x/10)^{2,20} - 49504x \quad (5)$$

$$EI w(x) = 1236 \times 10^3 x^2 + 114131,3(x/10)^{4,20} - 8251x^3 \quad (6)$$

$$K dw/dx = - 3374,6(x/10)^{1,20} + 52083 \quad (7)$$

$$K w(x) = - 15339,3(x/10)^{2,20} + 52083x \quad (8)$$

Hoogte boven maaiveld	1	5	2	6	3	7	4	8
m	kNm	kNm	$10^6/EIm$	$10^6/EIm$	N	N	$10^3/K m$	$10^3/K m$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	2884	2472	0	0	70677	52083	0	0
10	2182	1993	132	116	63927	48808	676	505
20	1560	1553	479	430	55171	44330	1272	971
30	1030	1159	971	900	45454	39471	1776	1390
40	602	816	1603	1488	35054	34271	2179	1759
50	279	526	2276	2151	24116	28802	2476	2075
60	69	242	2977	2880	12729	23109	2661	2335
70	26	16	3688	3630	954	17222	2729	2537
80	0	0	+ 4395	+ 4395	-11163	11163	+2678	+2679



Figuur 4.10 Variant 5: Momentenverdeling en vervorming van het torenportaal onder invloed van de windbelasting.

4.5 Het koppelen van twee torens tot een buigstijf raamwerk

Een wijze van koppelen van buigstijve torens tot een portaal kan geveuren door de koppelbrug voldoende stijf uit te voeren en de koppelbrug met stijve hoeken in de torens te verankeren. Hierdoor ontstaat een portaal dat zich gedraagt als een raamwerk. In de berekening wordt de stijfheid van de koppelbrug gelijk genomen aan de stijfheid van de torens. De inklemmingen van de hoeken en fundering zijn toelaatbaar omdat in dit hoofdstuk een onderzoek naar de sterkte en uitvoering van de torens wordt gedaan en geen exacte berekening.

Met deze uitvoering van de torenportalen worden twee zaken nagestreefd. Ten eerste een vermindering van de extreme momenten in de torens. Ten tweede de vermindering van de verplaatsingen van de torentoppen en vermindering van de afstandsvariaties tussen de torens. Uit de berekeningen blijkt dat deze zaken ook werkelijk optreden.

Een nadeel van deze variant 5 is dat deze stijve constructie zeer gevoelig is voor ongelijkmatige zettingen en rotaties van de torens ten opzichte van elkaar. De momenten veroorzaakt door zettingen kunnen de extreme momenten vergroten. Hierdoor kunnen bepaalde onderdelen van de constructie overbelast worden.

Wordt deze variant 5 uiteindelijk gekozen, dan moet een terdege onderzoek gedaan worden naar de invloed van de zakkingen en afname van de stijfheid van de inklemmingen op de momentenverdelingen in de torens. De momentenverdeling van het raamwerk onder invloed van de windbelasting wordt berekend met de methode Cross. Hiermee kan namelijk ook de invloed van de verschillende stijfheden eventueel later snel bepaald worden. Het raamwerk is schematisch weergegeven in figuur 4.11. Tevens is de belasting op het raamwerk aangegeven.

Begonnen wordt met het berekenen van de momentenverdeling in het raamwerk met als voorwaarden dat de knopen A t/m D niet verplaatsen. De primaire inklemningsmomenten zijn de momenten die optreden als de toren beschouwd wordt als een ligger die in de twee knooppunten ingeklemd is. De belasting is de stuwdruk q volgens figuur 4.3. Deze momenten zijn reeds in paragraaf 4.2 berekend. De optredende momenten in het raamwerk worden berekend in Crosstabel A, tabel 4.11.

Met de berekende momenten voor de knooppunten A t/m D worden nu de vergelijkingen van de momentenverdeling in de torens bepaald. De toren belast door winddruk heeft de momentenverdelingsvergelijking:

$$M(x) = -37200x + 30678,5(x/10)^{2,2^0} + Ax + B$$

Voor $x = 0$ is $M(x) = + 586,8 \cdot 10^3 \text{ Nm}$ zodat $B = +586,8 \cdot 10^3$
Voor $x = 80$ is $M(x) = + 473,6 \cdot 10^3 \text{ Nm}$ zodat
 $80A + 586,8 \cdot 10^3 = + 473,6 \cdot 10^3$ met $A = -1415$.
De momentenverdelingsvergelijking wordt nu:

$$M(x) = - 38615x + 30678,5(x/10)^{2,2^0} + 586,8 \cdot 10^3$$

Door differentieren en substitutie van $x = 0$ blijkt dat de dwarskracht daar gelijk is aan 38615 N . Dit is tevens de horizontale reactie van knooppunt A.

De toren belast door windzuiging heeft de vergelijking van de momentenverhouding:

$$M(x) = - 18600x + 15339,3(x/10)^{2,2^0} + Cx + D$$

Voor $x=0$ is $M(x) = + 279,0 \cdot 10^3 \text{ Nm}$ zodat $D = -279,0 \cdot 10^3$
Voor $x = 80$ is $M(x) = + 272,1 \cdot 10^3 \text{ Nm}$ zodat
 $80C + 279,0 \cdot 10^3 = + 272,1 \cdot 10^3$ met $C = - 86$.
De momentenverdelingsvergelijking wordt nu:

$$M(x) = -18686x + 15339,3(x/10)^{2,2^0} + 279,0 \cdot 10^3$$

Door differentieren en substitutie van $x = 0$ blijkt dat de dwarskracht daar gelijk is aan 18686 N . Dit is tevens de horizontale reactie van knooppunt D.
De totale windkracht op de torens tijdens een windvlaag is $81840 + 40920 = 122760 \text{ N}$ groot. De gezamenlijke horizontale reactie van de knooppunten A en D is $38615 + 18686 = 57301 \text{ N}$. De gezamenlijke reactie van de knooppunten B en C is dan $122760 - 57301 = 65459 \text{ N}$, Echter deze knooppunten kunnen deze reactie niet leveren omdat zij vrij kunnen verplaatsen over een afstand Δ .

Doordat de knooppunten B en C verplaatsen verandert de momentenverdeling in het raamwerk. De grootte van de verplaatsing is te berekenen. Deze is gelijk aan de situatie waarin de regel BC belast wordt door een horizontale kracht van 65459 N en gericht evenwijdig aan de windrichting. De momentenverdeling ten gevolge van de verplaatsing wordt gesuperponeerd op de momentenverdeling van het raamwerk waarbij de knooppunten niet verplaatsen.

De momentenverdeling ten gevolge van de horizontale verplaatsing van de regel BC wordt berekend in Crosstabel B. De zelfde stijfheden, vereffeningscoëfficiënten ed. blijven gelijk aan Crosstabel A. De primaire momenten zijn $6 EI\Delta/l^2$.

Er zijn nu twee uitdrukkingen voor de horizontale kracht op de regel BC. Ten eerste is deze 65459 N . Ten tweede is de kracht ten gevolge van de verplaatsing van de regel BC gelijk aan: $(M_A + M_B + M_C + M_D)/l = 0,268 EI\Delta/l^2$ De momenten zijn volgens Crosstabel B. Stel de beide uitdrukkingen aan elkaar gelijk waarbij de laatste uitdrukking vermenigvuldigd wordt met een factor β . Deze factor β geeft aan hoeveel maal de momenten van de knooppunten A t/m D vermenigvuldigd moeten worden opdat een momentenverdeling ontstaat waarbij een verplaatsing optreedt gelijk een verplaatsing veroorzaakt door een horizontale kracht van 65459 N op regel BC. De waarde van β is 244250 .

De uiteindelijke momenten in de knooppunten ontstaan door de momenten van Crosstabel B te vermenigvuldigen met β en op te tellen bij de momenten van Crosstabel A. Dit geeft het volgende resultaat:

$$M_{AB} = + 586,3 + 244,25 \times 5,57 = + 1946,8 \quad 10^3 \quad \text{Nm}$$

$$M_{BA} = + 473,2 - 244,25 \times 5,15 = - 784,7 \quad 10^3 \quad \text{Nm}$$

$$M_{BC} = - 473,6 + 244,25 \times 5,15 = + 784,7 \quad 10^3 \quad \text{Nm}$$

$$M_{CB} = - 278,4 + 244,25 \times 5,14 = + 977,0 \quad 10^3 \quad \text{Nm}$$

$$M_{CD} = + 278,4 - 244,25 \times 5,14 = - 977,0 \quad 10^3 \quad \text{Nm}$$

$$M_{DC} = + 272,8 + 244,25 \times 5,57 = + 1633,3 \quad 10^3 \quad \text{Nm}$$

Met de gevonden momenten kunnen nu de momentenverdelingsvergelijkingen van de torens bepaald worden. De momentenverdelingsvergelijking van de toren belast door de winddruk is:

$$EI M(x) = - 37200x + 30678,5(x/10)^{2 \cdot 0} + Ax + B$$

Voor $x = 0$ is $M(x) = + 1946,8 \quad 10^3 \quad \text{Nm}$ zodat $B = -1946,8 \quad 10^3$

Voor $x = 80$ is $M(x) = - 784,7 \quad 10^3 \quad \text{Nm}$ zodat

$$80A + 1946,8 \quad 10^3 = - 784,7 \quad 10^3 \quad \text{met } A = -34144.$$

De momentenverdelingsvergelijking wordt nu:

$$EI M(x) = - 71344x + 30678,5(x/10)^{2 \cdot 0} + 1946,8 \quad 10^3$$

Door differentiëren en substitutie van $x = 0$ blijkt dat de dwarskracht daar gelijk is aan 71344 N. Dit is tevens de horizontale reactie van knooppunt A. Door eenmaal integreren wordt de vergelijking van de hoekrotatie gevonden:

$$EI \phi(x) = -35672x^2 + 95870,3(x/10)^{3 \cdot 0} + 1946800x + C$$

Voor $x=0$ is $\phi(x) = 0$ zodat $C = 0$

Nogmaals integreren levert de elastische lijn op:

$$EI w(x) = - 11891x^3 + 228262,6(x/10)^{4 \cdot 0} + 973400x^2 + D$$

Voor $x = 0$ is $w(x) = 0$ zodat $D = 0$. Substitutie van $x = 80$ geeft de verplaatsing van de torentop. Deze is $+ 1559 \quad 10^6/EI \quad \text{m}$.

De momentenverdelingsvergelijking van de toren belast door windzuiging is:

$$EI M(x) = - 18600x + 15339,3(x/10)^{2 \cdot 0} + Ax + B$$

Voor $x = 0$ is $M(x) = + 1633,3 \quad 10^3 \quad \text{Nm}$ zodat $B = + 1633,3 \quad 10^3$

Voor $x = 80$ is $M(x) = -977,0 \quad 10^3 \quad \text{Nm}$ zodat

$$80A + 16333 \quad 10^3 = - 977,0 \quad 10^3 \quad \text{met } A = -32629.$$

De momentenverdelingsvergelijking wordt nu:

$$EI M(x) = -51229x + 15339,3(x/10)^{2 \cdot 0} - 1633,3 \quad 10^3$$

Door differentiëren en substitutie van $x = 0$ blijkt dat de dwarskracht daar gelijk is aan 51299 N. Dit is tevens de horizontale reactie van knooppunt B. Door eenmaal te integreren wordt de vergelijking van de hoekrotatie gevonden:

$$EI \phi(x) = - 25615x^2 + 47935,2(x/10)^{3 \cdot 0} + 1633,3 \quad 10^3 x + C$$

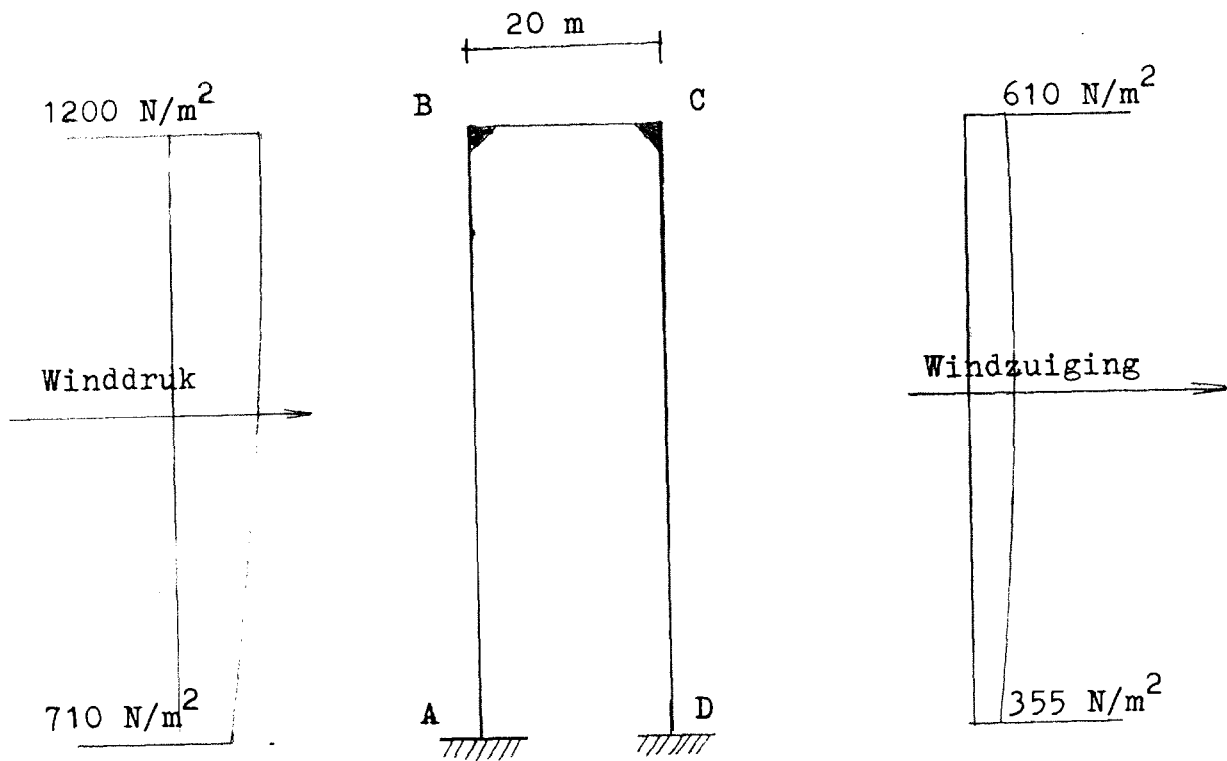
Voor $x=0$ is $\phi(x) = 0$ zodat $C = 0$.

Nogmaals integreren levert de elastische lijn op:

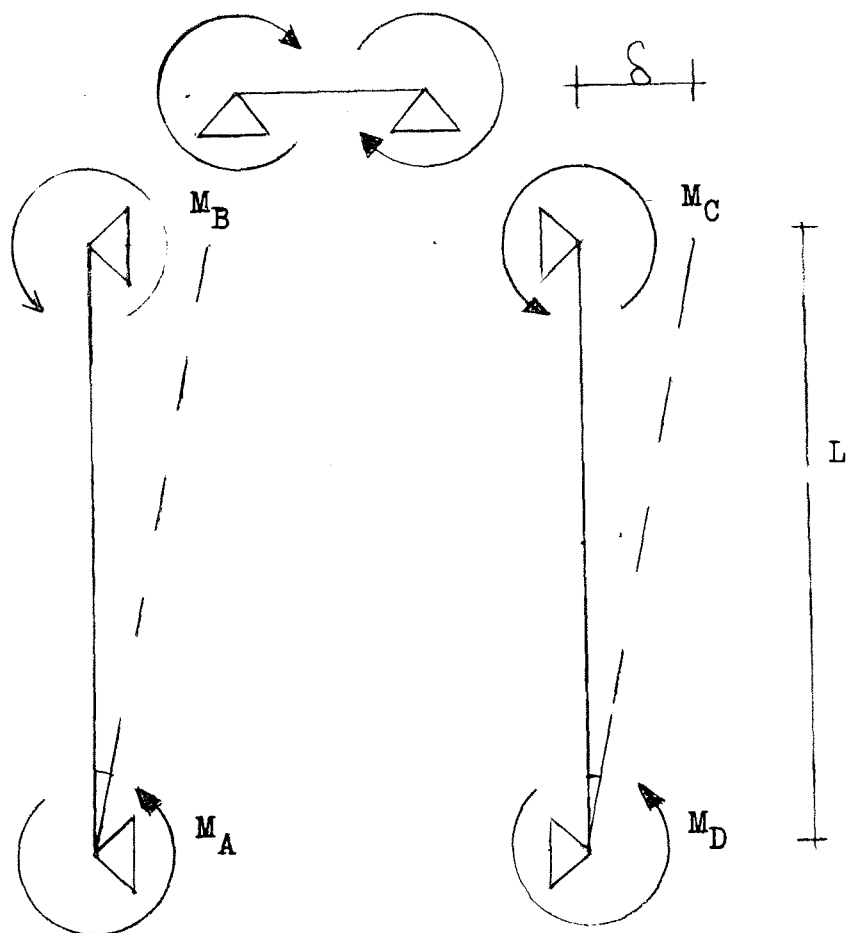
$$EI w(x) = -8538x^3 + 114131,3(x/10)^4 + 816650x^2 + D$$

Voor $x = 0$ is $w(x) = 0$ zodat $D = 0$. Substitutie van $x = 80$ geeft de verplaatsing van de torentop. Deze is $+ 1558 \cdot 10^6/EI$ m.

De grootte van de windkracht op het raamwerk is 122760 N. De horizontale reactie van de knooppunten is $71344 + 51229 = 122573$ N groot. Het verschil tussen de twee waarden is ongeveer 0,15 %. De momentenverdelingsvergelijking en de elastische lijn vergelijking zijn in tabel 4.12 en figuur 4.10 weergegeven.



Figuur 4.11 Belasting op het torenportaal.



Figuur 4.12 Optredende momenten in het torenportaal.

Tabel 4.11

Cross Tabel A

Knopen	A		B		C		D	
	AB	BA	BC	CB	CD	DC		
Stijfheid	4EI/l	4EI/l	4EI/b	4EI/b	4EI/l	4EI/l		
vereff.c.	-	0,2	0,8	0,8	0,2	-		
overdr.c.	-	0,5	0,5	0,5	0,5	-		
M _{primair}	+531,5	-584,5			-292,3	+265,8		
	+ 58,5	+116,9	+467,6	+233,8				
			+ 23,4	+ 46,8	+ 11,7	+ 5,9		
	- 2,3	- 4,7	- 18,7	- 9,4				
			+ 3,8	+ 7,5	+ 1,9	+ 1,0		
	- 0,4	- 0,8	- 3,0	- 1,5				
			+ 0,6	+ 1,2	+ 0,3	+ 0,1		
		- 0,1	- 0,5	- 0,3				
	+587,3	-473,2	+473,2	+278,1	-278,4	+272,8		

Cross Tabel B

Knopen	A		B		C		D	
	AB	BA	BC	CB	CD	DC		
Stijfheid	4EI/l	4EI/l	4EI/b	4EI/b	4EI/l	4EI/l		
vereff.c.	-	0,2	0,8	0,8	0,2	-		
overdr.c.	-	0,5	0,5	0,5	0,5	-		
M _{primair}	+ 6,00	+ 6,00			+ 6,00	+ 6,00		
	- 0,60	- 1,20	- 4,80	- 2,40				
			- 1,44	- 2,88	- 0,72	- 0,36		
	+ 0,14	+ 0,29	+ 1,15	+ 0,58				
			- 0,23	- 0,46	- 0,12	- 0,06		
	+ 0,03	+ 0,05	+ 0,18	+ 0,09				
			- 0,04	- 0,07	- 0,02	- 0,01		
		+ 0,01	+ 0,03	+ 0,01				
	+ 5,57	+ 5,15	- 5,15	- 5,14	+ 5,14	+ 5,57		

Tabel 4.12

Momentenverdeling en elastisch lijn van variant 5.

Vergelijkingen toren belast door winddruk.

$$M(x) = - 71344x + 30678,5(x/10)^2,2^0 + 1946800 \quad \text{I}$$

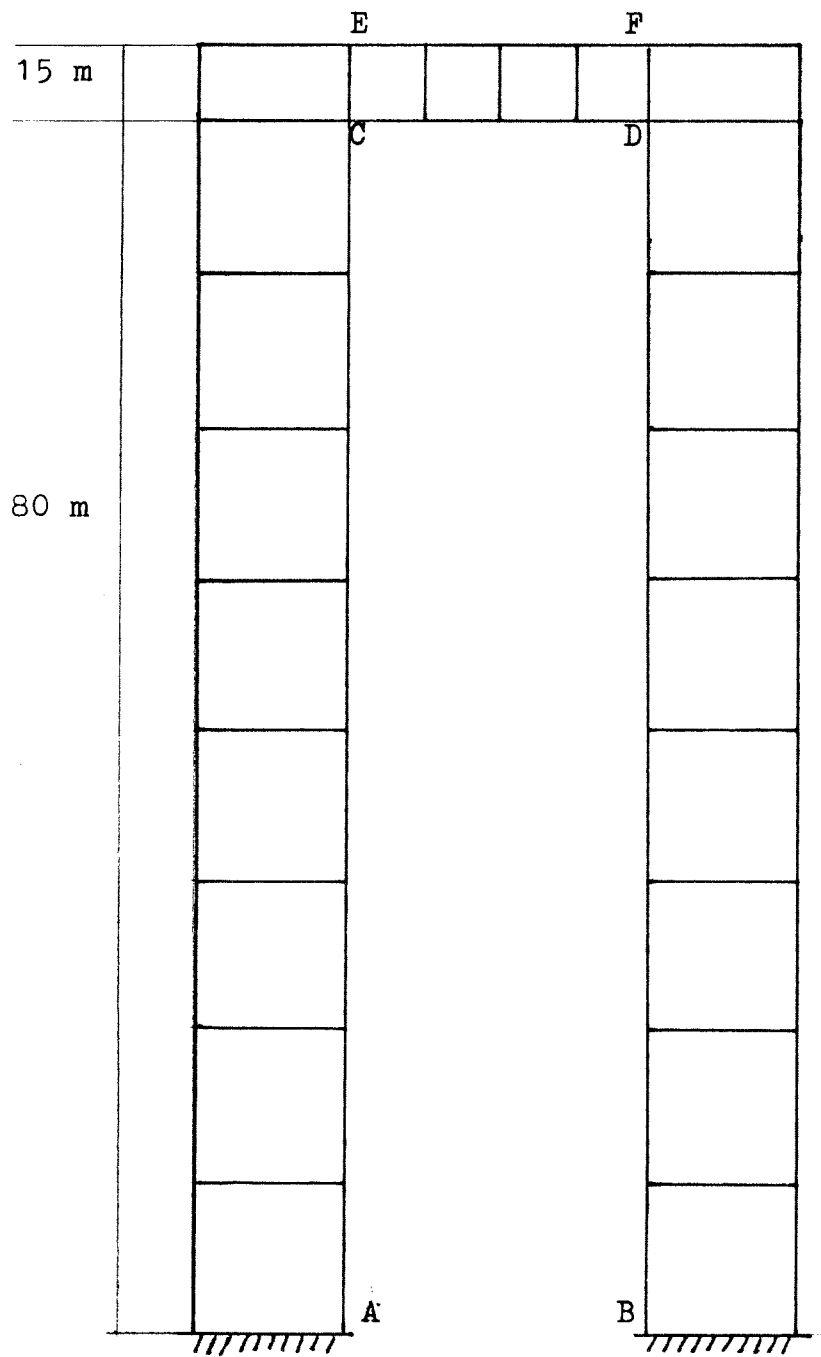
$$w(x) = - 11891x^3 + 228262,6(x/10)^4,2^0 + 973400x^2 \quad \text{II}$$

Vergelijkingen toren belast door windzuiging.

$$M(x) = - 51229x + 15339,3(x/10)^2,2^0 + 1633300 \quad \text{III}$$

$$w(x) = - 8538x^3 + 114131,3(x/10)^4,2^0 + 816650x^2 \quad \text{IV}$$

Hoogte boven maaiveld	I	II	III	IV
m	kNm	kNm	10 ⁶ /EI m	10 ⁶ /EI m
	2	3	4	5
0	+ 1944	+ 1633	0	0
10	+ 1265	+ 1137	85	73
20	+ 661	+ 681	298	261
30	+ 151	+ 268	578	516
40	- 259	- 92	873	800
50	- 562	- 399	1145	1070
60	- 754	- 651	1359	1308
70	- 829	- 844	1500	1478
80	- 784	- 977	1559	1558



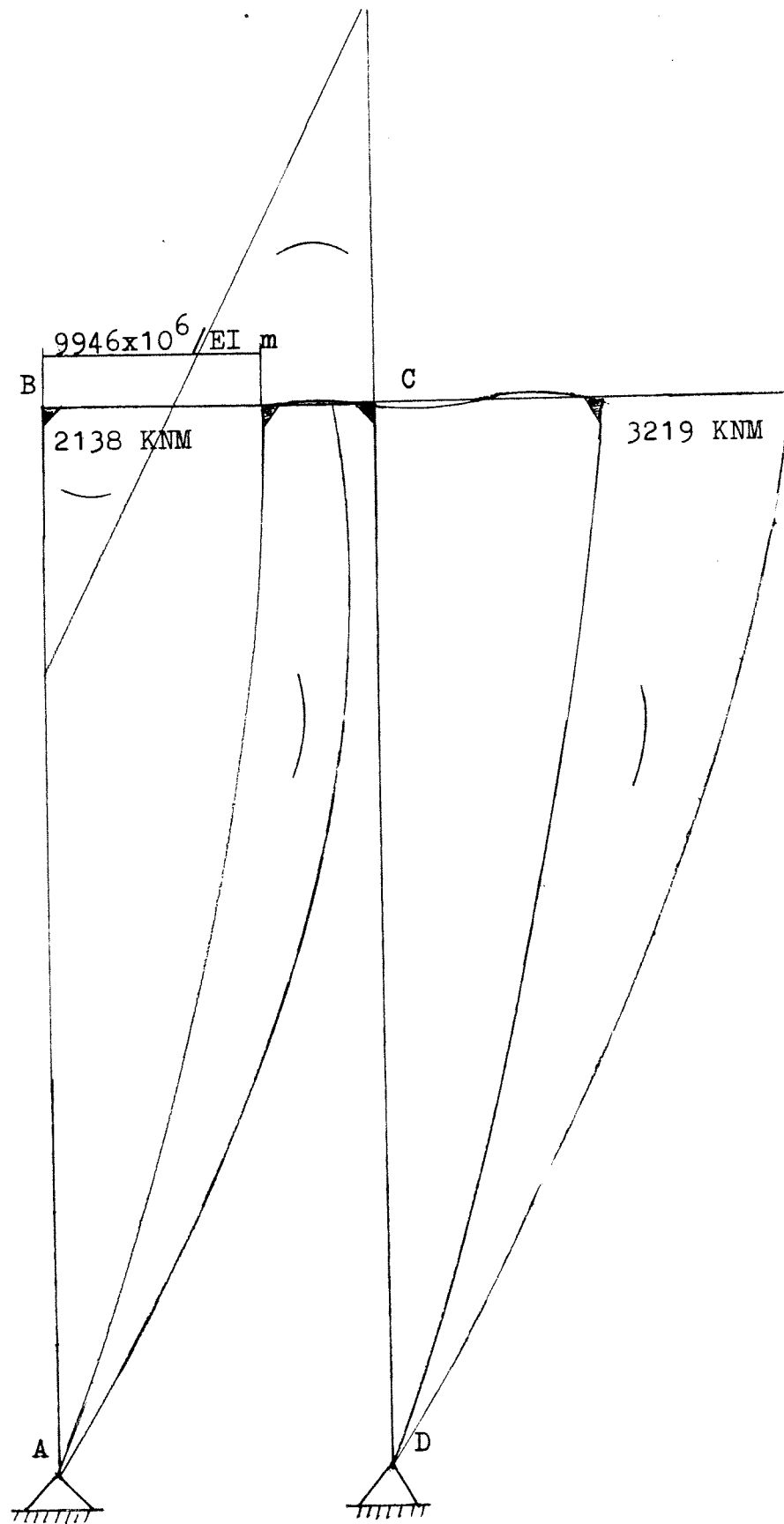
Figuur 4.13 Variant 6.

Net als bij buigstijve torens kan men overwegen de twee torens, opgebouwd uit buigstijve raamwerken, te koppelen tot een groot portaal dat zich gedraagt als een raamwerk. In figuur 4.13 is deze variant 6 schematisch weergegeven. De koppelbrug is nu uitgevoerd als een stijve vierendeelligger die stijf met de torentoppen verbonden is. Hiermee wordt getracht de verplaatsingen van de torentoppen onder invloed van de windbelasting te verminderen.

De vervorming van de toren hangt af van de dwarskracht die per raamwerk overgedragen moet worden. Een afschuifligger vervormt onder invloed van een zuiver moment niet. Dit op voorwaardē dat men de vervormingen ten gevolge van de normaalkrachten verwaarloost. Dit betekent dat de enige manier om de vervormingen van de torens te verminderen is de vermindering van de dwarskracht die per raamwerk moet worden overgedragen.

De dwarskracht per toren wordt bepaald door de wind en de krachten die op de toren worden uitgeoefend door de koppelbrug en de fundering. In variant 4 is de invloed van de koppelbrug bepaald als deze wordt uitgevoerd als een pendelstaaf opgehangen aan twee scharnieren. Regel CD van variante 6, figuur 4.13 brengt slechts een horizontaal gerichte kracht over. Geen moment of vertikaal gerichte krachten, omdat op de torens geen krachten werken die deze belastingsgrootheden kunnen opwekken. Het gevolg is dat de kracht die regel CD overbrengt van de ene naar de andere toren gelijk is aan de pendelstaaf van variant 4. Regel CD brengt namelijk het dwarskrachtenverschil tussen de torentoppen over dat ontstaat doordat regel CD, gelijk pendelstaaf variant 4, verhindert dat de afstand tussen de torenroppen afneemt. Regel EF van variant 6 brengt slechts het dwarskrachtenverschil over tussen de raamwerken van de twee torens boven regel CD. Dit dwarskrachtenverschil ontstaat doordat een raamwerk belast wordt door winddruk terwijl het andere raamwerk belast wordt door windzuiging.

De conclusie is dan ook dat een stijve koppelbrug een invloed heeft op de torens, opgebouwd uit buigstijve raamwerken gelijk aan een pendelstaaf opgehangen aan twee scharnieren tussen de torentoppen. Het gevolg is dat voor variant 6 de zelfde vergelijkingen gelden als voor variant 4.



Figuur 4.14 Variant 7: Momentenverdeling en vervorming van het torenportaal onder invloed van de windbelasting.

4.6 Het koppelen van twee torens tot een buigstijf portaal, opgelegd op twee scharnieren

Worden de torens in staal uitgevoerd, dan kan men overwegen het torenportaal op een andere wijze dan tot nu toe op te leggen op de fundering. De torens worden nu niet ingeklemd in de fundering, maar opgelegd met behulp van scharnieren. Het evenwicht van het torenportaal wordt verzekerd door de stijfheid van de koppelbrug. De koppelbrug heeft de zelfde stijfheid als de torens, terwijl de verbinding tussen de torens en de koppelbrug oneindig stijf wordt aangenomen.

Het voordeel van deze variant 7 is dat de funderingen slechts belast worden door verticale en horizontale krachten. Tevens is het mogelijk het gehele portaal op vijzels te plaatsen. Hierdoor kunnen verplaatsingen van de funderingen ten opzichte van elkaar opgevangen worden. Door met de vijzels te manipuleren kunnen zakkingen en rotaties van de torens ten opzichte van elkaar beperkt worden. Ook voor deze variant geldt dat door haar grote stijfheid de momenten ten gevolge van zakkingen van de funderingen ten opzichte van elkaar tot vergroting van de extreme momenten in het toren portaal kunnen leiden bij afwezigheid van de vijzels.

Een ander nadeel van deze variant is dat de torens tijdens de bouwtijd tijdelijk verankerd moeten worden zodat het horizontale evenwicht van de torens verzekerd is. In deze situatie zijn twee bouwwijzen mogelijk. Ten eerste de torens worden horizontaal in elkaar gezet en na voltooiing vertikaal gezet en direct tot een buigstijf portaal gekoppeld. Ten tweede de torens worden vertikaal in elkaar gezet met tijdelijke voorzieningen voor het verzekeren van het evenwicht tot aan de definitieve koppeling tot een buigstijf portaal.

Het berekenen van de momentenverdeling verloopt op de zelfde wijze als bij variant 5. In figuur 4.14 is het resultaat weergegeven. Het portaal wordt op de zelfde wijze geschematiseerd als variant 5, zoals in de figuren 4.11 en 4.12 is weergegeven. Het enige verschil is dat de inklemmingen in de knooppunten A en B vervangen zijn door scharnieren. Begonnen wordt met het berekenen van de momentenverdeling in het portaal ten gevolge van de windbelasting waarbij de knooppunten niet verplaatsen. De primaire inklemmingsmomenten zijn reeds bepaald in paragraaf 4.2 tabel 4.6. De uiteindelijke momenten in de knooppunten B en C zijn bepaald in Crosstabel A van tabel 4.12.

Met de gevonden momenten worden de momentenverdelingsvergelijkingen van de torens bepaald. De toren belast door winddruk heeft de momentenverdelingsvergelijking:

$$EI M(x) = + 30678,5(x/10)^{2,2^0} + Ax + B \quad (1)$$

Voor $x = 0$ is $M(x) = 0$ zodat $B = 0$.

Voor $x = 80$ is $M(x) = + 2524,7 \cdot 10^3$ Nm zodat
 $+2976 \cdot 10^3 + 80A = + 2524,7 \cdot 10^3$ met $A = -5642$

De momentenverdelingsvergelijking wordt nu:

$$EI M(x) = - 5642x + 30678,5(x/10)^{2,2^0} \quad (2)$$

Door differentieren en substitutie van $x = 0$ blijkt dat de dwarskracht daar gelijk is aan 5642 N. Dit is tevens de horizontale reactie van knooppunt A. De toren belast door windzuiging heeft de momentenverdelingsvergelijking:

$$EI M(x) = + 15339,3(x/10)^{2,2^0} + Cx + D \quad (3)$$

Voor $x = 0$ is $M(x) = 0$ zodat $D = 0$.

Voor $x = 80$ is $M(x) = + 1442,9 \cdot 10^3$ Nm zodat
 $+1488 \cdot 10^3 + 80C = + 1442,9 \cdot 10^3$ met $C = - 564$

De momentenverdelingsvergelijking wordt nu:

$$EI M(x) = -564x + 1533,9(x/10)^{2,2^0} \quad (4)$$

Door differentieren en substitutie van $x = 0$ blijkt dat de dwarskracht daar gelijk is aan 564 N. Dit is tevens de horizontale reactie van knooppunt B. De totale windkracht op de torens tijdens een windvlaag is 122760 N groot. De gezamenlijke horizontale reactie van de opleggingen is $5642 + 564 = 6206$ N zodat de horizontale reactie van de knooppunten BC te smane $122760 - 6206 = 116554$ N zou moeten zijn. Bij variant 5 was al duidelijk dat deze reactie niet aanwezig is, zodat de knooppunten B en C een horizontale verplaatsing ondergaan die Δ groot is. De momentenverdeling ten gevolge van deze verplaatsing moet gesuperponeerd worden op de reeds berekende momentenverdeling.

De momentenverdeling ten gevolge van de horizontale verplaatsing van regel BC wordt berekend in Crosstabel B. De stijfheden en vereffeningscoëfficiënten ed. blijven gelijk aan Crosstabel A. De primaire momenten zijn $3 EI\Delta/l^2$.

Nu zijn er twee uitdrukkingen voor de horizontale kracht op de regel BC. Ten eerste is deze 111480 N groot. Ten tweede is de kracht ten gevolge van de verplaatsing van regel BC gelijk aan:

$(M_B + M_C)/l = 0,066625 EI\Delta/l^2$. De factor β is nu:

$116554/0,066625 = 1749,4 \cdot 10^3$. De uiteindelijke momenten in de knooppunten worden nu:

$$M_{BA} = + 2524,7 \cdot 10^3 - 1749,4 \cdot 10^3 \cdot 2,665 = -2137,5 \cdot 10^3 \text{ Nm}$$

$$M_{BC} = - 2524,7 \cdot 10^3 + 1749,4 \cdot 10^3 \cdot 2,665 = +2137,5 \cdot 10^3 \text{ Nm}$$

$$M_{CB} = - 1442,9 \cdot 10^3 + 1749,4 \cdot 10^3 \cdot 2,665 = +3219,3 \cdot 10^3 \text{ Nm}$$

$$M_{CD} = + 1442,9 \cdot 10^3 - 1749,4 \cdot 10^3 \cdot 2,665 = -3219,3 \cdot 10^3 \text{ Nm}$$

Met de gevonden momenten kunnen nu de momentenverdelingen in de torens bepaald worden. De momentenverdelingsvergelijking van de toren belast door winddruk is:

$$EI M(x) = -5642x + 30678,5(x/10)^{2,2^0} + Ax + B \quad (6)$$

Voor $x = 0$ is $M(x) = 0$ zodat $B = 0$.

Voor $x = 80$ is $M(x) = -2137,5 \cdot 10^3$ Nm zodat
 $-451,3 \cdot 10^3 + 2976 \cdot 10^3 + 80A = -2137,5 \cdot 10^3$
met $A = -58278$

De momentenverdelingsvergelijking luidt nu:

$$M(x) = -63920x + 30678,5(x/10)^{2,2^0} \quad (7)$$

Door differentieren en substitutie van $x = 0$ blijkt dat de dwarskracht daar gelijk is aan 63920 N. Dit is tevens de horizontale reactie van knooppunt A. De momentenverdelingsvergelijking van de toren belast door windzuiging is:

$$EI M(x) = -564 + 15339,3(x/10)^{2,2^0} + Cx + D \quad (8)$$

Voor $x = 0$ is $M(x) = 0$ zodat $D = 0$.

Voor $x = 80$ is $M(x) = +3219,3 \cdot 10^3$ Nm zodat
 $-45 \cdot 10^3 + 1488 \cdot 10^3 + 80C = -3219,3 \cdot 10^3$ met $C = -58279$
De momentenverdelingsvergelijking luidt nu:

$$EI M(x) = -58843x + 15339,3(x/10)^{2,2^0} \quad (9)$$

Door differentieren en substitutie van $x = 0$ blijkt dat de dwarskracht daar gelijk is aan 58843 N. Dit is tevens de horizontale reactie van knooppunt B. De totale windkracht tijdens een vlaag op de torens is 122760 N groot. De gezamenlijke horizontale reactie van knooppunt A en B is $63920 + 58843 = 122763$ N zodat het portaal volledig in evenwicht is.

Voor het berekenen van de vergelijkingen van de elastische lijnen is het noodzakelijk de hoekrotatie van het portaal in de knooppunten A en B te weten.

De hoekrotaties worden aangeduid met ϕ_{AB} en ϕ_{CD} . Uit de berekeningswijze voor de momentenverdelingsvergelijkingen volgt het volgende ten aanzien van hoekrotaties in A en B.

Ten eerste wordt deze veroorzaakt doordat de regel BC over een afstand Δ transleert in horizontale richting.

De hierdoor opgewekte momenten in knooppunten B en C zijn $1749,4 \cdot 10^3 \cdot 2,665 = 4662 \cdot 10^3$ Nm. Dit komt overeen met een horizontale kracht in de opleggingen A en B van 58275 N. Met het vergeet-me-nietje

$\Delta = P \cdot l^3 / 3EI$ kan worden berekend dat

$\Delta = 9945,6 \cdot 10^6 / EI$ m. De hoekrotaties in de opleggingen of knooppunten A en B zijn nu:

$Pl^2 / 2EI = 186,48 \cdot 10^6 / EI$ rad.

Ten tweede moet op de hoekrotatie ten gevolge van de verplaatsing van regel BC de hoekrotatie gesuperponeerd worden ten gevolge van de windbelasting op de torens AB; DC. Deze hoekrotaties kunnen berekend worden door de momentenverdelingsvergelijkingen (2) en (4) van deze paragraaf te integreren. De momentenverdelingsvergelijking van de toren belast door winddruk, is gelijk aan vergelijking (2):

$$EI M(\bar{x}) = - 5642x + 30678,5(x/10)^{2,2^0} \quad (10)$$

Eenmaal integreren levert de vergelijkingen voor de hoekrotatie op:

$$EI \phi(x) = - 2821x^2 + 95870,3(x/10)^{3,2^0} + A \quad (11)$$

Tweemaal integreren levert de vergelijking voor de elastische lijn op:

$$EI w(x) = - 940x^3 + 228262,6(x/10)^{4,2^0} + Ax + B \quad (12)$$

Voor $x = 0$ is $w(x) = 0$ zodat $B = 0$. Voor $x = 80$ is $w(x) = 0$ zodat:
 $-481 \times 10^6 + 1417 \times 10^6 + 80A = 0$ met $A = -11696 \times 10^3$
 De vergelijking voor de hoekrotatie luidt nu:

$$EI \phi(x) = - 2821x^2 + 95870,3(x/10)^{2,2^0} - 11696 \times 10^3 \quad (13)$$

Substitutie van $x = 0$ levert de hoekrotatie ϕ_{AB} op:
 $\phi_{AB} = - 11696 \times 10^3 / EI$ rad

Momentenverdelingsvergelijking van de toren belast door windzuiging, is gelijk aan vergelijking (4):

$$EI M(x) = -564x + 15339,3(x/10)^{2,2^0} \quad (14)$$

Eenmaal integreren levert de vergelijking voor de hoekrotatie op:

$$EI \phi(x) = - 282x^2 + 4793,5(x/10)^{3,2^0} + C \quad (15)$$

Tweemaal integreren levert de vergelijking voor de elastische lijn op:

$$EI w(x) = - 94x^3 + 114131,3(x/10)^{4,2^0} + Cx + D \quad (16)$$

Voor $x=0$ is $w(x) = 0$ zodat $D = 0$
 Voor $x = 80$ is $w(x) = 0$ zodat
 $-48 \times 10^6 + 709 \times 10^6 + 80C = 0$ met $C = - 8257 \times 10^3$
 De vergelijking van de hoekrotatie luidt nu:

$$EI \phi(x) = - 282x^2 + 4793,5(x/10)^{3,2^0} - 8257 \times 10^3 \quad (17)$$

Substitutie van $x = 0$ levert de rotatie ϕ_{DC} op:
 $\phi_{DC} = - 8257 \times 10^3 / EI$ rad.

De totale hoekrotatie in A en D ontstaat door de gevonden waarden te superponeren:

$$\phi_{AB} = + 186480 \times 10^3 - 11696 \times 10^3 = + 174784 \times 10^3 / EI \text{ rad}$$

$$\phi_{DC} = + 186480 \times 10^3 - 8257 \times 10^3 = + 178223 \times 10^3 / EI \text{ rad}$$

Met de gevonden hoekrotaties kunnen nu de vergelijkingen van de elastische lijnen opgesteld worden. Door de vergelijking (7) te integreren ontstaat de vergelijking voor de hoekrotatie van de toren belast op winddruk:

$$EI \phi(x) = - 31960x^2 + 95870,3(x/10)^{3 \cdot 2^0} + E \quad (18)$$

Voor $x = 0$ is $\phi = \phi_{AB} = + 174784 \times 10^3 / EI$ rad zodat $E = + 174784 \times 10^3$.

Nogmaals integreren levert de vergelijking op voor de elastische lijn:

$$EI w(x) = - 10653,3x^3 + 228262,6(x/10)^{4 \cdot 2^0} + 174784 \times 10^3 x + F$$

Voor $x = 0$ is $w(x) = 0$ zodat $F = 0$. De vergelijking van de elastische lijn luidt dan:

$$EI w(x) = - 10653,3x^3 + 228262,6(x/10)^{4 \cdot 2^0} + 174784 \times 10^3 x$$

De verplaatsing van de torentop is te berekenen door substitutie van $x = 80$. De verplaatsing is dan:
 $+ 9946 \times 10^6 / EI$ m.

Door vergelijking (9) te integreren ontstaat de vergelijking van de hoekrotatie van de toren belast op windzuiging:

$$EI \phi(x) = - 29421,5x^2 + 4793,5(x/10)^{3 \cdot 2^0} + G$$

Voor $x = 0$ is $\phi = \phi_{DC} = + 178223 \times 10^3 / EI$ rad, zodat $G = + 178223 \times 10^3$.

Nogmaals integreren levert de vergelijking voor de elastische lijn op:

$$EI w(x) = - 9807,2x^3 + 114131,3(x/10)^{4 \cdot 2^0} + 178223 \times 10^3 x + H$$

Voor $x = 0$ is $w(x) = 0$ zodat $H = 0$.

De verplaatsing van de torentop is te berekenen door substitutie van $x = 80$. De verplaatsing is dan:
 $+ 9946 \times 10^6 / EI$ m.

In tabel 4.13 zijn de vergelijkingen van de elastische lijn en de momentenverdelingsvergelijking weergegeven. Figuur 4.14 is van deze vergelijking een grafische weergave.

Tabel 4.12

Cross tabel A

Knopen	A	B		C		D
Staven	AB	BA	BC	CB	CD	DC
Stijfheid	3EI/l	3EI/l	4EI/b	4EI/b	3EI/l	3EI/l
vereff.c.	-	0,158	0,842	0,842	0,158	-
overdr.c.	-	-	0,5	0,5	-	-
M _{primair}	0,0	-2976,0	0,0	0,0	-1442,9	0,0
		+ 470,2	+2505,8	+1252,9		
			+ 99,0	+ 198,0	+ 37,1	
		- 15,6	- 83,4	- 41,7		
			+ 17,5	+ 35,1	+ 6,6	
		- 2,8	- 14,7	- 7,4		
			+ 3,1	+ 6,2	+ 1,2	
		- 0,5	- 2,6	- 1,3		
			+ 0,5	+ 1,1	+ 0,2	
		0,0	- 0,5	- 0,2		
				+ 0,2		
	0,0	-2524,7	+2524,7	+1442,9	-1442,9	0,0

Cross tabel B

M _{primair}	0,0	+3,000	-	-	+3,000	0,0
		-0,474	-2,526	-1,263		
			-0,731	-1,462	-0,274	
		+0,115	+0,616	+0,308		
			-0,130	-0,259	-0,049	
		+0,021	+0,109	+0,055		
			-0,023	-0,046	-0,009	
		+0,004	+0,019	+0,010		
			-0,004	-0,008	-0,002	
		+0,001	+0,003	+0,002		
	0,0	+2,663	-2,667	-2,663	+2,666	0,0
		M _B = 2,665		M _C = 2,665		

Tabel 4.13

Momentenverdelings en elastische lijn vergelijkingen van variant 7.

Vergelijkingen toren belast door winddruk.

$$EI M(x) = - 63920x + 30678,5(x/10)^{2,2^0} \quad (1)$$

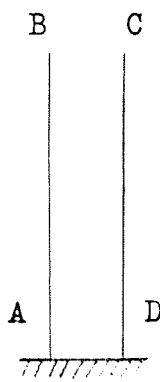
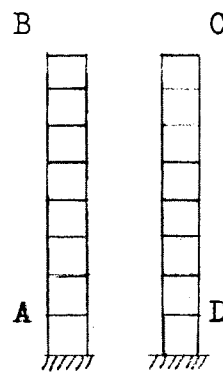
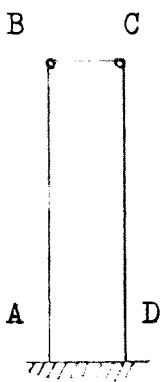
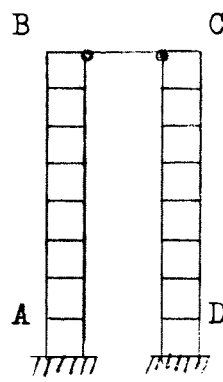
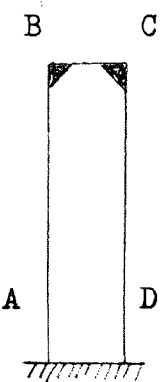
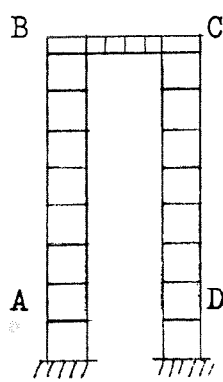
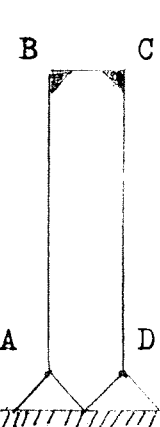
$$EI w(x) = -10653,3x^3 + 1747,84 \times 10^6 x + 228262,6(x/10)^{4,2^0} \quad (2)$$

Vergelijkingen toren belast door windzuiging.

$$EI M(x) = - 58843x + 15339,3(x/10)^{2,2^0} \quad (3)$$

$$EI w(x) = - 9807,2x^3 + 1782,23 \times 10^6 x + 114131,3(x/10)^{4,2^0} \quad (4)$$

Hoogte boven maaiveld.	1	3	2	4
m	kNm	kNm	$10^6/EI$ m	$10^6/EI$ m
1	2	3	4	5
0	0	0	0	0
10	623	572	1737	1770
20	1137	1106	3415	3527
30	1574	1593	4872	4996
40	1909	2030	6204	6539
50	2138	2413	7604	7783
60	2255	2741	8609	8787
70	2256	3010	9500	9517
80	- 2138	- 3219	9946	9946

MECHANICA VARIANTEN	
BUIGSTIJVE TORENS	TORENS OPGEBOUWD UIT RAAMWERKEN
 <p>VARIANT 1</p>	 <p>VARIANT 2</p>
 <p>VARIANT 3</p>	 <p>VARIANT 4</p>
 <p>VARIANT 5</p>	 <p>VARIANT 6</p>
 <p>VARIANT 7</p>	

Figuur 4.15 Mechanica varianten van de torens van het hefwerk.

4.7 Afweging van de verschillende mechanica varianten

Nu de mechanica varianten van het torenportaal ten aanzien van de windbelasting zijn uitgewerkt, is een voorlopige afweging mogelijk. In tabel 4.14 zijn de maatgevende grootheden van de verschillende varianten naast elkaar gezet, en in figuur 4.15 schematisch de mechanica uitvoering van de verschillende varianten. Uitgangspunt voor de keuze van de varianten is variant 1 voor varianten met torens opgebouwd uit buigstijve torens en variant 2 voor varianten met torens opgebouwd uit buigstijve raamwerken.

Varianten 1 en 2 komen slechts voor tijdens de bouw. De belastingen die dan op een toren uitgeoefend kunnen worden zijn extreem ten opzichte van de portaal varianten. De torens kunnen namelijk belast worden door een windvlaag met een stuwdruk q verdeling volgens figuur 4.3. In deze situatie werkt zowel de winddruk als de windzuiging tegelijkertijd op de toren. Het plaatsen van twee torens naast elkaar betekent dat voor een windrichting evenwijdig aan de x -as reeds een belastingvermindering per toren. Een toren wordt slechts belast door winddruk of windzuiging, en niet door een combinatie van beide.

De maximale momentenverdeling van buigstijve torens is te berekenen door de vergelijking van de momentenverdeling ten gevolge van de belasting door stuwdruk q met een verdeling volgens figuur 4.3 te vermenigvuldigen met een belastingfactor K volgens tabel 4.3. Voor een toren ingeklemd in de fundering ontstaat de vergelijking van de momentenverdeling door vergelijking (5) van paragraaf 4.3 te vermenigvuldigen met een factor $K = 37,82$. Deze factor K geldt voor een wind met windrichting evenwijdig aan de x -as, terwijl de toren is opgebouwd als een betonnen buigstijve toren. De momentenverdeling ten gevolge van windbelasting evenwijdig aan de x -as waarop de torens gedimensioneerd worden heeft de volgende vergelijking:

$$EI M(\bar{x}) = 135055 \times 10^3 - 3095 \times 10^3 x + 1160,3 \times 10^3 (x/10)^{2,2^0} \quad (1)$$

De vergelijking is weergegeven in tabel 4.15 en figuur 4.16. Nu de maximale belasting per toren en de daaruit volgende extreme momentenverdeling in de torens bekend zijn kan de invloed van de wijze van koppelen tot een portaal bekeken worden. Voor buigstijve torens komen twee manieren van koppelen in aanmerking. Ten eerste een koppeling door een pendelstaaf opgehangen aan twee (plastische) scharnieren, variant 3. Ten tweede een koppeling door een stijf ingeklemde in de torentoppen buigstijve koppelbrug, varianten 5 en 7.

Variant 7 ondergaat verplaatsingen onder invloed van de windbelasting die een factor 2 of meer groter zijn dan in de varianten 5 en 3. Variant 7 heeft tevens de ongunstigste momentenverdeling in belastingtoestand.

Tabel 4.14

Overzicht Varianten 1,3,5 en 7.

Torens opgebouwd als buigstijve liggers.

Maatgevende grootheden van de verschillende varianten.

Toren AB belast door winddruk, toren DC belast door windzuiging.

Variant	Extreem moment toren AB	Extreem moment toren DC	Dwarskracht toren AB	Dwarskracht toren DC	Max. verplaatsing torentop	Afname afstand torens
	kNm	kNm	N	N	$10^6/EI$ m	$10^6/EI$ m
1	2	3	4	5	6	7
1	+3571	+1785	81840	40920	5860	-2830
3	+2884	+2472	73256	49504	4395	- 125
5	+1947	+1633	71344	52229	1559	- 75
7	-2138	-3219	63920	58843	9946	- 325

Overzicht Varianten 2,4 en 6.

Torens opgebouwd uit buigstijve raamwerken.

Maatgevende grootheden van de verschillende varianten.

Toren AB belast door winddruk, Toren DC belast door windzuiging.

Variant	Extreme dwarskracht toren AB	Extreme dwarskracht toren DC	Maximale verplaatsing torentop	Afname afstand torens
	N	N	$10^3/K$ m	$10^3/K$ m
1	2	3	4	5
2	81840	40920	3571	-1786
4	70677	52083	2678	- 420
6	70677	52083	2678	- 420

De extreme momenten zijn groter dan bij varianten 5 en 3 terwijl de plaats van de extreme momenten erg ongunstig is, namelijk de torentoppen. Het gevolg is de grootste weerstand tegen momenten boven in de torens moet worden aangebracht. Dit betekent dat de top stijver moet worden uitgevoerd dan de voet van de toren.

Op basis van deze argumenten worden varianten 5 en 3 verkozen boven variant 7. Ten aanzien van de momentenverdeling en de grootte van de verplaatsingen verdient variant 5 de voorkeur boven variant 3. Nu is variant 5 berekend met de aanname dat de inklemmingen in de knooppunten A t/m D oneindig stijf zijn. In werkelijkheid is dit onmogelijk. De stijfheid van de funderingen is vele malen groter dan de stijfheid van de torens en de koppelbrug en de verbindingen tussen de koppelbrug en de torens. Het gevolg van de afname van de stijfheid van de inklemmingen is dat de momentenverdeling verandert. De inklemmingsmomenten in variant 5 nemen toe doordat grotere stijfheid extra momenten "aantrekt". Het gevolg is dat de momentenverdeling van variant 5 op de momentenverdeling van variant 3 gaat lijken. Een ander gevolg is van de afname van de stijfheid van de inklemmingen is dat de verplaatsingen van het portaal toenemen.

De inklemmingsmomenten nabij de fundering van het portaal volgens variant 3 zijn in de zelfde orde van grootte, tabel 4.10. Afname van de stijfheid van de inklemming van de fundering heeft tot gevolg dat toren AB een grotere rotatie ondergaat dan toren DC. Door de aanwezigheid van regel BC wordt verhinderd dat de rotatiegrootte van de twee torens verschillen gaat vertonen. Het gevolg is dat het grotere moment A afneemt terwijl moment B toeneemt. Door het geringe verschil in grootte van de momenten verandert de momentenverdeling door afname van de stijfheid van de inklemming slechts weinig. Eenvoudigheids halve wordt voor variant 3 de momentenverdeling volgens figuur 4.8 blijvend aangehouden.

Het feit dat de inklemming van de fundering vele malen stijver is dan de torens of verbindingen tussen koppelbrug en torens wordt op de volgende wijze verklaard. De toren is ingeklemd in de hefbaktrog. Deze trog draagt het gehele hefwerk en is in feite de fundering van het hefwerk. Om in staat te zijn de grote puntbelastingen op te nemen wordt de hefbak zwaar en stijf uitgevoerd. Bij rotatie van de torens ondervindt de trog een reactiekracht door de aanwezigheid van de grond naast en onder de trog. Hierdoor worden de verplaatsingen van de trog beperkt. De trog is dan stijf ten opzichte van de torens.

Op basis van bovenstaand betoog wordt als mechanica oplossing voor het torenportaal variant 3 gekozen: Een torenportaal bestaande uit twee ingeklemde buigstijve torens, gekoppeld tot een portaal door een pendelstaaf opgehangen aan twee (plastische) scharnieren.

De momentenverdelingsvergelijkingen die in de torens optreden worden ontleend aan paragraaf 4.4 tabel 4.10. De vergelijking van de momentenverdeling van de toren belast door winddruk ontstaat door vergelijking (3) met een factor $K = 25,21$ te vermenigvuldigen. Deze factor $K = 25,21$ ontstaat als men factor $K = 37,82$ vermenigvuldigt met het aandeel van de winddruk in de totale belasting van de wind op een toren. Dit aandeel is $0,667$ oftewel coëfficiënt winddruk gedeeld door som coëfficiënt winddruk plus coëfficiënt windzuiging. Zie ook tabel 4.3. Het resultaat is de vergelijking:

$$EI M(x) = 72706 \times 10^3 - 1847 \times 10^3 x + 773,4 \times 10^3 (x/10)^{2,20} \quad (2)$$

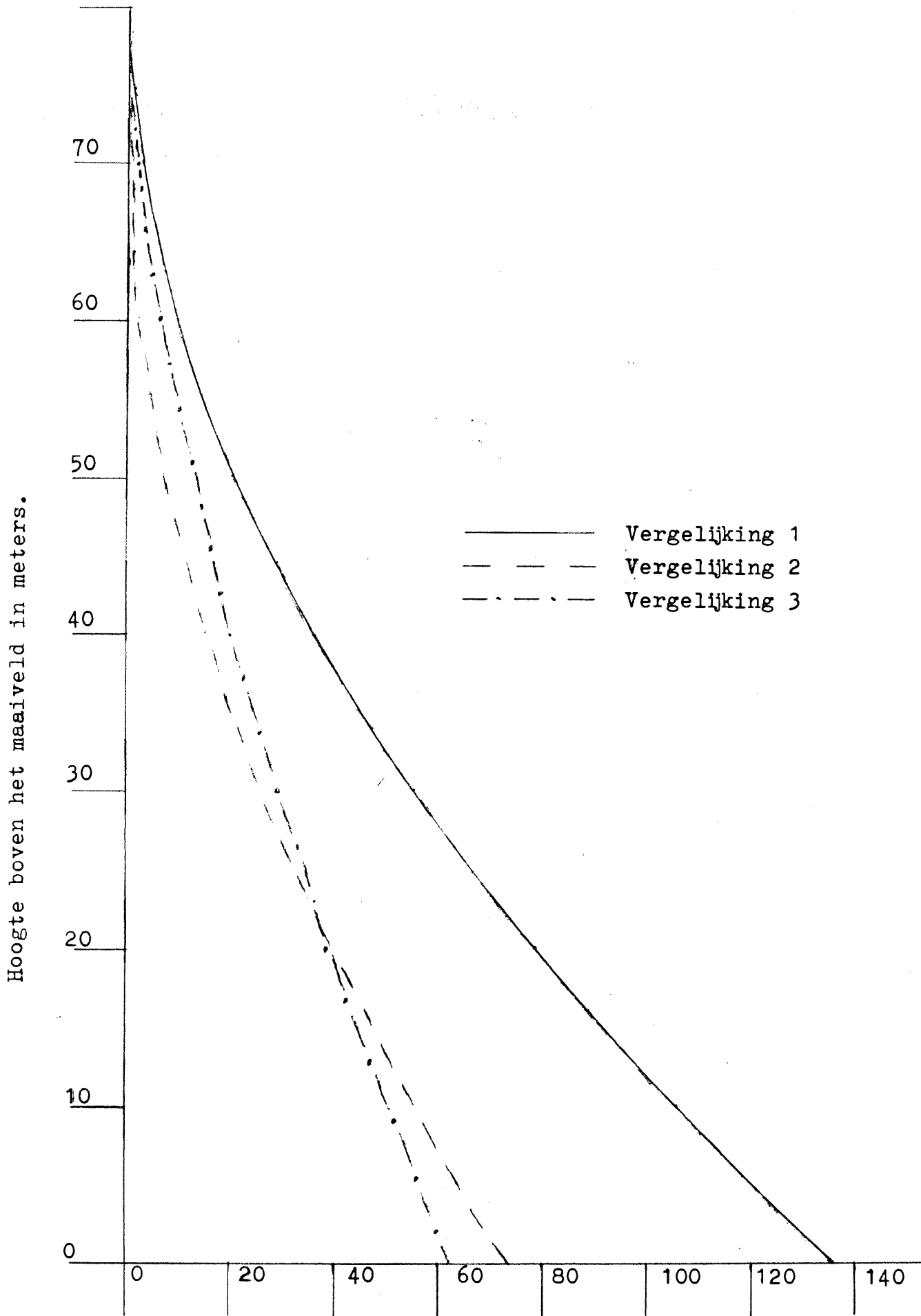
De momentenverdelingsvergelijking van de toren belast door windzuiging ontstaat door vergelijking (6) te vermenigvuldigen met factor $K = 25,21$. Doordat de windzuiging een factor $0,5$ kleiner is dan de winddruk is de uiteindelijke grootte van de totale windzuiging factor $K = 0,5 \times 25,21 = 12,60$ maal stuwdruk q . Hierdoor is het aandeel van de windzuiging $0,333$ in factor $K = 37,82$. In vergelijking (6) is reeds de factor $0,5$ verwerkt waarmee de stuwdruk q vermenigvuldigd moet worden om de grootte van de windzuiging te berekenen. Het resultaat is de vergelijking:

$$EI M(x) = 62319 \times 10^3 - 1248 \times 10^3 x + 386,7 \times 10^3 (x/10)^{2,20} \quad (3)$$

De vergelijkingen (1), (2) en (3) zijn weergegeven in tabel 4.15. Figuur 4.16 is een grafische weergave van de vergelijkingen. In tabel 4.15 is tevens de dwarskrachtenverdeling weergegeven. Deze ontstaat door de momentenverdelingsvergelijkingen naar x te differentieren.

Ook torens opgebouwd uit buigstijve raamwerken, die zich gedragen als afschuifliggers worden gedimensioneerd op de situatie dat de toren belast wordt door een combinatie van winddruk en windzuiging ten gevolge van een windvlaag met een stuwdrukverdeling q volgens figuur 4.3. In figuur 4.17 is dit dwarskrachtenverloop weergegeven. De vergelijking ontstaat door vergelijking (11) van paragraaf 4.3 te vermenigvuldigen met factor $K = 38,791$. De factor K is ontleend aan tabel 4.3.

Bij torens opgebouwd uit buigstijve raamwerken is maar één manier van koppelen mogelijk. Namelijk een koppelbrug die slechts krachten overbrengt en geen momenten zoals uit het verhaal van variant 6 blijkt. In deze variant is er van uitgegaan dat een toren wordt belast door winddruk en de ander door alleen windzuiging. De windzuiging is half zo groot als de winddruk. Op deze aanname zijn de dwarskrachtenverdelingen berekend van de verschillende varianten.



Figuur 4.16 Momentenverdelingen die in de torens kunnen optreden onder invloed van de windbelasting in 10^6 Nm met als rotatieas de Yas.

Tabel 4.15

Buigstijve torens

Extreme momentenverdelingsvergelijkingen.

$$\begin{aligned}
 EI M(x) &= 135055 \times 10^3 - 3095 \times 10^3 x + 1160,3 \times 10^3 (x/10)^{2,20} & 1 \\
 EI M(x) &= 72706 \times 10^3 - 1847 \times 10^3 x + 773,4 \times 10^3 (x/10)^{2,20} & 2 \\
 EI M(x) &= 62319 \times 10^3 - 1248 \times 10^3 x + 386,7 \times 10^3 (x/10)^{2,20} & 3
 \end{aligned}$$

Extreme dwarskrachtenverdelingsvergelijkingen.

$$\begin{aligned}
 EI D(x) &= -3095 \times 10^3 + 255,3 \times 10^3 (x/10)^{1,20} & 4 \\
 EI D(x) &= -1847 \times 10^3 + 170,2 \times 10^3 (x/10)^{1,20} & 5 \\
 EI D(x) &= -1248 \times 10^3 + 85,1 \times 10^3 (x/10)^{1,20} & 6
 \end{aligned}$$

- 1 en 4 Toren belast door winddruk plus windzuiging.
 2 en 5 Toren belast door winddruk.
 3 en 6 Toren belast door windzuiging.

Hoogte boven maaiveld m	Momentenverdeling			Dwarskrachtenverdeling		
	1	2	3	4	5	6
	10^3 Nm	10^3 Nm	10^3 Nm	10^3 Nm	10^3 Nm	10^3 Nm
1	2	3	4	5	6	7
0	135055	72706	62319	-3095	-1847	-1248
10	105291	55008	50243	-2840	-1677	-1163
20	78552	39328	39151	-2509	-1456	-1053
30	55217	25966	29218	-2141	-1211	-930
40	35740	15176	20571	-1748	-949	-799
50	20309	7034	13260	-1334	-673	-661
60	9115	1740	6101	-904	-386	-518
70	2270	655	403	-458	-89	-369
80	0	0	0	0	+216	-216

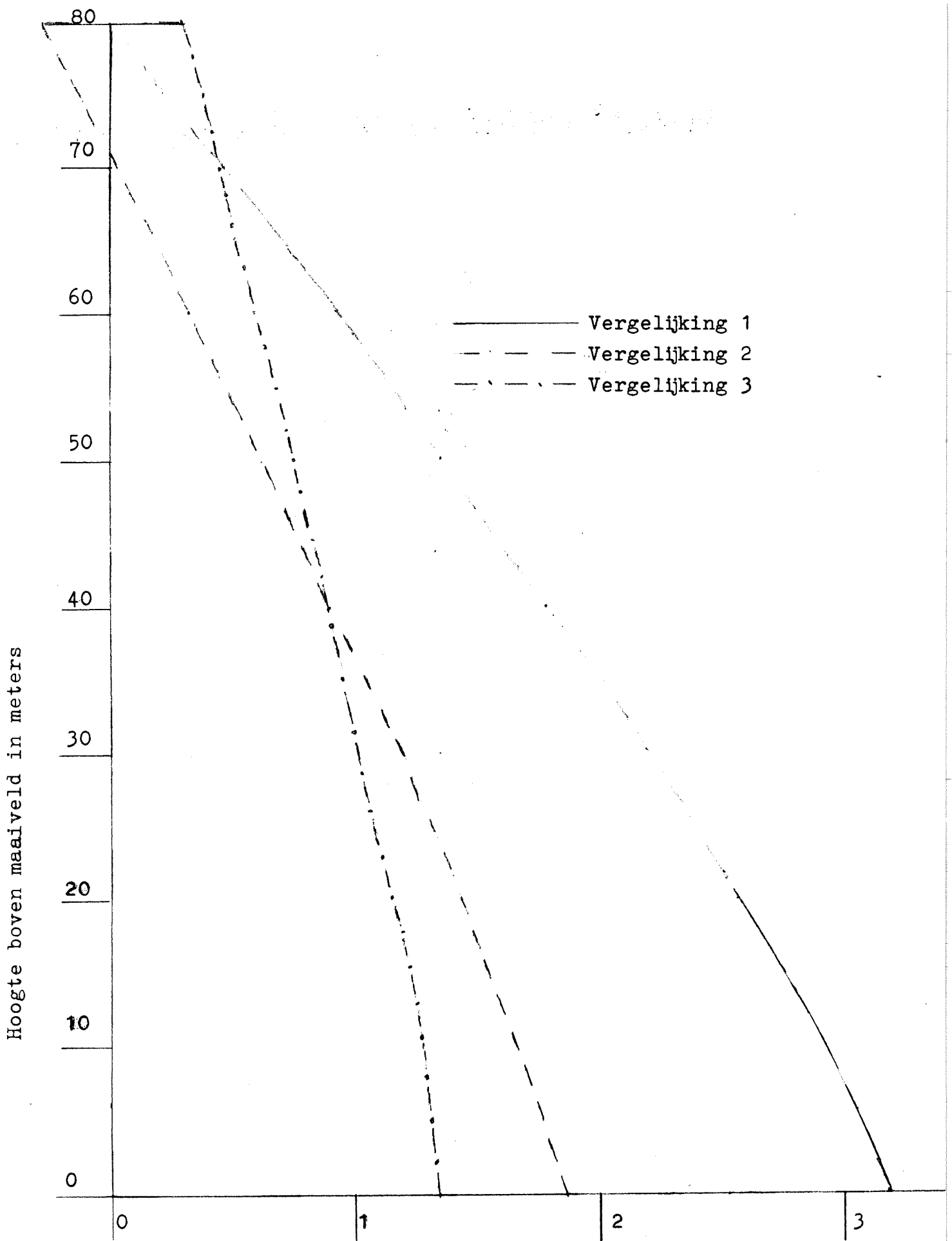
.....

De factor waarmee de berekende dwarskrachten verdelingen moeten worden vermenigvuldigd is $0,8/1,2 \times 38,791 = 25,860$. Dit volgt uit de opbouw van de factor K. Deze omvat zowel de factor $C_d = +0,8$ voor de winddruk als de factor $C_z = -0,4$ voor de windzuiging.

Aangezien de belasting door windzuiging reeds met een factor 0,5 is vermenigvuldigd moet ook de toren belast door windzuiging vermenigvuldigd worden met $K = 25,86$. In tabel 4.16 is de extreme dwarskrachten verdeling weergegeven. Figuur 4.17 is een grafische weergave van tabel 4.16.

De toren belast door winddruk heeft de vergelijking (11) paragraaf 4.4 en de toren belast door windzuiging heeft de vergelijking (14) paragraaf 4.4 als dwarskrachtenverdeling.

Nu de keus gemaakt is voor de mechanicavariant van zowel torens uitgevoerd als buigstijve liggers en opgebouwd uit buigstijve raamwerken moet de keus gemaakt worden voor de torenuitvoering. Een betontoren is stijf ten opzichte van een stalen toren. In de volgende paragrafen zal blijken dat een grotere stijfheid een gunstige invloed heeft op de totale momentenverdeling in de torens. Een toren uitgevoerd in beton vereist veel minder onderhoud dan een stalen toren. Een stalen toren opgebouwd uit buigstijve raamwerken of vakwerken moet voorzien worden van panelen om de contragewicht en transportschachten te beschermen tegen weersinvloeden. Bij een betonuitvoering vormen de constructiewanden reeds gesloten schachten. Het aanbrengen van panelen bij stalen torens beïnvloedt het gewicht van de toren en de kosten van de toren in ongunstige zin. Op basis van deze overwegingen wordt besloten van nu af aan slechts buigstijve betonnen torens te onderzoeken op belastingen, sterkte en stijfheid.



Figuur 4.17 Dwarskrachtenverdeling die in de torens kunnen optreden onder invloed van de windbelasting in 10^6 N evenwijdig de Xas.

Tabel 4.16

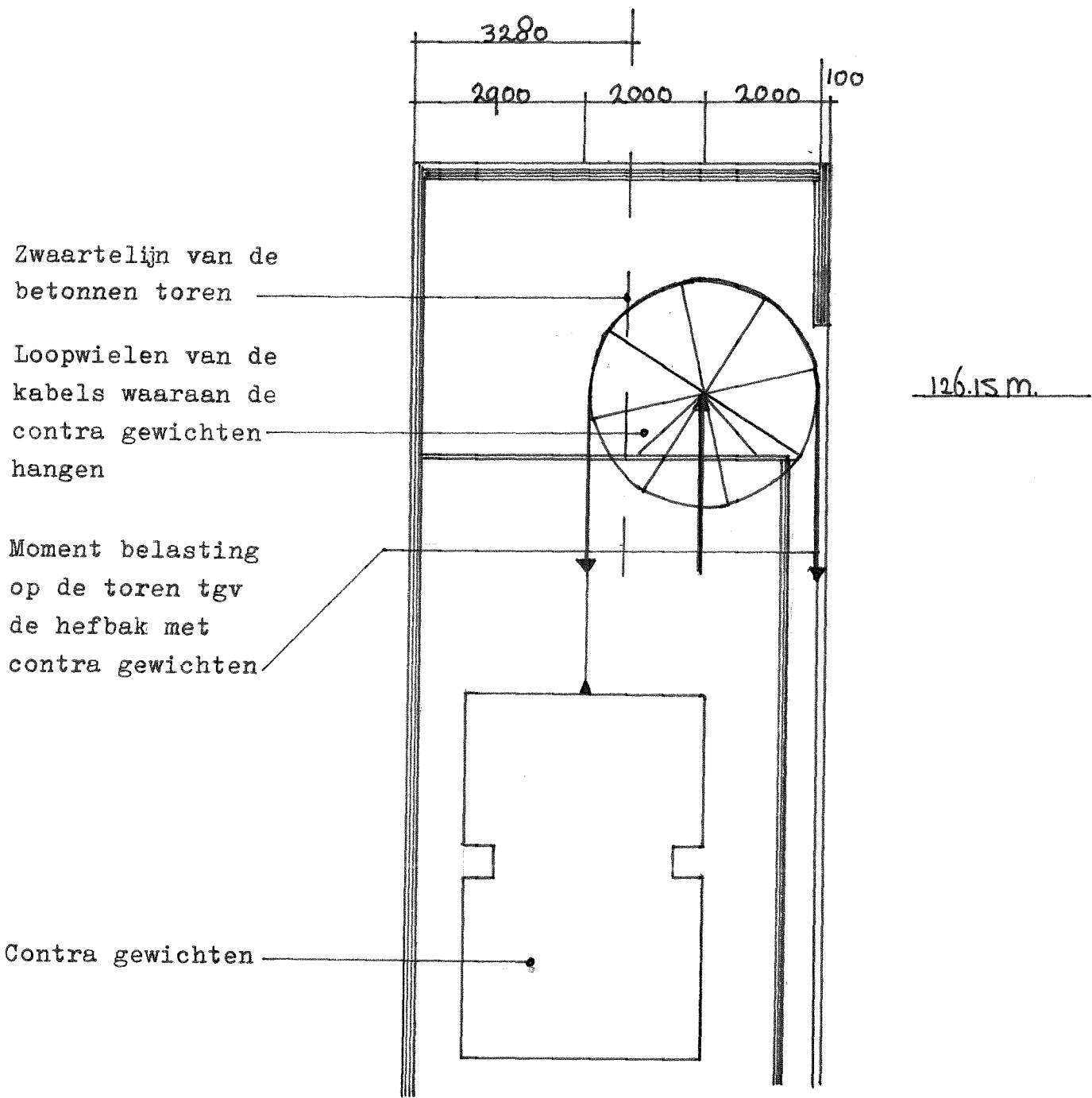
Torens opgebouwd uit buigstijve raamwerken.

Extreme dwarskrachten verdelingsvergelijkingen.

$$\begin{array}{rcl}
 D = K \, dw/dx & = & + 31746 \times 10^3 \quad - \quad 15339(x/10)^{1,20} & 1 \\
 D = K \, dw/dx & = & + 18277 \times 10^3 \quad - \quad 10226(x/10)^{1,20} & 2 \\
 D = K \, d\bar{w}/dx & = & + 13469 \times 10^3 \quad - \quad 5113(x/10)^{1,20} & 3
 \end{array}$$

Hoogte boven maaiveld	1	2	3
	10 N	10 N	10 N
1	2	3	4
0	3174	1828	1347
10	2913	1653	1262
20	2573	1427	1146
30	2196	1175	1021
40	1793	906	886
50	1368	624	745
60	927	329	597
70	470	25	445
80	0	- 289	289

- 1 Toren belast door winddruk plus windzuiging
- 2 Toren belast door winddruk
- 3 Toren belast door windzuiging



Figuur 4. 18 Dwarsdoorsnede over de top van torens.
 Ingeschreven maten in mm.

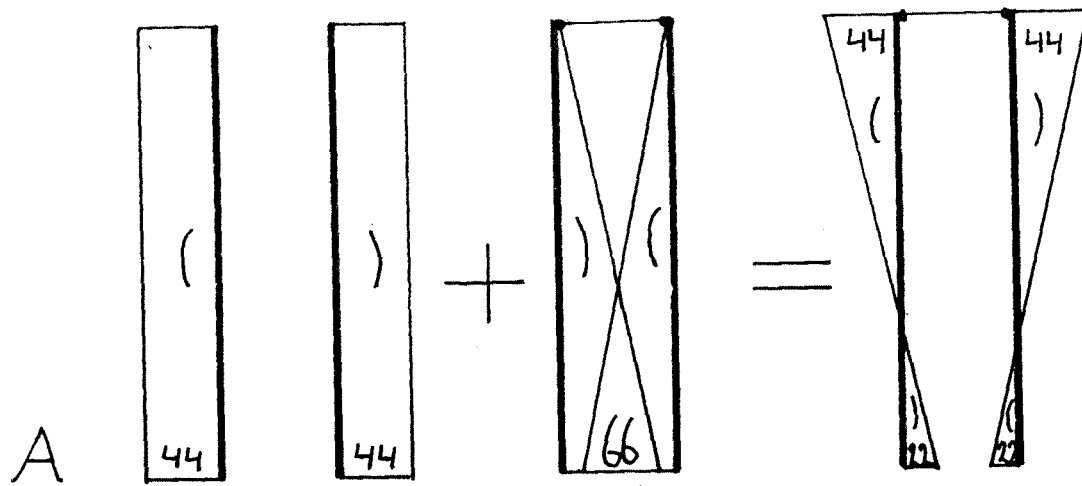
4.8 Invloed van de contragewichten en de hefbak op de momentsverdelingen in de geleidingstorens.

De contragewichten hangen aan kabels die over grote loopwielen lopen. Deze wielen zijn boven in de heftorens boven de twee grootste schachten van de toren opgehangen. De diameter van een loopwiel is in tabel 2.3 geschat op 4.00 m. Voorlopig wordt deze diameter aangehouden. De verticale belasting per loopwiel is minimaal twee maal 250 kN. Met 26 contragewichten per schacht en twee schachten per toren bedraagt de verticale belasting ongeveer 26000 kN. Hierbij moet nog het gewicht van de loopwielen zelf met de ophanging van deze wielen bij worden opgeteld. Per loopwiel wordt dit gewicht geschat op 20 kN. De totale verticale belasting wordt dan ongeveer 27000 kN.

De verticale belasting geeft ook een moment in de toren. De grootte van het moment hangt af van de plaats van de neutrale lijn van de betondoorsnede van de toren. De momenten ten gevolge van de windbelasting is onafhankelijk van de plaats van de neutrale lijn. Deze wordt bepaald door de uitwendige afmetingen van de torens. In paragraaf 4.11 is een betondoorsnede van de geleidingstorens bepaald. Deze wordt gebruikt in de berekeningen van deze paragraaf. De momentarm van de verticale belasting van 27000 kN is 1,62 m. Dit volgt uit figuur 4.18. Deze geeft een verticale dwarsdoorsnede van de top van een geleidingstoren weer. Het moment ten gevolge van de aanwezigheid van de hefbak wordt nu gelijk aan $27000 \text{ kN} \times 1,62 = 43740 \text{ kNm}$. Dit moment kan echter niet optreden.

Door het moment vervormt de toren. Het gevolg is dat de toren-toppen naar elkaar toe bewegen. Dit wordt verhinderd door de aanwezigheid van de koppelbrug. Het gevolg is dat de horizontaal naar buiten gerichte drukkracht van de koppelbrug een tegengesteld moment veroorzaakt in de toreninklemming dan het moment ten gevolgen van de aanwezigheid van de hefbak. De torentop verplaatsing is gelijk aan $M \times l^2 / 2EI$ m en is gelijk aan de verplaatsing van de top ten gevolgen van de horizontale kracht P van de koppelbrug. Deze laatste verplaatsing is gelijk aan $P \times l^3 / 3EI$ m. Gelijkstellen en substitutie van $l=80$ m geeft voor P de waarde 820 kN. Het moment ten gevolgen van de drukkracht van de koppelbrug is $820 \text{ kN} \times 80 \text{ m} = 65600 \text{ kNm}$. Het resulterende moment in de inklemming is dan $43740 - 65600 = -21860 \text{ kNm}$. Terwijl het moment in de torentop gelijk is aan $+43740 \text{ kNm}$. In figuur 4.19A is dit duidelijk gemaakt.

Deze momentenverdeling is permanent aanwezig zolang de hefbak is opgehangen aan de contragewichten. Ook tijdens belasting van de torens door een windvlaag met extreme windsnelheden is deze momenten-

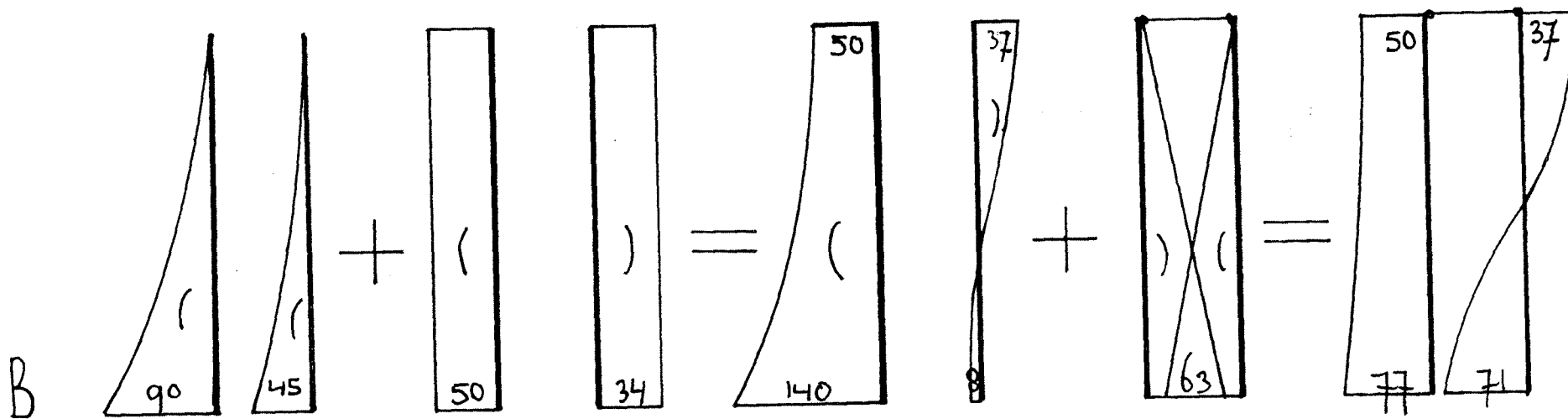


Momentenverdeling
 tengevolge van:

hefbak

koppelbrug

gesommeerd



Momentenverdeling
 tengevolge van: wind

hefbak

wind + hefbak

koppelbrug

wind+hefbak+koppelbrug

Figuur 4.19 Momentenverdeling in de torens tengevolge windbelasting
 de aanwezigheid van de koppelbrug en de hefbak

verdeling aanwezig. Met andere woorden de momentenverdeling ten gevolgen van de aanwezigheid van de hefbak moet gesuperponeerd worden op de momentenverdeling ten gevolgen van de belasting door de wind zoals weergegeven in tabel 4.15. Door de wind verplaatst de torentop. Het gevolg is dat het aangrijpingspunt van de verticale belasting ook verplaatst zodat de momentarm ten opzichten van de neutrale lijn van de inklemming verandert. De momentenarm van de toren belast door winddruk neemt toe terwijl de momentenarm van de toren belast door windzuiging afneemt.

De maximale verplaatsing onder invloed van extreme windbelasting wordt geschat op 250 mm. De momentarm van de verticale belasting van de toren belast door winddruk neemt toe tot $1,62 + 0,25 = 1,87$ m. Voor de toren belast door windzuiging neemt de momentarm af tot $1,62 - 0,25 = 1,37$ m. Het gevolg is dat de kracht in de koppelbrug verandert. De berekening van de kracht in de koppelbrug, een pendeldrukkraft, gaat analoog aan de berekening uitgevoerd in de paragrafen 4.4 en 4.8.

De verplaatsing van de toren belast door winddruk en de contragewichten plus hefbak wordt berekend zonder de invloed van de koppelbrug. Daarna wordt de invloed van de koppelbrug hierop gesuperponeerd. De momentenverdeling in de toren is in het begin gelijk aan vergelijking 5 van paragraaf 4.3 maal faktor 25,21. Deze laatste faktor is reeds verklaard in paragraaf 4.7. Op deze momentenverdeling moet dan nog het constante moment ten gevolgen van de verticale belasting worden opgeteld dat $27000 \text{ kN} \times 1,87 = 50490 \text{ kNm}$ groot is. De vergelijking van de elastische lijn is te berekenen door de vergelijking van de momentenverdeling twee maal te integreren onder de voorwaarden voor $x = 0$ is $\phi(x) = 0$ en $W(x) = 0$. Het resultaat zijn de volgende vergelijkingen:

$$EI M(x) = 140515 \cdot 10^3 - 2063 \cdot 10^3 x + 773 \cdot 10^3 (x/10)^{2,20} \quad (1)$$

$$EI \phi(x) = 140515 \cdot 10^3 x - 1032 \cdot 10^3 x^2 + 2417 \cdot 10^3 (x/10)^{3,20} \quad (2)$$

$$EI W(x) = 70258 \cdot 10^3 x^2 - 344 \cdot 10^3 x^3 + 5754 \cdot 10^3 (x/10)^{4,20} \quad (3)$$

Substitutie van $x = 80$ geeft voor de torentopverplaatsing de waarden $309.246 \cdot 10^6 / EI$ m.

De verplaatsing van de toren belast door windzuiging wordt op dezelfde wijze berekend. De vergelijking van de momentverdeling in de toren is nu vergelijking 5 van paragraaf 4.3 maal $0,5 \times 25,21$. Dit omdat aangenomen is dat de winddruk twee maal groter is dan de windzuiging. Het moment van de verticale belasting

.....

is nu $27000 \text{ kN} \times 1,37 \text{ m} = 36990 \text{ kNm}$ groot. Door de vergelijking van de momenten verdeling twee maal te integreren onder de voorwaarden voor $x=0$ is $\phi(x) = 0$ en $W(x) = 0$ ontstaat de elastische lijn. Het resultaat zijn de volgende vergelijkingen:

$$EI M(x) = 8022 \cdot 10^3 - 1032 \cdot 10^3 x + 387 \cdot 10^3 (x/10)^{2 \cdot 20} \quad (4)$$

$$EI \phi(x) = 8022 \cdot 10^3 x - 516 \cdot 10^3 x^2 + 1208 \cdot 10^3 (x/10)^{3 \cdot 20} \quad (5)$$

$$EI W(x) = 4011 \cdot 10^3 x^2 - 172 \cdot 10^3 x^3 + 2877 \cdot 10^3 (x/10)^{4 \cdot 20} \quad (6)$$

Substitutie van $x = 80$ geeft de torentopverplaatsing de waarden $-44.532 \cdot 10^6 / EI \text{ m}$. De verschillende momenten verdelingen die per toren gesuperponeerd worden zijn weer gegeven in figuur 4.19B.

De afname van de afstand tussen de torentoppen is in het totaal gelijk aan $309.246 - 44.532 = 264.714 \cdot 10^6 / EI \text{ m}$.

De verplaatsing en afstandafname wordt verhinderd door de aanwezigheid van de koppelbrug. De kracht in de koppelbrug geeft een verplaatsing van de torens gelijk aan $2 \times P \times l^3 / 3EI \text{ m}$. Gelijkstelling levert voor P de waarde $775,5 \text{ kN}$ op. Het inklemmingsmoment van de toren belast door winddruk is dan gelijk aan $140515 - 775,5 \times 80 = +78475 \text{ kNm}$. Het inklemmingsmoment van de toren belast door windzuiging is gelijk aan $+8022 + 775 \times 80 = 70062 \text{ kNm}$.

De momentenverdeling van de toren belast door winddruk luidt nu:

$$EI M(x) = 78475 \cdot 10^3 - 1288 \cdot 10^3 x + 773 \cdot 10^3 (x/10)^{2 \cdot 20} \quad (7)$$

De momentenverdeling van de toren belast door windzuiging luidt nu:

$$EI M(x) = 70062 \cdot 10^3 - 1807 \cdot 10^3 x + 387 \cdot 10^3 (x/10)^{2 \cdot 20} \quad (8)$$

Vergelijkingen 7 en 8 zijn weergegeven in tabel 4.17 in figuur 4.20. Voor de volgende paragraaf is het van belang de vervorming van de toren vast te stellen. Vooral de afname van de afstand tussen de torens is van belang. De vergelijking die deze afstandsvariaties tussen de torens weergeeft ontstaat door de vergelijking van de elastische lijn van de toren belast door winddruk af te trekken van de vergelijking van de elastische lijn van de toren belast door windzuiging. De vergelijkingen van de elastische lijnen ontstaan door vergelijkingen 7 en 8 twee maal te integreren onder de randvoorwaarden voor $x=0$ is $\phi(x)=0$ en $W(x)=0$. De elastische lijn van de toren belast door winddruk heeft de volgende vergelijking:

$$EI W(x) = 39237 \cdot 10^3 x^2 - 215 \cdot 10^3 x^3 + 5456 (x/10)^{4 \cdot 20} \quad (9)$$

De elastische lijn van de toren belast door windzuiging heeft de volgende vergelijking:

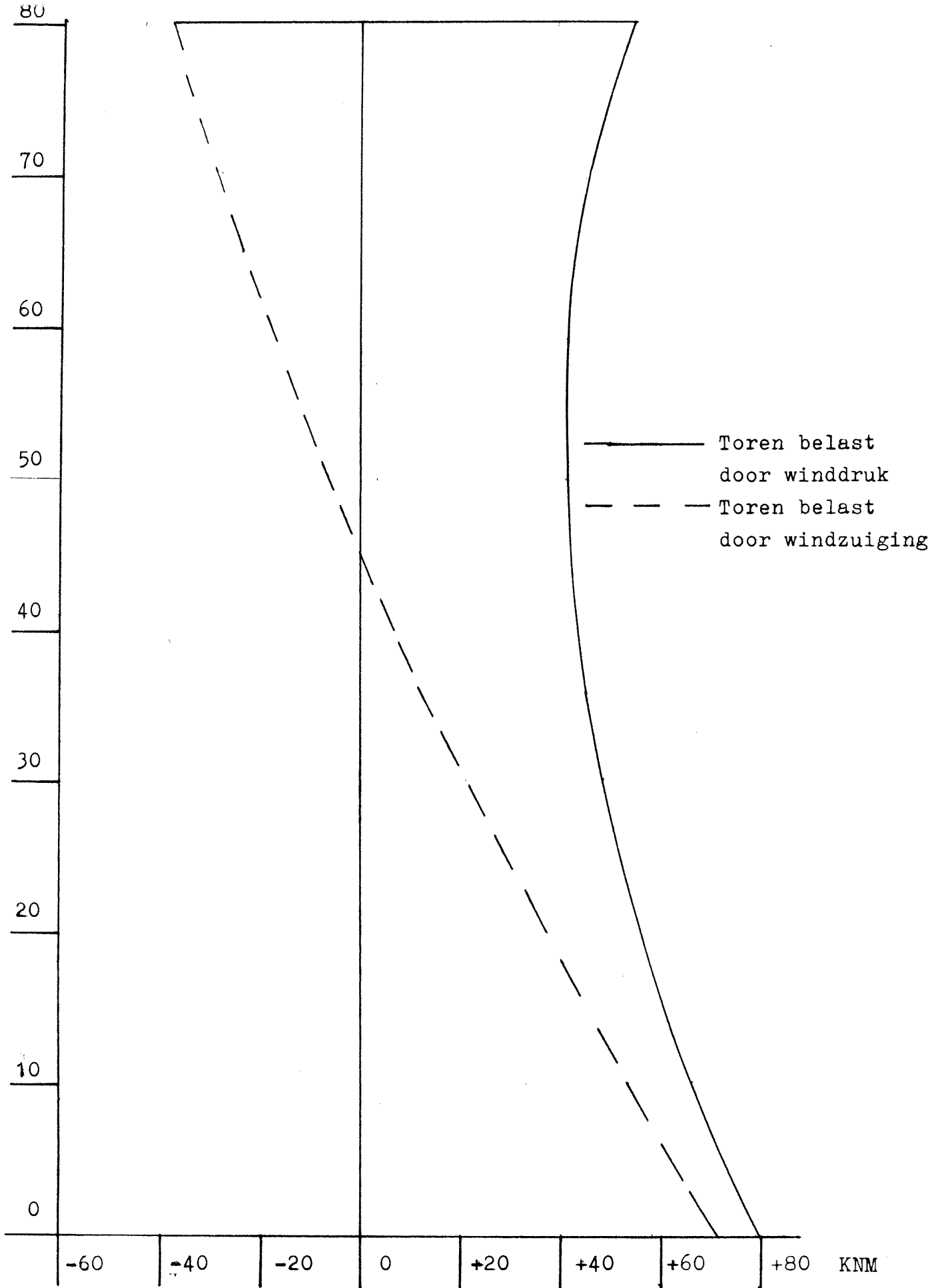
$$EI W(x) = 35031 \cdot 10^3 x^2 - 301 \cdot 10^3 x^3 + 2728 (x/10)^{4 \cdot 20} \quad (10)$$

De vergelijking van de afstandsvariatie tussen de twee

geleidingstorens van een portaäl is als volgt:

$$EI W(x) + 4206 x 10^3 x^2 + 86 \cdot 10^3 x^3 + 2728 (x/10)^4 = 0 \quad (11)$$

Het werkelijke vervormingsgedrag van de toren zal enigzins afwijken van het gedrag beschreven door vergelijking 9 en 10. Dit komt doordat het moment in de top van de toren veroorzaakt door de hefbak plus contragewichten niet verandert maar constant blijft. Dit omdat de verplaatsing van de torentop geen momentarm verandering veroorzaakt ter hoogte van de torentop. Daardoor wordt de momentenverdeling in de toren belast door winddruk kleiner dan weergegeven door vergelijking 7. Voor de toren belast door windzuiging geldt het tegenovergestelde. Hierbij moet nog de invloed van de momenten van de koppelbrug op de torens worden meegenomen. Deze kan pas bepaald worden na dimensionering van de koppelbrug. De invloed is klein en wordt verwaarloosd.



Figuur 4.20 Momentenverdeling in de torens ten gevolge windbelasting en de aanwezigheid van de hefbak.

Tabel 4.17

Momentenverdeling in de torens ten gevolgen van de windbelasting en de aanwezigheid van de hefbak plus de contra-gewichten. De torens zijn gekoppeld tot een portaal gelijk variant 3.

Momentenverdelingsvergelijkingen:

$$EI M(x) = 78475 \cdot 10^3 - 1288 \cdot 10^3 x + 773 \cdot 10^3 (x/10)^{2.20} \quad (1)$$

$$EI \phi(x) = 70062 \cdot 10^3 - 1807 \cdot 10^3 x + 387 \cdot 10^3 (x/10)^{2.20} \quad (2)$$

$$EI W(x) = 4206 \cdot 10^3 x^2 - 86 \cdot 10^3 x^3 + 2728 \cdot 10^3 (x/10)^{4.20} \quad (3)$$

(1) Toren belast door winddruk.

(2) Toren belast door windwrijving

(3) Vergelijking van de afstandsvariatië tussen de torens

Hoogte boven
maaiveld

	(1)	(2)	(3)
m	kNm	kNm	kNm
1	2	3	4
0	78475	70062	0
10	66368	52379	337
20	56069	35699	1169
30	48506	20207	1739
40	42282	5946	3299
50	40752	-6949	4367
60	41037	-18438	1625
70	44242	-28464	778
80	50455	-36986	177 = 0*

* afrondingsfouten

.....

4.9 Belasting van de torens door de dwarsgeleidings- verenstelsels

De belastingen op de geleidingstorens omvatten naast de windbelasting op de torens zelf de krachten die de geleidingsverenstelsels op de torens uitoefenen. De grootte van deze krachten zijn weergegeven in de figuren van paragraaf 3.5. De krachten ten gevolgen van de belasting van de hefbak door wind worden via de geleidingsverenstelsels op de torens overgebracht. Dit betekent dat bij berekening van de momentenverdelingen in de torens ten gevolgen van windbelasting de windbelasting op de hefbak meegenomen moet worden.

Het probleem is dat de geleidingsverenstelsels variabele krachten, die in hoogte varieëren op, de geleidingstorens uitoefenen die daarnaast ook nog in plaatshoogte varieëren. Hierdoor is het slechts mogelijk invloedsmomentlijnen te tekenen voor deze belasting.

De hoogte van het aandrijftandwiel ligt ongeveer op dezelfde hoogte als de hefbakbodem.

Deze ligt weer 3.60 m beneden de gemiddelde waterspiegel in de hefbak, Dit houdt in dat het aandrijftandradwiel met bijbehorende geleidingswielen beweegt tussen de peilen +44.40 m en +117.55m. De krachten van de dwarsgeleidingsverenstelsel, overgebracht door het aandrijftandwiel belasten de toren als deze een stand heeft die hoger is dan peil +50.00 m. Dit omdat aangenomen is dat de toren op peil 50.00 m is ingeklemd in de funderingen. Het gevolg is dat het tandradwiel zich maximaal op een hoogte van 67.55 boven het maaiveld kan bevinden. De momentenverdeling ten gevolgen van de voorspankrachten van 150 kN van de dwarsgeleidingsverenstelsels terwijl de hefbak in hoogte varieert kan op de volgende wijze bepaald worden. De dwarsgeleidingsverenstelsels oefenen bij onbelaste hefbak en torens door de wind een kracht van 150 kN evenwijdig aan de X-as op de torens uit. De resultante van de krachten is nul zodat geen uitwendige belasting op het torenportaal werkt. Uitgangspunt van deze berekening is dat de torens gekoppeld zijn tot een portaal gelijk variant 3.

De toren kan nu geschematiseerd worden tot een ingeklemde ligger in een steunpunt, steunpunt A; terwijl het andere steunpunt, steunpunt B, opgelègd

is op een scharnier. Deze benadering is mogelijk omdat onder invloed van de symmetrische belasting van 150 kN de torentoppen, steunpunt B niet van plaats veranderen. Het inklemmingsmoment in steunpunt A is nu gelijk aan:

$$M_A = P(x^3 - 3Lx - 2L^2x) / L^2 \quad (1)$$

De horizontale reactie in steunpunt B is gelijk aan:

$$R_B = P(3/2 x^2/L^2 - 1/2 x^3/L^3) \quad (2)$$

Het moment in punt x, een punt x m boven punt A ofwel x m boven peil 50.00 m, is maaiveldhoogte, is gelijk aan $R_B * (L-x)$ met L is hoogte van de toren is 80 m. Uitgewerkt levert dit als vergelijking voor het maximale veldmoment op:

$$M(x) = P(3/2 Lx^2 - 2 x^3) / L^2 + 1/2 x^4 / L^3 \quad (3)$$

Uit de vergelijkingen 1 t/m 3 blijkt dat de momentenverdeling voor iedere waarde van x verschillend is. De vergelijkingen zijn invloedsvergelijkingen voor de punten A resp. B resp X. Door voor een aantal waarden van x de invloedslijnen te tekenen kan men de momentenextremen-lijn construeren. Deze momenten extremenlijn wordt geconstrueerd door de grootste veldmomenten die berekend zijn met elkaar te verbinden zoals in figuur 4.21 is gebeurd. Deze momentenextremenlijn geeft aan het grootst mogelijke moment dat per doorsnede kan optreden. Voor het inklemmingsmoment van steunpunt A wordt dezelfde methode toegepast.

Het resultaat zijn de zwaar getrokken lijnen van figuur 4.21. Deze lijnen geven aan dat het steunpuntmoment en het veldmoment wat grootte betreft altijd tussen deze twee lijnen liggen. Er wordt op gewezen dat een momentenverdeling volgens een zwaar getrokken lijn nooit kan optreden. In tabel 4.18 zijn de momentenverdelingen weergegeven als functie van de hoogte x van het dwarsgeleidingsverenstelsel boven maaiveld. Het maaiveld ligt op peil 50.90.

Voor het weergeven, tekenen, van een momentenverdeling is het voldoende om de grootte van het veldmoment M_x te kennen. Op de plaats waar het veldmoment maximaal is bevindt zich tevens de puntlast. Deze puntlast is de belasting op de toren van het dwarsgeleidingsverenstelsel. Het moment in punt B is per definitie nul omdat punt B een scharnier oplegging is. De verbindingslijnen tussen verschillende momenten zijn rechte lijnen zoals ook in figuur 4.21 te zien is.

Naast de constante voorspankracht van 150 kN die de dwarsgeleidingsverenstelsels op de torens uitoefenen moet nog de invloed bepaald worden als de hefbak door de windbelast wordt. De krachten uitgeoefend door de wind op de hefbak worden via de dwarsgeleidingsverenstelsels op de torens overgedragen. De momentenverdeling die hier van het gevolg is moet gesuperponeerd worden op de reeds berekende

.....

momentenverdeling in de toren ten gevolgen van wind op de toren zelf.

Het bereken van de windbelastingskrachten van de dwarsgeleidingsverenstelsels op de torens omvat twee onderdelen. Ten eerste moeten de krachten op de dwarsgeleidingsverenstelsels van de hefbak bepaald worden als functie van de hoogte x boven het maaiveld. Uit paragraaf 3.5 blijkt dat de krachten per dwarsgeleidingsverenstel op de toren ten gevolgen van belasting van de hefbak door een windvlaag met extreme windsnelheden varieert tussen de 84 kN op maaiveldhoogte en de 140 kN in de hoogste stand van de hefbak.

In tabel 4.19 kolom 2 is voor een aantal peilen boven maaiveld de krachten die de dwarsgeleidingsverenstelsels via het tandradaandrijf wiel en op dezelfde ~~as~~ gemonteerde geleidingswielen van ieder stelsel op de torens uitoefent opgenomen.

Het bereken van de kracht voor de verschillende peilen gebeurt door lineaire interpolatie tussen de kleinste en de grootste waarden van de kracht. Deze berekende krachten van de dwarsgeleidingsverenstelsels moeten worden opgeteld of afgetrokken worden van de voorspankrachten die de dwarsgeleidingsverenstelsels constant op de geleidings-torens uitoefenen. De krachten ten gevolgen van windbelasting op de hefbak moeten aan loefzijde afgetrokken worden en aan lijzijde opgeteld worden. Ten tweede moeten op de krachten ten gevolgen van windbelasting op de hefbak de krachten gesuperponeerd worden die ontstaan door dat de afstand tussen de torens afneemt. Voor variant 3 is de afname van de afstand tussen de twee torens van het torenportaal onder invloed van een windvlaag met extreme windsnelheden bekend. De afname is gelijk aan het verschil van de twee vergelijkingen van de elastische lijn van de toren belast door winddruk en de toren belast door windzuiging. In paragraaf 4.8 is deze vergelijking reeds bepaald:

$$EI W(x) = 4206 \cdot 10^{-3} x^2 - 86 \cdot 10^3 x^3 + 2728 \cdot 10^3 (x/10)^{4.20}$$

Deze vergelijking is weergegeven in tabel 4.19. Kolom 3 geeft de absolute waarden van de afname van de afstand tussen de torens weer terwijl kolom 4 de relatieve afname weergeeft ten opzichte van de maximale afstandsvermindering. Met de aangenomen veerconstante van $2,5 \cdot 10^6$ N/m

.....

per dwarsgeleidingsveren-stelsel is de grootte van de toename van de krachten op de torens per geleidingsstelsel te schatten. De maximale belasting op een dwarsgeleidingsverenstelsel mag maximaal 300 kN bedragen. Neemt men voor de maximale toename van de krachten op de dwarsgeleidingsverenstelsel 24,5 kN dan wordt nergens de belasting per stelsel groter dan 300 kN, zoals uit kolom 7 van tabel 4.19 blijkt.

Een kracht van 24,5 kN in een dwarsgeleidingsverenstelsel komt overeen met een verplaatsing van $9,8 \cdot 10^{-3}$ m of wel $4367 \cdot 10^{-6} / EI$ m. De maximale verplaatsing in variant 3 treedt op in de toren toppen op 80 m boven maaiveld. Substitutie van $x = 80$ in vergelijking 9 van paragraaf 4.8 geeft voor de torentop verplaatsing $174.910 \cdot 10^{-6} / EI$ m. Hieruit volgt dat de verplaatsing van de toren toppen maximaal 390 mm mag bedragen wil de krachts-toename in de dwarsgeleidingsverenstelsels ten gevolgen van de afstandsafname van de torens de 24,5 kN niet overschrijden. Juister gezegd wil de kans op overschrijding van 24,5 kN niet voorkomen. Een verplaatsing van 390 mm van de torentoppen onder invloed van een windvlaag met extreme windsnelheden bepaald dan de stijfheid van de torens. Blijkt dat de verplaatsing van de torentop groter is door onvoldoende stijfheid van de ontworpen torens dan moet het hefbedrijf worden stilgelegd bij kans op wind met extreme windsnelheden. Mocht in geval van storing de hefbak niet in staat zijn zijn laagste stand te bereiken, dan moeten de torens sterk genoeg zijn om de windbelasting op te nemen!

Door de aanwezigheid van de dwarsgeleidingsverenstelsels wordt de afstandvermindering tussen de torens kleiner, doordat de krachten van de verenstelsels de torens naar buiten drukken. Hierdoor wordt de invloed van de afname van de afstand tussen de torens kleiner. Later zal blijken dat de momenten veroorzaakt door de aanwezigheid van de hefbak op de geleidingstorens tijdens een windvlaag gering zijn ten opzichte van de momenten veroorzaakt doordat de torens op wind worden belast. Het gevolg hiervan is dat de krachten van de dwarsgeleidingsverenstelsels op de torens nauwelijks invloed hebben op de vervormingen van de torens.

In tabel 4.19 kolom 6 en 7 geeft de belastingcombinatie weer als functie van de hoogte x boven maaiveld. Deze belasting combinatie is de meest extreme die kan optreden in de dwarsgeleidingsverenstelsels van één drager. Met deze belastingcombinatie wordt de momentenextremenlijn geconstrueerd voor de dwarsgeleidingsverenstelsel belast door de windbelasting op de hefbak. In deze situatie heerst er geen krachten evenwicht in de x -richting. Op het torenportaal werkt een horizontale belasting ten gevolge van krachten in de

.....

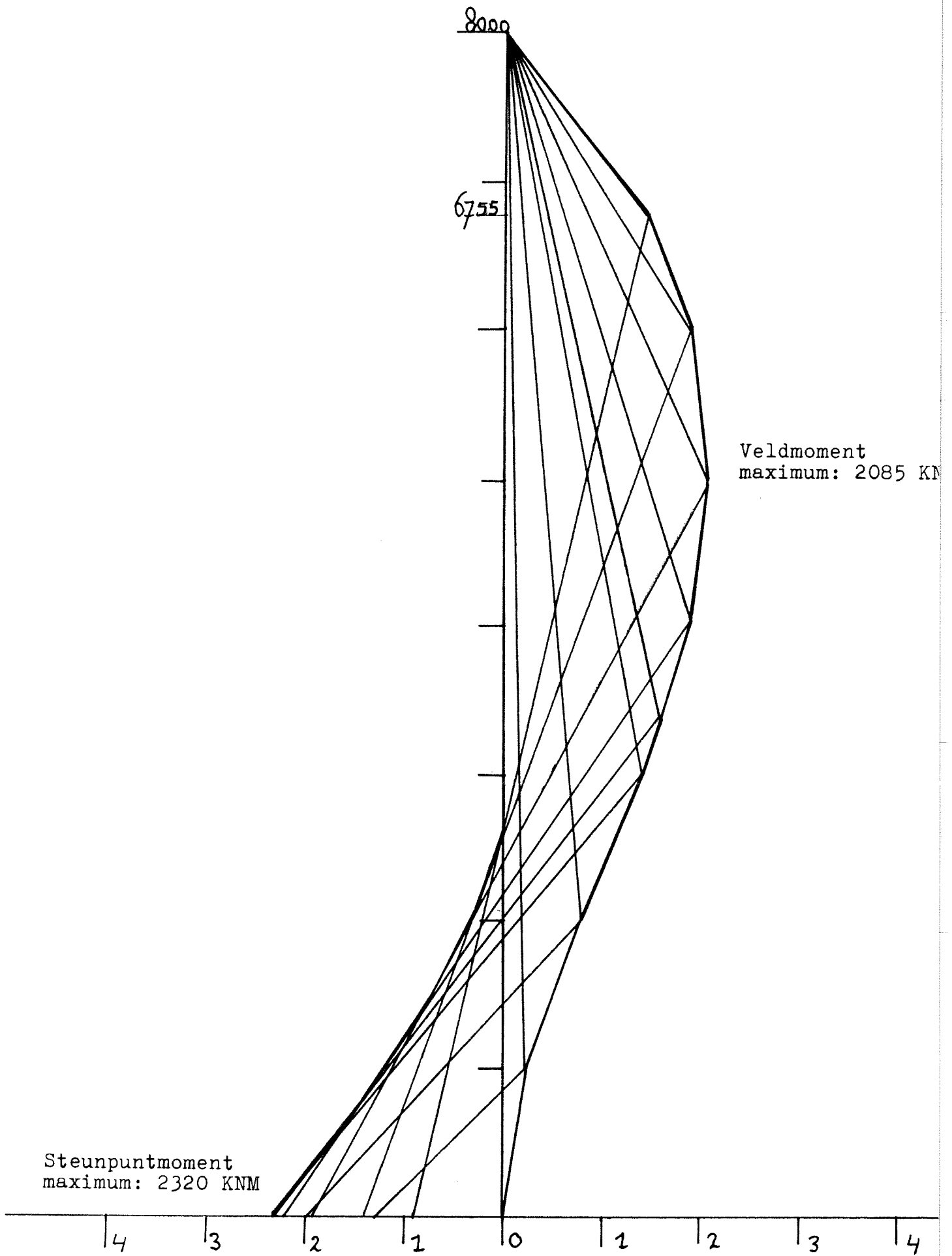
stelsels. Hierdoor verplaatsen de torentoppen in horizontale richting met als gevolg extra inklemmingsmomenten met onbekende grootte. Het gevolg is dat de berekeningswijze voor de inklemmingsmomenten in veldmomenten met behulp van de vergelijkingen (1) en (3) niet mogelijk is. De berekening is op de volgende wijze uitgevoerd. Voor iedere toren is de verplaatsing bepaald ten gevolgen van een kracht die door het dwarsgeleidingsverenstelsel op de toren wordt uitgeoefend. De grootte van de krachten en de plaats zijn volgens tabel 4.19 kolommen 6 en 7. De momentenverdelingsvergelijking is zeer eenvoudig. Het veldmoment is niet op de plaats van de kracht en neemt lineair toe tot het inklemmingsmoment. Dit inklemmingsmoment is groot: kracht maal afstand x . Door de momentenverdelingsvergelijking twee maal te integreren onder de voorwaarden voor $x = 0$ is $\phi(x) = 0$ en $W(x) = 0$ ontstaat de vergelijking van de elastische lijn. Door substitutie van $x=80$ kan de verplaatsing van de torentop bepaald worden. De verplaatsing van de torentoppen worden bij elkaar opgeteld. De grootte hiervan geeft aan de toename van de afstand tussen torentoppen ten gevolgen van de belasting van de torens door het dwarsgeleidingsverenstelsels.

De verplaatsingen van de torentoppen worden door de aanwezigheid van de pendelstaaf beïnvloed. Beide torens verplaatsen in dezelfde richting over de zelfde afstand. De kracht in de pendelstaaf wordt veroorzaakt door het feit dat deze de toename van de afstand tussen de torentoppen verhindert. Is de berekende toename van de afstand tussen de toppen Δm groot dan is de grootte van de pendelkracht gelijk aan:

$$P = 3 \Delta EI / 2L^3 \quad \text{met } L=80m$$

De hiermee berekende pendelkrachten zijn weergegeven in tabel 4.20 kolom 8.

Nu de pendelkracht bekend is kan per toren de vergelijking van de momentenverdeling bepaald worden. Het moment in B is per definitie gelijk aan nul. Het inklemmingsmoment volgt uit het momentenevenwicht ten opzichte van de inklemming. Het veldmoment ter hoogte van de dwarsgeleidingsverenstelsel is gelijk aan pendelkracht maal $(80-x)$. De lijnen tussen de momenten zijn rechte lijnen. De waarden van de inklemmingsmomenten en de veldmomenten als functie van x staan vermeld in tabel 4.20 kolommen 4 t/m 7. In figuur 4.22 zijn de invloedslijnen voor de torens weergegeven. Op dezelfde wijze welk reeds eerder in deze paragraaf beschreven is wordt voor beide torens de momentenextremenlijnen bepaald. Deze lijnen zijn in figuur 4.22 weergegeven door de zwaar getrokken lijnen.



Figuur 4.21 Momentenverdeling in de torens ten gevolge de voorspankracht in de dwarsgeleidingsverenstelsels als functie van het stelsel boven haar laagste punt in Knm.

Tabel 4.18

Momentenverdeling in de torens ten gevolgen van de belasting door de dwarsgeleidingsverenstelsels met een constante kracht van 150 kN. Plaats dwarsgeleidingsverenstelsels als functie van x m boven maaiveld (peil 50.00m)

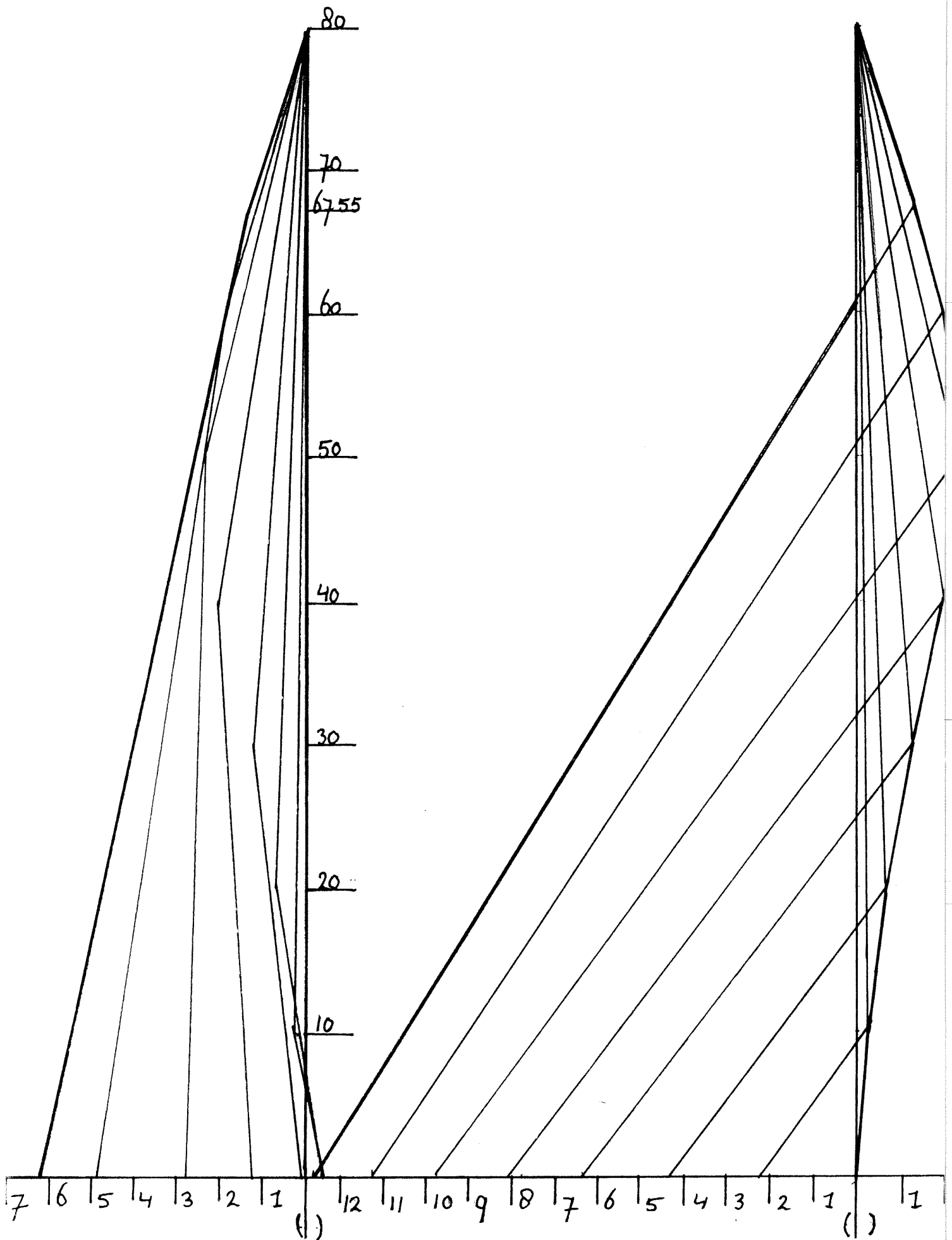
M steunpunt: $P(x^3 - 3Lx^2 - 2L^2 x)/L^2$

M steunpunt is maximaal voor $x = 3381$ m.

M veld: $P((3/2 Lx^2 - 2x^3)/L^2 + \frac{1}{2}x^4 / L^3)$

M veld is maximaal voor $x = 50,72$ m

x	Steunpuntmoment		Veldmoment	
	P	150 kN	P	150 kN
	PNm	kNm	PNm	kNm
1	2	3	4	5
0	0,00	0	0,00	0
10,0	8,20	1230	1,57	226
20,0	13,13	1970	5,16	774
30,0	15,24	2286	9,23	1385
33,8	15,47	2320	10,61	1592
40,0	15,00	2250	12,50	1875
50,0	12,89	1934	13,90	2085
60,0	9,38	1407	12,66	1899
67,55	6,07	911	9,57	1436



Figuur 4.22 Momentenverdeling in de torens van variant 2 ten gevolge belasting van de dwarsgeleidingsverenstelsels in 10^6 Nm.

Tabel 4.19

Krachten van het dwarsgeleidingsverenstelsels op de geleidingstoren als functie van de hoogte boven maaiveld.

Hoogte boven maaiveld	Windbe- lasting van de hefbak	Afname afstand tussen de torens		Toename krachten t.g.v. kolom 3	krachten van het dwarsgeleidings verenstelsel	
		Absoluut	Relatief		loefzijde	lijzijde
m	kN	$10^6/EIm$	%	kN	kN	kN
1	2	3	4	5	6	7
0	84,0	0	0	0	66	234
10	92,3	337	8	2,0	55,7	244,3
20	100,6	1169	27	6,6	56,0	257,2
30	108,9	1739	40	9,8	50,9	268,7
40	117,2	3299	76	18,5	51,4	285,8
50	125,5	4367	100	24,5	49,0	300
60	133,7	1625	37	9,0	25,3	292,7
67,55	140,0	1443	33	8,2	18,2	298,2

Tabel 4.20

Momentenverdelingen in de torens ten gevolgen van belasting door de dwarsgeleidingsverenstelsels. Deze dragen belasting af ten gevolgen van het feit dat de hefbak getroffen wordt door een windvlaag met extreme windsnelheden.

Hoogte boven maaiveld	Belastings combinatie dwarsgeleiding verenstelsel		Toren belast door winddruk loefzijde toren		Toren belast door wind- zuiging lij- zijde toren		Kracht in de pendel- staaf
	Loefzijde	Lijzijde	Inklem- mings moment	Veld moment	Inklem- mings moment	Veld- moment	
m	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kNm	kN
1	2	3	4	5	6	7	8
0	66	234	0	0	0	0	0
10	55,7	244,3	-368	198	2252	-198	32,8
20	56,0	257,2	-365	670	4389	-670	11,2
30	50,9	268,7	113	1212	6421	-1212	24,2
40	51,4	285,8	1291	1982	8085	-1982	49,5
50	49,0	300	2806	2334	9744	-2334	77,8
60	25,3	292,7	4911	1903	11133	-1903	95,2
67,55	18,2	298,2	6221	1373	12693	-1373	110,3

4.10 Belasting op de geleidingstorens evenwijdig
aan de Y-as

Tot nu toe is vooral de belasting evenwijdig met de X-as behandeld. Deze X-as staat loodrecht op de lengte as van de hefbak. De reden was dat door het koppelen van twee torens tot een portaal een betere momentenverdeling tot stand komt. Het koppelen van torens tot een portaal in Y-richting is ook mogelijk maar niet nodig. Door de grote lengte van de torens is het mogelijk de torens voldoende stijf uit te voeren zodat koppeling van de torens achterwege kan blijven. De belasting op de torens evenwijdig aan de Y-as bestaat uit de volgende onderdelen. Ten eerste de windbelasting op de toren evenwijdig aan Y-as. De torens zijn ingeklemd in de fundering op een hoogte van maaiveld. De koppelbrug met de plastische scharnieren heeft een hartlijn evenwijdig met de X-as. Hierdoor is de koppelbrug in staat normaal krachten over te dragen in de richting evenwijdig aan de X-as. In de richting evenwijdig aan de Y-as is de koppelbrug door de aanwezigheid van plastische scharnieren niet in staat krachten over te brengen. Het gevolg is dan ook dat de aanwezigheid van de koppelbrug de verplaatsingen van de torens in een richting evenwijdig aan de Y-as niet beïnvloed.

De windbelasting op de torens omvat de winddruk, windzuiging en de windwrijving. De momentenverdelingsvergelijking ontstaat door vergelijking (5) van paragraaf 4.3 te vermenigvuldigen met faktor $k=15,17$. Deze faktor k is ontleend aan tabel 4.3. Het resultaat is vergelijking:

$$EI M(x) = 54172 \cdot 10^3 - 1241513 x + 465393 (x/10)^{220}$$

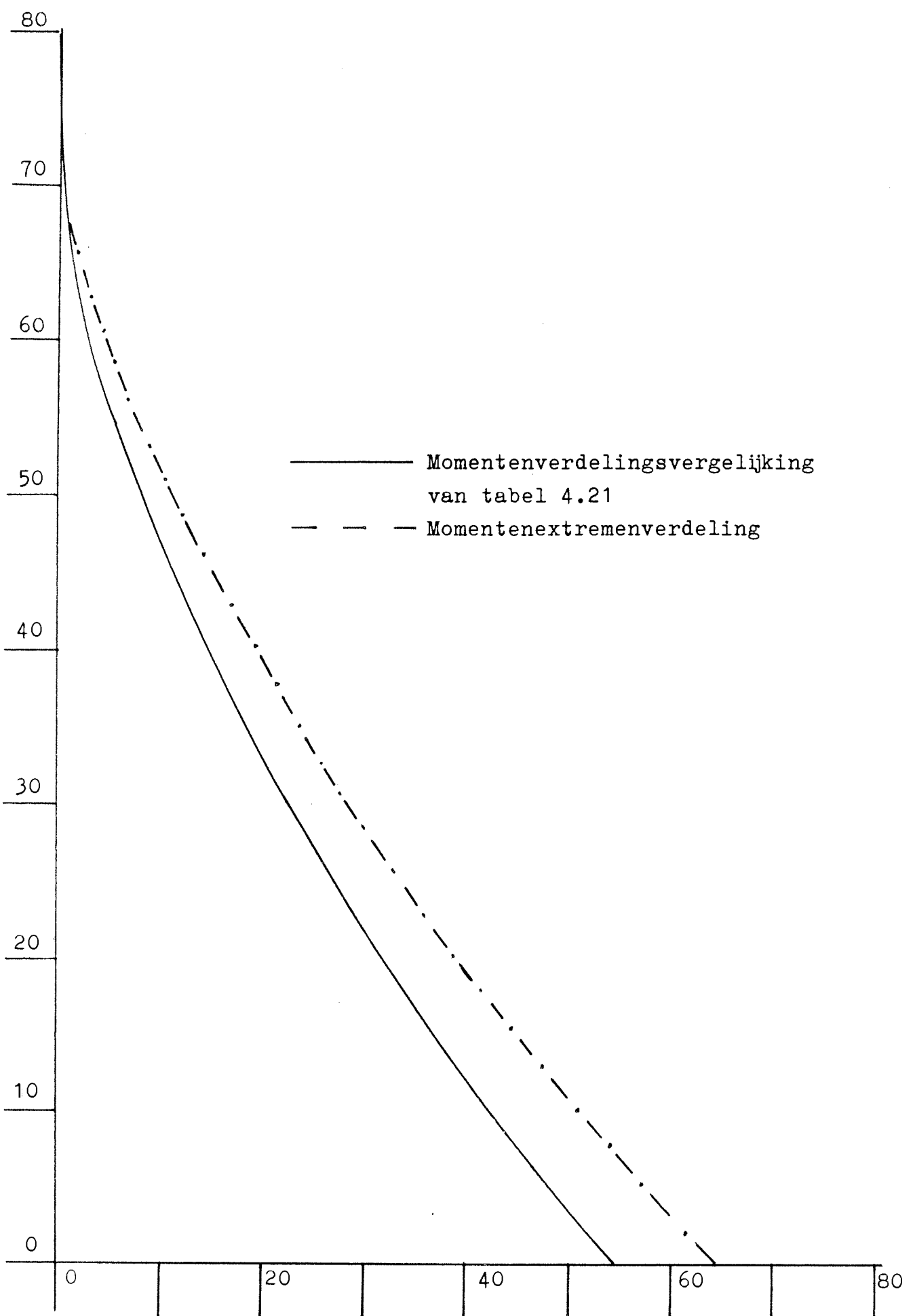
In tabel 4.21 kolom 2 is de momentenverdeling weergegeven. In figuur 4.23 is de momentenverdeling grafisch weergegeven..

Naast de windbelasting op de toren zelf wordt de benedenpandstorens door de langsgeluidingsverenstelsels belast. De invloed op de momentenverdeling van de konstante voorspankracht op de torens is nihil omdat uitwendig geen resulterende krachten op de torens worden uitgeoefend. Het gevolg is wel dat de twee kopwanden van de toren op rotatie belast worden.

Wordt de hefbak belast door de wind met richting evenwijdig aan de Y-as dan worden de krachten veroorzaakt door de wind via de langsgeluidingsverenstelsel overgedragen op de geleidingstorens. Deze krachten in de langsgeluidingsverenstelsels variëren van 27,0 kN in de laagste stand tot 75 kN in de hoogste stand van de hefbak. Door lineaire interpolatie is voor een aantal standen van de hefbak, x m boven maaiveld de krachten van de langsgeluidingsverenstelsels bepaald. Het resultaat is weergegeven in tabel 4.20 kolom 3.

De krachten uitgeoefend door de geleidingstelsels geven een moment extra in de inklemming. Dit moment is groot kracht maal afstand tot de inklemming is gelijk x . Net als bij de dwarsgeleidingsverenstelsels moet deze belasting aan lijszijde bij de voorspankracht worden opgeteld en aan loefzijde worden afgetrokken. Uitwendig betekent dit, dat bij de momentenverdeling ten gevolgen van de windbelasting, tabel 4.21 kolom 2, twee maal kolom 4 moet worden opgeteld. Het resultaat is kolom 5. De momentenverdelingen van tabel 4.21 zijn in figuur 4.23 weergegeven.

De momentenverdeling volgens tabel 4.21 kolom 5 is de meest extreme momentenverdeling die kan optreden met de momentenrotatie-as de X -as!



Figuur 4.23 Momentenverdeling in de geleidingstorens evenwijdig met de Y as. in 10^6 Nm .

Tabel 4.21

Belasting op de geleidingstorens evenwijdig aan de Y-as als functie x m boven maaiveld. Momentenverdeling ten gevolgen van windbelasting:

$$EI M(x) = 54172 \cdot 10^3 - 1241513 x + 46539 (x/10)^{2,20}$$

Hoogte boven maaiveld	M(x)	Kracht langs geleiding stelsel	Moment inklem- ming t.g.v. kolom 3	Maximum moment per doorsnede
m	kNm	kN	kNm	kNm
1	2	3	4	5
0	54172	27,0	0	64304
10	42233	34,1	341	50865
20	31508	41,2	842	38640
30	22148	48,3	1449	27780
40	14336	55,4	2216	18468
50	8146	62,5	3125	10777
60	3656	69,6	4176	4787
67,55		75	5066	
70	910		0	910
80	0		0	0

4.11 Torenafmetingen bij uitvoering in beton

Het ontwerpen van een toren die in staat is de berekende belastingen op te nemen is nu mogelijk. Het bepalen van een doorsnede die voldoet aan alle sterkte en stijfheid eisen bij een minimaal beton en staal verbruik is een iteratief ontwerpproces. Dit vereist veel rekenwerk en tijd. In deze studie wordt een andere weg gevolgd. Op basis van de aangenomen buitenafmetingen van de toren, 30 m lang en maximaal 10 m breed wordt een dwarsdoorsnede ontworpen. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de reeds bepaalde binnenmaten van de contragewichtschachten en andere maten neergelegd in hoofdstuk 2 figuur 2.32. Tevens is gebruik gemaakt van de gegevens van de geleidingstorens van het hefwerk Luneburg. Het resultaat is weergegeven in figuur 4.24.

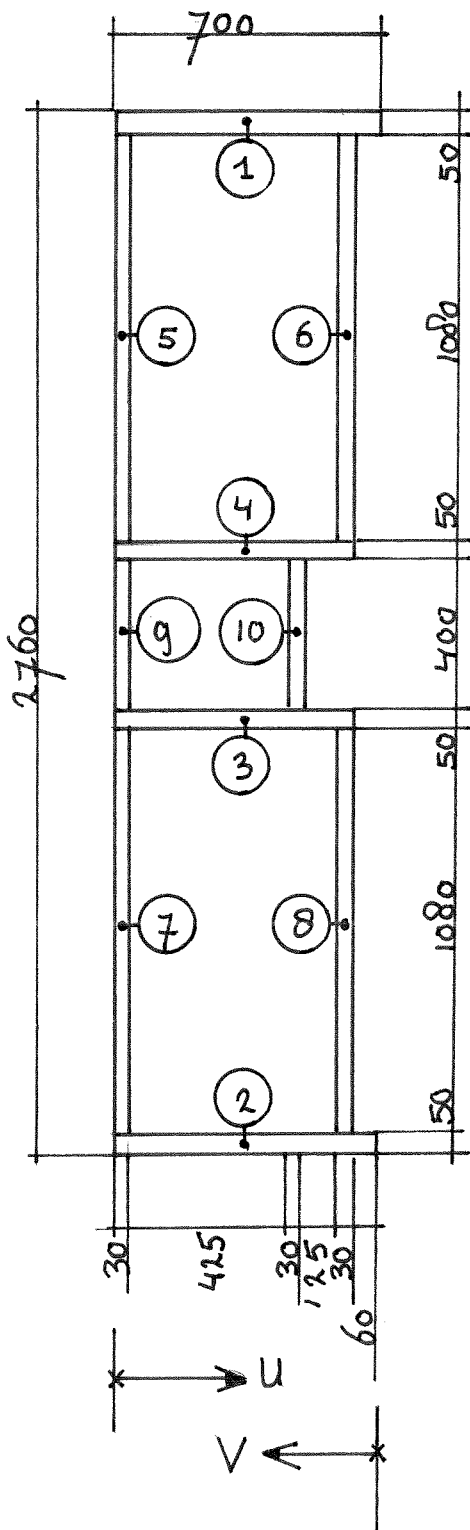
De dwarsdoorsnede weergegeven in de figuur 4.24. ligt ter hoogte van de toreninklemming, dus op maai-veldhoogte. De toren is opgebouwd uit drie schachten met verschillende wanddikten. De twee grootste schachten bevatten de contragewichten met de veiligheidskooi in de geleidingsinrichting van de contragewichten. De derde schacht in het midden van de toren bevat het trappenhuis, een eventuele dienstlift en communicatie kabels e.d. .

De gehele geleidingstoren verkrijgt hierdoor een grote stijfheid tegen buiging en wringing. Uitgangspunt bij de buiging ten opzichten van de X- en Y-as is dat de beton doorsnede als een geheel werkt. Hierdoor bezit de toren een zeer groot traagheidsmoment. Door de gesloten kokers, schachten kunnen de verticale belastingen door de wanden opgenomen worden zonder gevaar op plooiën of knik van de wanden.

De treksterkte van betonkwaliteit B30 is $2,2 \text{ N/mm}^2$. Wordt de trekspanning in de beton doorsnede hoger dan gaat het beton scheuren. Bij een treksterkte lager dan $2,2 \text{ N/mm}^2$ gedraagt de beton doorsnede zich elastisch. De wapening kan dan verwaarloosd worden in de berekening van de momentopname door de doorsnede. Met het traagheidsmoment van tabel 4.22 kan dan het elastischmoment worden berekend. Dit is groot:

$$\begin{aligned} M_1 &= F_b \cdot I_{\text{beton}} / v = 1,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 18970 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 / (7000-3280) \\ &= 76 \cdot 10^6 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Later blijkt dat dit te weinig is voor het opnemen van de momenten die op de torens uitgeoefend worden.



Figuur 4.24 Dwarsdoorsnede van de geleidingstoren ter hoogte van de inklemming op maaiveldhoogte. Ingeschreven maten zijn in cm.

Tabel 4.22

Bepaling gegevens betondoorsnede

Oppervlakte

Wanden 1 en 2	2 x 700 x 50	=	70.000 cm ²
Wanden 3 en 4	2 x 640 x 50	=	64.000
Wanden 5 t/m 8	4 x 1080 x 30	=	129.600
Wanden 9 en 10	4000 x (30 + 60)	=	36.000
			<hr/>
			299.600 cm ²

Statische oppervlakte t.o.v. lijn A-A

Wanden 1 en 2	2 x 700 x 50 x 350	=	24.500.000 cm ³
Wanden 3 en 4	2 x 640 x 50 x 320	=	20.480.000
Wanden 7 en 5	2 x 1080 x 30 x 15	=	972.000
Wanden 6 en 8	2 x 1080 x 30 x 625	=	40.500.000
Wand 9	1 x 400 x 30 x 15	=	180.000
Wand 10	1 x 400 x 60 x 490	=	11.760.000
			<hr/>
			98.392.000 cm ³

Afstand van de neutrale lijn tot lijn A-A is

$$9839200/299600 = 328,41 \text{ cm}$$

Traagheidsmoment

Wanden 1 en 2	Ieigen	2 x 1/12 x 50 x 700 ³	=	2.858,3	10 ⁶
	Steiner	2 x 50 x 700 x (350-328) ²	=	35,4	10 ⁶
Wanden 3 en 4	Ieigen	2 x 1/12 x 50 x 640 ³	=	2.184,5	10 ⁶
	Steiner	2 x 50 x 640 x (320-328) ²	=	4,0	10 ⁶
Wanden 5 t/m 8	Ieigen	4 x 1/12 x 1080 x 30 ³	=	9,7	10 ⁶
	Steiner	2 x 1080 x 30 x (328-15) ²	=	6.348,4	10 ⁶
		2 x 1080 x 30 x (328-625) ²	=	5.715,9	10 ⁶
Wand 9	Ieigen	1/12 x 400 x 30 ³	=	0,9	10 ⁶
	Steiner	400 x 30 x (328-15) ²	=	1.175,6	10 ⁶
Wand 10	Ieigen	1/12 x 400 x 60 ³	=	7,2	10 ⁶
	Steiner	400 x 60 x (490-328) ²	=	629,9	10 ⁶
			<hr/>	18.969,8	10 ⁶ mm ⁴

.....

De momenten op de torens moeten lager liggen dan het vloeimoment van de toren. Dit is het moment waarbij in de uiterste vezels van de betondoorsnede het staal van de wapening gaat vloeien als de doorsnede opbuiging wordt belast.

Bij de berekening van het vloeimoment wordt uitgegaan van de volgende uitgangspunten voor materiaal en doorsnede eigenschappen.

De betonnen toren is opgebouwd uit beton met kwaliteit B30. De druksterkte is 30 N/mm^2 bij een stuik van $2,5 \text{ ‰}$. De relatie tussen spanning en stuik is dan lineair. De staal kwaliteit is FeB400 met een vloeispanning van 400 N/mm^2 bij een rek van 2 ‰ . Is de stuik kleiner dan $2,5 \text{ ‰}$ en de rek kleiner dan 2% dan kan gerekend worden met een lineair vervorming van de betondoorsnede. De kracht in de volledig gescheurde trekzone is gelijk aan het wapeningspercentage w maal de oppervlakte van de trekzone maal de gemiddelde trekspanning in het staal. De laatste is gelijk aan de rek van het staal maal de elasticiteitsmodulus van staal E_{staal} . In de drukzone geldt voor staal dezelfde berekeningswijze. Echter nu werkt het beton ook mee in de krachtsopname. Bij dezelfde grootte van de vervorming van de doorsnede is de spanning in het staal groter dan in het beton. Dit komt omdat de elasticiteitsmodulus van beton kleiner is dan van staal. De verhouding $E_{\text{staal}} / E_{\text{beton}} = 2 \cdot 10^5 / 28 \cdot 10^3$ is $\pm 7,14$. Doordat de betonoppervlakte vele malen groter dan de staal oppervlakte is de bijdrage van het beton groter dan die van het staal. De beton bijdrage is $1/w \times 1/7,14$ maal de bijdrage van het staal. Bij een wapeningspercentage van 1% , $w=0,01$ is de betonbijdrage 14 maal de staal bijdrage. De totale reactie van de drukzone is dan gelijk aan 15 maal de bijdrage van het staal in de drukzone. Bij buiging van de doorsnede ten opzichte van de Y-as kunnen de wanden 5,7 en 9 zowel optreden als trekzone en als drukzone. In het eerste geval wordt de grootte van de drukzone bepaald als functie van U tijdens het berekenen van het vloeimoment. In het tweede geval wordt de drukzone bepaald als functie van V tijdens het berekenen van het vloeimoment. De oorsprongen van U en V zijn in figuur 4.23 aangegeven terwijl de vloeimomenten berekend zijn in de tabel 4.23 en 4.24.

Tabel 4.23

Berekening van het vloeimoment met wanden 5,7 en 9 als trekzone.

Reactie van de wanden van de drukzone:

Staal aandeel per wand:

(Oppervlak beton als functie van U) x ω x ξ x E staal

$$\begin{aligned} 1 \text{ en } 2 &= 2 \times 500 \times (7000-U) \times 0,5 \times 0,01 \times (7000-U)/U \times 2.10^{-3} \times 2.10^5 \\ 3 \text{ en } 4 &= 2 \times 500 \times (6400-U) \times 0,5 \times 0,01 \times (6400-U)/U \times 2.10^{-3} \times 2.10^5 \\ 6 \text{ en } 8 &= 2 \times 300 \times 10800 \times 0,01 \times (6250-U) /U \times 2.10^{-3} \times 2.10^5 \end{aligned}$$

$$= (341920 \times 10^3 - 79520U + 4U^2) \times 10^3 /U$$

Totale reactie drukzone:

$$= (5128800 \times 10^3 - 1192800U + 60U^2) \times 10^3 /U$$

Reactie van de wanden van de trekzone:

(Oppervlak beton als functie van U) x ω x τ x E staal

$$\begin{aligned} 5,7 \text{ en } 9 &= (2 \times 10800 \times 300 + 4000 \times 300) \times 0,01 \times 2.10^{-3} \times 2.10^5 \\ 1 \text{ t/m } 4 &= (4 \times 500 \times X \times 0,5) \times 0,01 \times 2.10^{-3} \times 2.10^5 \\ 10 &= (4000 \times 600) \times 0,01 \times (U-4900)/U \times 2.10^{-3} \times 2.10^5 \end{aligned}$$

$$= (-47040 \times 10^3 + 40320U + 4U^2) \times 10^3 /U$$

Gelijkstellen van de reactie van de trekzone aan de drukzone

levert op $U = \pm 5644$ mm met gevolg dat

$$\text{krachttrekzone} = 54\,561 \text{ kN}$$

$$\text{krachtdrukzone} = 54\,558 \text{ kN}$$

vervolg Tabel 4.23

Bijdrage in het vloeimoment per wand is als volgt:

5,7 en 9	=	$30720 \cdot 10^3$	x	5,494	=	$168.776 \cdot 10^3$	Nm
1 t/m 4	=	$22576 \cdot 10^3$	x	2,822	=	$63.709 \cdot 10^3$	
10	=	$1265 \cdot 10^3$	x	0,744	=	$941 \cdot 10^3$	
1 en 2	=	$9774 \cdot 10^3$	x	0,678	=	$6.627 \cdot 10^3$	
3 en 4	=	$3038 \cdot 10^3$	x	0,378	=	$1.148 \cdot 10^3$	
6 en 8	=	$41146 \cdot 10^3$	x	0,606	=	$24.934 \cdot 10^3$	

Grootte vloeimoment: $266.135 \cdot 10^3$ Nm

Rotatie van de beton doorsnede nabij de inklemming

$$\epsilon \text{ staal} = 2 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon' \text{ beton} = (7000-5644) / 5644 \times 2 \cdot 10^{-3} = 0,4805 \cdot 10^{-3}$$

$$K = (2 + 0,4805) \times 10^{-3} / 7 \cdot 10^3 = 0,354 \cdot 10^{-6}$$

Tabel 4.24

Berekening van het vloeimoment met de wanden 5,7 en 9 als trekzone.

Reactie van de wanden van de trekzone:

(Oppervlak beton als functie van V) x x x E staal

$$1 \text{ en } 2 = 2 \times 500 \times 0.5 \times V \times 0.01 \times 2 \times 10^{-2} \times 2 \times 10^5$$

$$3 \text{ en } 4 = 2 \times 500 \times (V-750)/V \times 0.5 \times 0.01 \times 2 \times 10^{-2} \times 2 \times 10^5$$

$$6 \text{ en } 8 = 10800 \times 300 \times 2 \times 0.01 \times (V-2100)/V \times 2 \times 10^{-2} \times 2 \times 10^5$$

$$= (4V + 28320V - 28800 \times 10^3) \times 10^3/V$$

Reactie van de wanden van de drukzone:

Staalreactie:

(Oppervlak beton als functie van V) x x x E staal

$$5,7 \text{ en } 9 = (10800 \times 300 \times 2 + 4000 \times 300) \times 0.01 \times (7000-V)/V \times 2 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5$$

$$1 \text{ t/m } 4 = (4 \times 500 \times 0.05) \times 0.01 \times (7000-V)/V \times 2 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5$$

$$= (41140 \times 10^3 - 86720V + 4V) \times 10^3/V$$

Totale reactie van de drukzone:

$$(6165600 \times 10^3 - 1300800V + 60V) \times 10^3/V$$

Gelijkstellen van de reactie van de trekzone aan de reactie van de drukzone levert op $V = 6372$ mm met gevolg dat:

Kracht trekzone = 49288 kN

Kracht drukzone = 49128 kN

vervolg Tabel 4.24

Bijdrage in het vloeimoment per wand is als volgt:

5,7 en 9	=	45415	x	10 ³	x	0.478	=	21708	x	10 ³	Nm
1 t/m 4	=	3714	x	10 ³	x	0.314	=	1166	x	10 ³	Nm
1 en 2	=	12744	x	10 ³	x	3.186	=	40602	x	10 ³	Nm
3 en 4	=	10457	x	10 ³	x	2.886	=	30179	x	10 ³	Nm
6 en 8	=	22689	x	10 ³	x	5.622	=	128570	x	10 ³	Nm
10	=	3216	x	10 ³	x	4.272	=	13739	x	10 ³	Nm

Grootte vloeimoment: 245964×10^3 Nm

De extreme momenten die kunnen optreden vinden plaats onder de volgende omstandigheden. De toren wordt belast door winddruk plus windzuiging. De toren staat alleen en is niet gekoppeld tot een portaal. In paragraaf 4.7 is berekend dat het inklemmingsmoment dan $135 \cdot 10^6$ Nm groot is. Dit is dan tevens het grootste moment in de toren met rotatieas de Y-as. Worden de torens gekoppeld tot een portaal door een pendelstaaf dan vermindert het moment tot maximaal $73 \cdot 10^6$ Nm. Na het aanbrengen van de hefbak en ophangen aan de contragewichten neemt het moment in de inklemming toe tot $78 \cdot 10^6$ Nm zoals uit paragraaf 4.8 blijkt. Bij een veiligheidsfactor van $\gamma = 1,7$ moet de doorsnede van de toreninklemming een maximaal moment van $1,7 \times 135 \cdot 10^6 = \pm 230 \cdot 10^6$ Nm opnemen. Berekend is dat het vloeimoment van de doorsnede $266 \cdot 10^6$ Nm resp. $246 \cdot 10^6$ Nm bedraagt afhankelijk van de rotatie richting ten opzichten van de Y-as. Hier uit volgt dat de gekozen betonddoorsnede van figuur 4.23 in eerste instantie voldoende sterk is. Het bepalen van een doorsnede met een minimaal beton en staal gebruik, controle op knik en plooiën van de wanden wordt buiten beschouwing gelaten. De verticale belasting op de geleidings-toren en het eigengewicht zijn te samen ongeveer 87000 kN groot volgens tabel 4.25. Bij een beton oppervlak van $29,96 \text{ m}^2$ bedraagt de betondruk hierdoor $2,9 \text{ N/mm}^2$. Bij een toegestane betondruksterkte van 30 N/mm^2 . De betonstuk hierdoor bedraagt $0,242 \cdot 10^{-3}$. Nu bekend is dat de gekozen betonddoorsnede van de geleidingstorens voldoet kan een schatting gemaakt worden van de verplaatsing van de torentop onder invloed van de belastingen van de hefbak en wind. Uit figuur 4.20 blijkt dat een toren belast wordt op een variable moment dat varieert tussen $40752 \cdot 10^3$ Nm en $78475 \cdot 10^3$ Nm. Het gemiddelde moment is bij benadering constant aan te nemen en groot $55 \cdot 10^6$ Nm. Bij deze momenten verdeling hoort een aangenomen verplaatsing van 250 mm van de torentop. Het moment van $55 \cdot 10^6$ Nm ligt ruim onder het vloeimoment zodat de vervorming van de doorsnede lineair is. De zoek in de trekzone is maximaal $2 \cdot 10^{-3}$ en de stuk in de betondrukzone is $0,4805 \cdot 10^{-3}$ bij een vloeimoment van $266 \cdot 10^6$ Nm. De kromming die daarbij hoort is dan :

$$K_m = (2 \cdot 10^{-3} + 0,4805 \cdot 10^{-3})/7 = 0,3544 \cdot 10^{-3}$$

De kromming bij een moment van $55 \cdot 10^6$ Nm is dan

$$55/266 \times 0,3544 \cdot 10^{-3} = 0,0733 \cdot 10^{-3}$$

De verplaatsing van de torentop kan nu worden benaderd door de vergelijking :

$f_m = \frac{1}{2} K m l_{fr}^2$ Deze vergelijking is opgesteld aan de hand van hoofdstuk VII-b van het betondiktaat van Prof. Bruggeling. Substitutie van 80m voor

voor l_f , de hoogte van de toren, geeft een torentopverplaatsing van 235 mm.

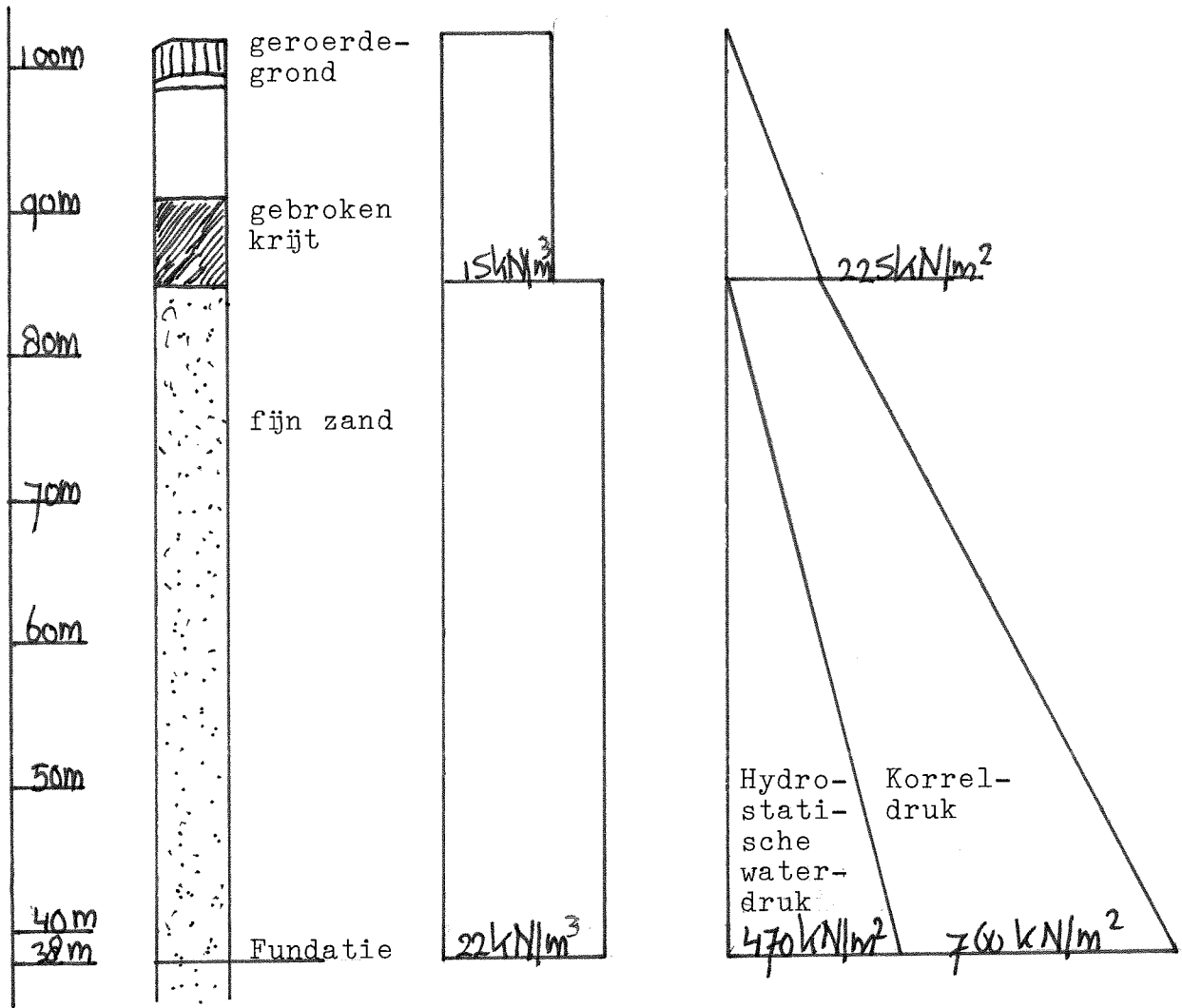
Deze berekende verplaatsing is een grove benadering van de werkelijke torentopverplaatsing. De verplaatsing van de torentop wordt verminderd door de invloed van de verticale belasting en het eigen gewicht van de toren. Tevens kan door vergroting van het traagheidsmoment, het zij door de wapeningspercentage op te voeren, het zij door de betondoorsnede te vergroten of te wijzigen, de stijfheid worden opgevoerd waardoor de verplaatsingen van de torentop afnemen. De aangenomen momentenverdeling voor deze berekening, weergegeven in figuur 4.18, is ongunstiger dan die in werkelijkheid zal optreden. De uitgangssituatie was een aangenomen verplaatsing van 250 mm. Het resultaat is een verplaatsing ten gevolgen van de berekende momentenverdeling van 235 mm. Het moment ten gevolgen van de windbelasting is berekend voor een toren met een lengte van 30 m loodrecht op de windrichting. De toren blijkt uiteindelijk slechts 27.60 m lang te zijn. Het gevolg is dat het moment ten gevolgen van de windbelasting ongeveer 8,5% te groot is. De verplaatsing van de torentop vermindert hierdoor.

De torenverplaatsing wordt vergroot doordat de inklemming in feiten de fundatie nog niet oneindig stijf is tegen momentbelasting. De toren roteert in feiten dan rond de inklemming. Met deze kwalitatieve verklaring van de invloeden op de torentopverplaatsingen zijn de kwantitatieve invloeden niet te schatten zodat met de benaderde torentopverplaatsing van 235 mm volstaan wordt.

Doordat de maximale momenten in de toren onder het vloeimoment liggen mag de toren benaderd worden als een buigstijve balk met een lineair verband tussen vervorming en momentbelasting. Met deze stijfheid eigenschap zijn de mechanica varianten van de paragrafen 4.3 t/m 4.6 berekend. Het gevolg is dat de berekende momentenverdelingen en vervormingen een goede benadering van de werkelijkheid zijn.

Uit paragraaf 4.8 blijkt dat de maximale drukkracht in de koppelbrug 820 kN bedraagt. Bij toepassing van B30 beton is een balk van 40 bij 40 reeds veilig tegen knik als het wapeningspercentage rond 2% ligt. Het traagheidsmoment is klein en hoeft dan ook niet groot te zijn. Hieruit volgt dat de aanname wat stijfheidsverhouding tussen de koppelbrug en de geleidingstorens betreft, gemaakt in paragraaf 4.4, reëel is. De koppelbrug werkt namelijk als scharnier ten opzichten van de stijf-

van de geleidingstorens. Dit kan alleen op voorwaarde dat de koppelbrug wel voldoende rotatie capaciteit bezit om de rotaties van de torentoppen te kunnen volgen zonder zelf kappot te gaan. In werkelijkheid is de koppelbrug uitgevoerd als een loopbrug tussen de twee torens zodat de afmetingen ruimer zijn dan de balk van 40 bij 40 cm.



Peil-
hoogte

Grond-
doorsnede

Soortelijke
gewicht v.d.
grond

Grond en korrelspanning
inde grond

Figuur 4.25 Gegevens van de bodemprofiel ter hoogte van de bouwplaats van het hefwerk.

4.12 Fundatie van het hefwerk

Het hefwerk wordt gefundeerd op staal. In deze paragraaf wordt getracht aan te tonen dat dit mogelijk is. In figuur 4.25 is een geologische doorsnede weergegeven van de bouwplaats. De aanlegdiepte ligt op ongeveer peil 38,00 m. Dit is in een laag fijn zand. De grondwaterspiegel ligt op ongeveer peil 85,00 m. Door het ontgraven wordt deze verlaagd tot beneden peil 50,00 m wat het nieuwe maaiveld peil wordt. Naast de geologische doorsnede is in een grafiek een schatting gemaakt voor het soortelijk gewicht in kN per m³. Het soortelijk gewicht van de grond boven peil 85,00 m is uit onbekendheid met de grond aan de lage kant gekozen. Met dit soortelijke gewicht is het verloop van de grondspanning en de korrelspanning berekend. Dit is weergegeven in de meest rechtse grafiek van figuur 4.25.

Door het ontgraven van de grond treedt zwellings van de grond op. Dit is de elastische terugvering van de grond en ligt waarschijnlijk in de orde van grootte van enkele centimeters. Door de bouw van het hefwerk wordt de grond opnieuw belast en verdwijnt een groot deel van de zwellings als de fundatiedruk kleiner is dan de oorspronkelijke korrelspanning van 760 kN/m². In deze situatie treedt naast het verminderen van de zwellings geen extra zettingen op en is het zonder meer mogelijk het hefwerk te funderen. Daarom is het noodzakelijk te streven naar een fundatie druk die kleiner of gelijk is aan de oorspronkelijke korrelspanning van de grond voor het ontgraven.

Het verminderen van de fundatiedruk kan op twee manieren tot stand komen. Ten eerste het verminderen van de verticale belasting en het eigen-gewicht van het hefwerk. De verticale belasting van 27000 kN per toren ligt reeds vast door de keuze van de grootte van de hefbak met de daaruit volgende afmetingen, gewicht, van de hefbak met contragewichten. Bij de bouw van de geleidings-toren moet gestreefd worden naar een minimale betondoorsnede: In de vorige paragraaf is de betondoorsnede bepaald die voldoet aan de gestelde eisen wat sterkte en stijfheid betreft. Het beton oppervlakte is 30 m². Het soortelijk gewicht van beton met ongeveer 1 % staal is ongeveer 25 kN/m³.

Tabel 4.25

Schatting van de fundatiedruk onder de geleidingstorens.
Bovengrenswaarde fundatiedruk.

Belasting:

Vertikale belasting van de toren door de hefbak plus de contragewichten:	27000 kN
Gewicht van de toren boven de inklemming op 50.00 m:	60000 kN
Gewicht van de keermuur plus toren tussen peil 50.00 en 40.00 m:	9200 kN
Gewicht fundatieplaat met de afmetingen 30.8.4 m.25 kN/m	<u>24000 kN</u>
Totale verticale belasting:	120200 kN

De fundatiedruk is dan $120200 \text{ kN} / 30.8 \text{ m}^2 = 500 \text{ kN/m}^2$.

Schatting van de fundatiedruk onder de fundatieplaat van een torenportaal samengesteld uit twee torens gekoppeld door een koppelbrug. Ondergrenswaarde van de fundatiedruk.

Belasting:

Twee geleidingstorens:	240400 kN
Fundatieplaat tussen de twee torens:	<u>49200 kN</u>
Totale verticale belasting:	289600 kN

De fundatiedruk is dan $289600 \text{ kN} / 31.20.30 \text{ m}^2 = 309 \text{ kN/m}^2$

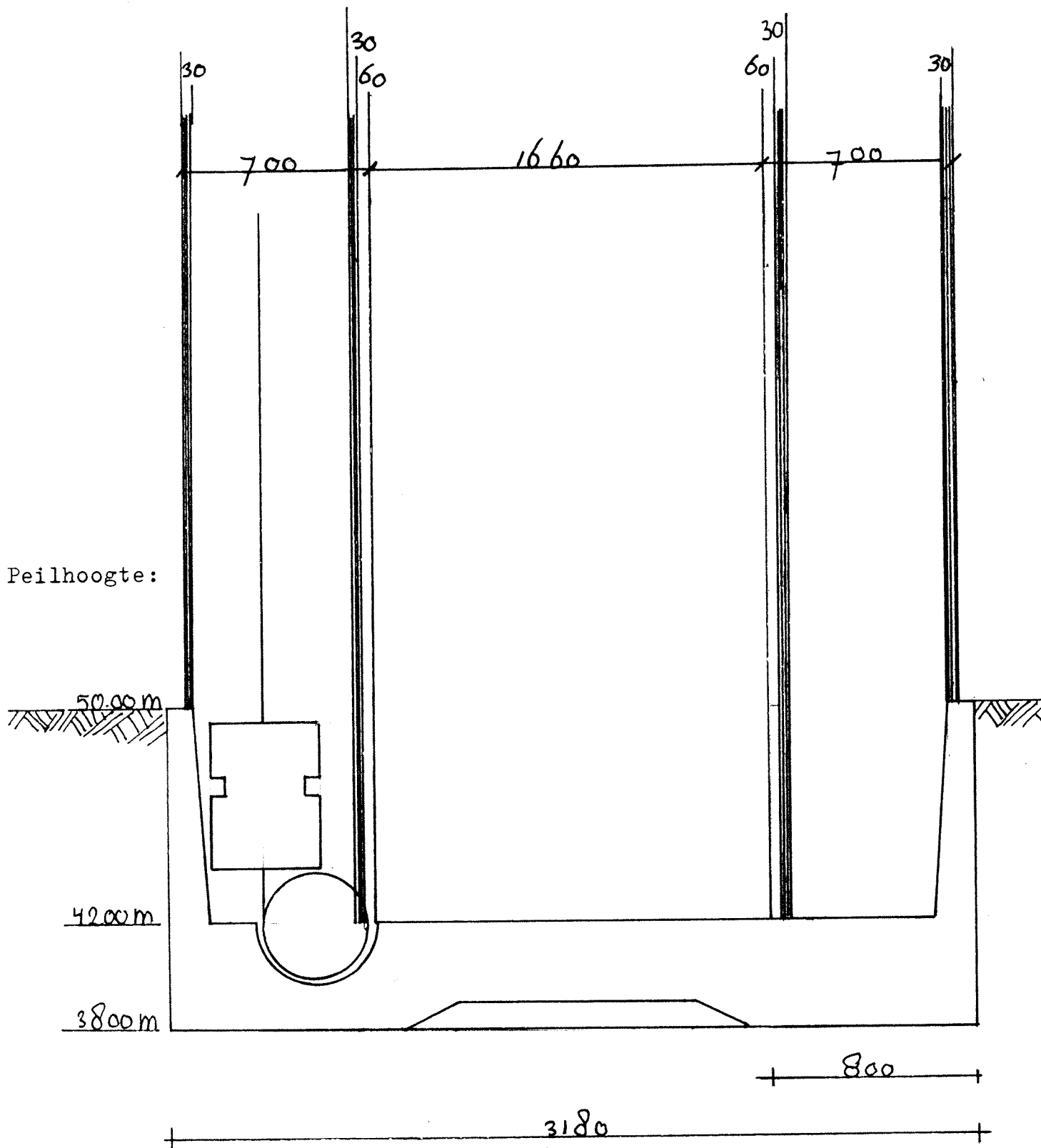
.....

Het gewicht van de toren is nu te schatten door de inhoud van het beton per toren te bereken, dit is $30 \times 80 = 2400 \text{ m}^3$ te vermenigvuldigen met 25 kN/m^3 . De toren weegt 60000 KN . Het gewicht van de toren is aan de hoge kant. Uit de momentenverdelingen blijkt dat met toenemende hoogte het op te nemen moment afneemt, zodat met kleiner traagheidsmoment van de toren volstaan kan worden. Dit laatste spaart materiaal dus gewicht. Daar staat tegenover dat het gewicht van de koppelbrug verwaarloosd is. Geschat wordt dat deze twee gewichtsveranderingen elkaar opheffen.

Ten tweede moet men streven naar een zogoort mogelijk fundatie oppervlak. Hierdoor neemt de fundatiedruk per m^2 af, door de belastingsverspreiding. Wil dit laatste goed mogelijk zijn dan moet de fundatie plaat voldoende stijf zijn. In het geval van de fundatie van de toren betekent dit, dat de fundatieplaat in staat moet zijn de lijnbelastingen van de torenwanden voldoende te spreiden. Aangenomen wordt een fundatieplaatafmeting van 30m lang en 8 m breed per geleidingstoren. In eerste instantie wordt dus de verticale belasting plus gewicht van de toren door deze plaat op de ondergrond afgedragen. In tabel 4.25 is hiermee de gemiddelde fundatiedruk onder de geleidingstorens berekend. Het resultaat is een druk van 500 kN/m^2 .

De torens van het hefwerk worden twee aan twee gekoppeld tot een torenportaal. Aan de onderzijde zijn beide torens ingeklemd in de fundatietrog. Deze fundatie trogsectie waar-in de torens zijn ingeklemd heeft een lengte van 30m en een breedte van 31.90 m . In figuur 4.26 is een dwarsdoorsnede over deze fundatie trog gegeven. In tabel 4.25 is een schatting gemaakt van de gemiddelde fundatiedruk onder het torenportaal. Deze blijkt ongeveer 309 kN/m^2 te bedragen.

De berekende fundatiedrukken zijn gemiddelde fundatiedrukken, Van belang zijn de extreme fundatiedrukken onder de zwaarst belaste wanden. Door de fundatieplaat stijf uit te voeren kan de belasting beter worden verdeeld. Hierdoor vermindert de extreme fundatiedrukken. Het stijfuitvoeren van de fundatieplaat vereist voldoende constructiehoogten voor de verstijvingsribben. Deze ribben verdelen de belastingen van de torens over de gehele fundatieplaat. Aangenomen wordt dat een constructiehoogte van 4.00 m voldoende is. De oorspronkelijke korreldruk was 760 kN/m^2 . De gemiddelde fundatiedruk ligt veel lager. Wordt de fundatieplaat voldoende stijf uitgevoerd zodat de extreme fundatie drukken lager liggen dan 760 kN/m^2



Figuur 4. 26 Fundatie uitvoering van het hefwerk. Ingeschreven maten in cm.

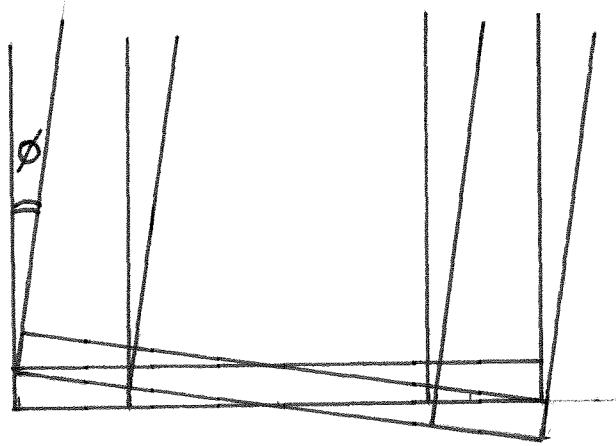
dan is funderen van het hefwerk zonder meer mogelijk. Naast de verticale statische belasting wordt het toren portaal ook belast door horizontale, wind, belastingen. Deze veroorzaken tijdelijke veranderingen van de fundatiedruk. Deze drukvariaties zijn te schatten. De stijfheid van de fundatieplaat beïnvloedt zeer sterk het gedrag van de torenportalen bij horizontale belastingen. De stijfheid van de plaat ligt tussen oneindig stijf en zeer slap. Voor beide gevallen is het gedrag van de fundatieplaat bekend zodat het werkelijk gedrag van de fundatie plaat hier tussen in zal liggen. Bij oneindig stijve fundatieplaat zal bij rotatie van het torenportaal onder invloed van de windbelasting de plaat niet doorbuigen maar recht blijven. Het maximale windmoment is groot:

$$12276 \times 25,21 \times (43,47 + 12) = \underline{+ 17160 \text{ kNm.}}$$

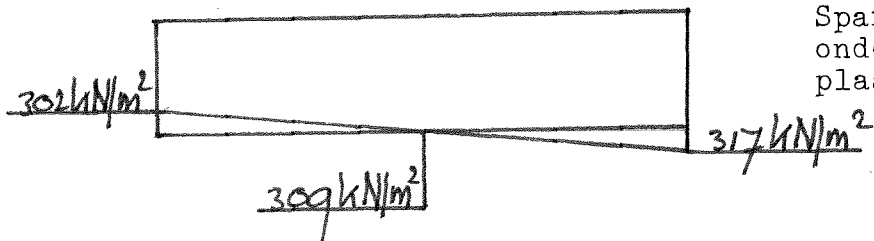
In dit geval wordt het torenportaal loodrecht op haar langste zijde belast door winddruk plus windzuiging tijdens een windvlaag met extreme windsnelheden. De reactie van de fundatieplaat is groot: Oppervlakte maal halve breedte maal de gemiddelde fundatiespanning ten gevolgen van momentbelasting. Uit de grondmechanica is bekend dat het spanningsverloop een driehoek is. Gelijkingstelling van de fundatiereactie aan de momentbelasting levert op:

$$31,80 \text{ m} \times 30,00 \text{ m} \times 0,667 \times 31,80 \text{ m} \times 0,5\sigma = 171680 \text{ kNm.}$$

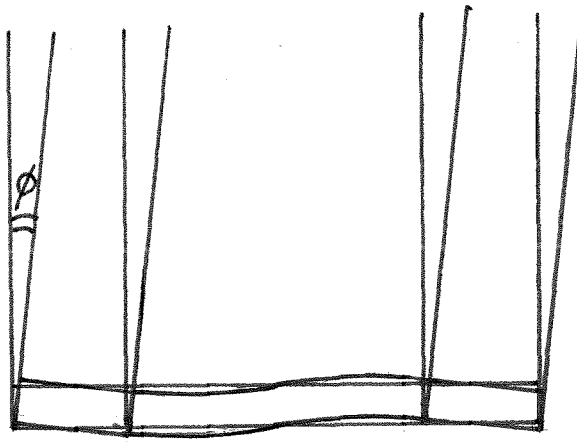
Het resultaat is dat $\sigma = 17,0 \text{ kN/m}^2$. Dit spanningsverloop van 0 kN/m^2 tot maximaal $17,0 \text{ kN/m}^2$ moet zodanig op de reeds aanwezige fundatiespanning gesuperponeerd worden dat de totale verticale reactie op de fundatieplaat het zelfde blijft, dus gemiddeld 309 kN/m^2 , zoals berekend in tabel 4.25. De minimale fundatiedruk wordt dan 302 kN/m^2 terwijl de maximale fundatiedruk ongeveer 317 kN/m^2 wordt. Deze fundatie drukken op de fundatieplaat zijn schematisch weergegeven in figuur 4.27. Bij slappe fundatieplaat wordt in hoofdzaak de belasting op de ondergrond afgevoerd door de fundatieplaat van de toren. De fundatiedruk is dan 500 kN/m^2 . De plaat tussen de torens dient nu voor grondwaterkering en het overbrengen van horizontale krachten tussen de geleidingstorens. De buigslappe fundatieplaat is ook niet in staat momenten van de ene naar de andere toren over te brengen. Dat betekent dat de fundatieplaat van de toren de momentbelasting op de ondergrond over draagt. Deze fundatieplaat is door de aanwezigheid van de wanden van de toren erg buigstijf. Met de reeds genoemde berekeningsmethode kan nu de fundatiespanningsvariatie berekend worden. Het moment op de toren ten gevolgen van de winddruk en windzuiging als de toren wordt getroffen door een windvlaag met extreme windsnelheid is gelijk aan 171680 kNm . De reactie van de fundatie is gelijk aan het moment op de toren:



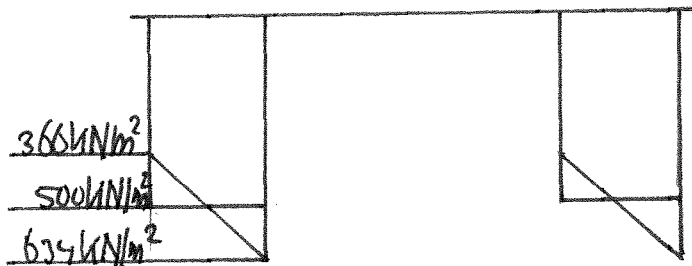
Hefwerk met oneidig
stijve fundatieplaat.



Spanningsverdeling
onder de fundatie
plaat.



Hefwerk met "slappe"
fundatieplaat.



Spanningsverdeling
onder de fundatie-
plaat.

Figuur 4. 27 Spanningsverdelingen onder de fundatieplaat van het hefwerk bij verschillende uitvoeringen van de fundering.

$$30 \text{ m} \times 8 \text{ m} \times 0,667 \times 8 \text{ m} \times 0,5 \sigma = 171680 \text{ kNm}$$

De spanningsvariatie is nu 268 kN/m^2 , gesuperponeerd op de reeds aanwezige fundatiedruk van gemiddeld 500 kN/m^2 onder voorwaarde dat de verticale reactie op de fundatieplaat hetzelfde blijft levert op dat de minimale fundatiedruk is 366 kN/m^2 en de maximale fundatiedruk 634 kN/m^2 . Dit bij aanname dat de fundatieplaat voldoende stijf is dat de plaat onder de belasting zo weinig vervormt dat de spanningsverdeling onder de fundatieplaat gelijkmatig dan wel lineair verdeeld kan worden aangenomen. De belastingsverdeling is schematisch weergegeven in figuur 4.27. De werkelijke spanningsverdeling onder de fundatieplaat is moeilijk te berekenen. Deze hangt af van het gewicht van het hefwerk en de verdeling over de fundatieplaat van de aangrijpingspunten van het eigengewicht en de belasting. Dit laatste is ook belangrijk in verband met de stijfheid van de fundatieplaat die ervoor zorgt dat de belasting goed wordt verdeeld over het fundatieoppervlak van de plaat.

De functie van de fundatieplaat naast het afdragen en verspreiden van de belasting is de volgende. Door de stijve plaat waarop de toren staat ingeklemd ontstaat doordat de torens bovenin aan elkaar zijn gekoppeld door de koppelbrug een buigstijfraamwerk. Hierdoor kunnen de belastingen op de toren goed worden opgenomen waarbij slechts kleine verplaatsingen optreden. Door samenwerking van de in de fundatieplaat ingeklemde torens en de grondaanvulling achter de trogwanden ter hoogte van de geleidingstorens ontstaat een constructie die de torens een stijve inklemming geeft. Als laatste functie van de fundatieplaat wordt genoemd een bodemafluiting van de trog tegen grondwater.

4.13 Conclusies

De geleidingstorens staan twee aan twee tegen over elkaar op een afstand van 17,60 m. Het is daarom mogelijk de torens te koppelen tot een portaal. De gekozen uitvoering is met een koppelbrug die geschematiseerd wordt tot een pendeelstaaf, opgehangen tussen de twee torens met (plastische-) scharnieren. Het resultaat van de koppeling is een vermindering van de extreme momenten en verplaatsingen van de torens. De torens worden echter gedimensioneerd op de extreme momenten die kunnen optreden als de toren, ongekoppeld, getroffen wordt door een windvlaag met extreme windsnelheid en onder dezelfde belastingssituatie maar dan gekoppeld terwijl het hefwerk voorzien is van de hefbak.

De torens kunnen zowel in staal als beton worden uitgevoerd. In dit hoofdstuk is de betonnen torenuitvoering iets uitgewerkt. De toren wordt opgebouwd uit drie gesloten kokers. Hierdoor wordt een doorsnede gevormd die voldoende sterkte en stijfheid bezit. Hierdoor werkt de doorsnede bij buiging als één geheel. De toren vervormt dan gelijk een ingeklemde buigstijve ligger. Bij een breedte van 7 m en een lengte van 29,6 m is het mogelijk een voldoende sterk en stijve toren te ontwerpen. Het resultaat is de betondoorsnede van figuur 4.26. Het wapeningspercentage ligt rond de 1 %.

De fundatie van het hefwerk is mogelijk doordat de fundatiedruk onder de geleidingstorens lager is dan de oorspronkelijke korrelspanning van voor de grondontgraving. Tevens blijkt dat de ondergrond voldoende reactie kan leveren bij grote momentbelastingen ten gevolgen van windbelasting. Een stijve funderingstrog, die de verbinding vormt tussen de torens, vermindert de extreme fundatie drukken en rotatie torens bij windbelasting.

.....

5. Samenvatting

De hefbak van het hefwerk heeft een nuttige afmeting van $85 \times 12 \times 3.50 \text{ m}^3$. De hefbak is in totaal 92,60 m lang en 15,60 m breed. Door het aanbrengen van een windscherm wordt de hefbak ongeveer 7,5 m hoog. Met de hefbak wordt een hoogte verschil van maximaal 73,15 m overwonnen. De hefbak wordt voorzien van hefdeuren met een vangconstructie tegen doorschietende schepen. In de koppen van de hefbak zijn voorzieningen aangebracht waardoor een waterdichte afsluiting tussen de hefbak en het landhoofd tot stand gebracht kan worden. Tevens is deze afdichting zo ontworpen dat zij aan de bovenpandzijde in staat is over een hoogte van 0,70 m te variëren. Hierdoor wordt voorkomen dat in de hefbak te grote waterstandsvariëaties ontstaan. Het bovenpand heeft namelijk een waterstandsvariatie van 0,70 m. Ter bescherming van de hefbakwand wordt de hefbak voorzien van rubber fenders ter hoogte van de waterlijn.

De hefbak bevat ongeveer 4000 m^3 water, terwijl het gewicht van de hefbak constructie zelf ongeveer 1200 ton weegt. Het gezamenlijk gewicht van 5200 ton wordt gedragen door 208 contragewichten van 25 ton per stuk. De kabels zijn verdeeld over vier torens terwijl ieder toren twee schachten omvat waar per schacht 26 contragewichten zijn ondergebracht. De kabels zijn gemonteerd aan balken, evenwijdig aan de lengte-as van de hefbak. Loodrecht op deze balken, dragersarmen, staan twee dwarsbalken die de dragersarmen met elkaar verbinden. Op deze dwarsbalken is de hefbak opgelegd. Aangezien de hefbak op twee dragers is opgelegd is de oplegging statisch bepaald. De aandrijving van de hefbak vindt plaats door een tandradstelsel. Een rail met tanden is gemonteerd aan een wand van de toren. Een tandradwiel zet zich af tegen de tandrad rail waardoor de hefbak beweegt. De hefbak is voorzien van vier aandrijfmotoren met een aangedreven tandradwiel, zodat de hefbak op vier punten aangedreven wordt. Door de motoren mechanisch en/of elektrisch te koppelen wordt voorkomen dat de hefbak scheef kan komen te hangen. In noodsituaties, bij voorbeeld kabelbreuk of een leeggelopen hefbak, zorgt een reserve draagsysteem ervoor dat de hefbak op zijn plaats blijft. Het reservedraagsysteem bestaat uit een staafas met een schroefdraad erop, die zo opgehangen is dat deze alleen trekkrachten kan overbrengen zowel omlaag als omhoog gericht. Langs de staafas beweegt een ring

.....

met contraschroefdraad. Door de ring synchroon met het aandrijftandradwiel te laten roteren kan de hefbak bewegen.

Het reserve draagsysteem gaat pas belasting opnemen als het aandrijfsysteem wordt overbelast. Door het aanbrengen van een systeem van hefbomen en veren is een constructie mogelijk waarbij in de normale evenwichttoestand het reserve draagsysteem niet belast wordt, maar pas gaat dragen als de hefbak 30mm zakt t.o.v. de evenwichts toestand. Ook in het horizontale vlak wordt de hefbak afgeveerd. In dwarsrichting wordt het aandrijftandwiel van veren voorzien zodat deze de hefbak ook geleidt. De verticale en dwarsgeleiding is samen met de aandrijving gecombineerd tot een systeem dat ook het reserve draagsysteem omvat. In langsrichting wordt de hefbak aan de benedenpandtoeren voorzien van langsgeleidingsverenstelsels. In verband met de lengte veranderingen van de hefbak ten gevolgen van temperatuurs wisselingen is langsgeleiding slechts aan een zijde mogelijk.

Tijdens het invaren van schepen in de hefbak treden verschijnselen op die krachten geven op de dragers van de hefbak en de dwarsgeleidingsverenstelsels. Tijdens het in en uitvaren van schepen treden spiegel-dalingen veroorzaakt door de retourstroom, en spiegelstijging, veroorzaakt door het opstuwen van water door de boeg van het schip, op. Uit de berekeningen blijkt dat de belastingsvariatie op de dragers, ongeveer 1200 kN per drager is. Tevens kan de waterdiepte in de hefbak tijdens het heffen variëren tussne 3.50 m en 3.70 m. De waterdruk geeft ook grote horizontaal gerichte krachten op de hefbak. Vooral de hydrostatische waterdruk op de gesloten hefdeur en verticale kopwanden tussen de afdichtingsprofielen zijn belangrijk als mede de afdichtingsdruk van de rubberenaafdichtingsprofielen zelf.

Een ander belangrijk verschijnsel is het optreden van scheepsstoters. De impulsoverdracht en energieoverdracht wordt opgenomen door de vervormingen van de enders, de sloopshuid, de verplaatsingen van de hefbak met de daarbij behorende energie opname van de dwars- en langsgeleidingsverenstelsel. Ter beperking van de verplaatsingen wordt de hefbak via oplegzaam en trekpluniers gekoppeld aan het landhoofd. Hierdoor bedraagt de maximale belasting op een dwarsgeleidingsverenstelsel tijdens een scheepsstoot 77 kN.

De hefbak kan worden belast door een windvlaag met extreme windsnelheden. Het gevolg is dat de dwarsgeleidingsverenstelsels zeer zwaar belast kunnen worden tot 140 kN. Doordat de dwarsgeleidingsverenstelsels in de evenwicht toestand met een kracht van

.....

van 150 kN op de torens drukken kunnen de dwarsgeleidingsverenstelsels aan loefzijde deze belasting ook opnemen. De kans dat een scheepsstoot met maximale energie en impulsoverdracht optreedt tijdens een windvlaag met extreme windsnelheden is zeer gering. Te meer daar bij kans op sterke wind het hefbedrijf word stilgelegd. De kans is groot dat er een zekere windbelasting op de hefbak aanwezig is tijdens een extreme scheepsstoot. De belasting op de dwarsgeleidingsverenstelsels blijven dan toch beneden de 300 kN.

De geleidingstoren staan twee aan twee tegenover elkaar op een afstand van 17,60 m. Het is daarom mogelijk de torens te koppelen tot een portaal. Onderzocht zijn enkele varianten waarbij de knooppunten van het portaal een scharnier of een inklemming is. Het resultaat is dat de torens ingeklemd zijn in de fundering en boven door een koppelbrug, die geschematiseerd wordt tot een pendelstaaf, opgehangen aan twee (plastische-) scharnieren, tot een portaal gekoppeld zijn. Door de koppeling verminderen de extreme momenten en verplaatsingen in gebruikssituatie van het hefwerk. De torens worden gedimensioneerd op extremen momenten die kunnen optreden tijdens belasting door de wind als de torens nog niet zijn gekoppeld tot een portaal en in de gebruikssituatie.

De torens kunnen zowel in staal als in beton worden uitgevoerd. De betonnen uitvoering is uitgewerkt. De torens zijn opgebouwd uit drie gesloten kokers, Twee schachten of kokers voor de contragewichten, terwijl de derde schacht transport middelen bevat, De doorsnede nabij de inklemming werkt door de grote stijfheid van de toren als een geheel. Een ontworpen doorsnede met buitenmaten 7 x 29,60 m en wanddikten variërend van 0,30 tot 0,50 m is in staat de verticale belasting en momenten op te nemen. Hef hefwerk wordt gefundeerd op staal. Doordat de fundatiedruk onder de torens lager is dan de oorspronkelijke korreldruk van de grond voor de ontgraving is het funderen op staal goed mogelijk. Toenemende stijfheid van de fundatietrog vergroot de belastingspreiding van de fundatie en vermindert extreme fundatie drukken.

Literatuurlijst

- Alfonso, M.
Finn, E. J. Fundamentele natuurkunde, deel 1, Mechanica
Agon, Elsevier.
- Bendegom, L. van. Verkeersbouwkunde, deel B
TH Delft.
- Bruggeling, A.S.G. Het gedrag van betonconstructies.
TH Delft.
- Dunlop. Fender Manual.
- Franke.
Bernard. Erddruckansatz bei trogformigen bauwerken
Mitteilungsblatt, Bundesanstalt für Was-
serbau 1972/73.
- Glerum, A. Waterbouwkunde BO II
TH Delft.
- Kooman, C Verkeerswaterbouwkunde BO
TH Delft.
- NNI. Norm 3850, TGB 1972.
- Press, H. Binnen Wasserstrasse und Häfen
Tech. Universistät Berlin-Charlottenburg.
- Redactie. Elbe Seitenkanal, Natur und Technik
Hans Christians-Verlag, Hamburg 1976.
- Retjeradt, H.
Faltin, J. Ascenseurs pour bateaux en Allemgne
Pianc, London 1957.
Inland Navigation, section 1.
- Redactie. Pianc, Quartily bulletin no 8,
Volume II, 1971.