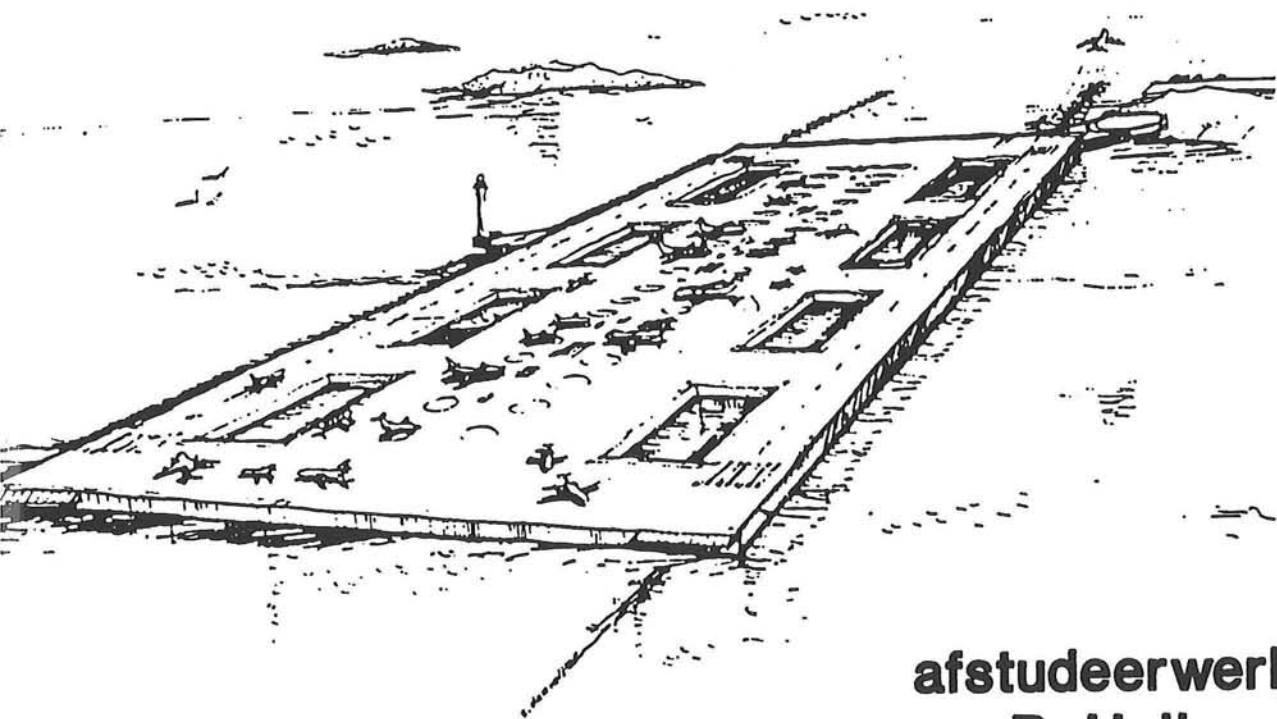


# drijvende vliegvelden *een haalbaarheidsstudie*

## deel 2 constructieve verkenning



afstudeerwerk van  
**R. Heijmans en  
H. Verhoeven**



806 569

**OFFSHORE VliegVelden**  
constructieve verkenning  
onderdeel van afstudeerproject drijvende vliegVelden

*Daar men niet zo universeel kan zijn dat men alles weet wat van  
alles te weten is, moet men weinig weten van alles. Want het is  
veel mooier iets van alles te weten dan alles van een enkel ding.*

Blaise Pascal

Technische Universiteit Delft  
Faculteit CiTG  
Bibliotheek Civiele Techniek  
Stevinweg 1  
2628 CN Delft

Ronald Heijmans  
Hans Verhoeven

Afstudeercommissie:  
prof. ir. Ch.J. Vos  
ing. H.C. Jager  
W.W. Massie Msc.  
ir. J.M.J. Spijkers

afst  
M&C  
90-02

TU Delft  
Faculteit Civiele Techniek  
Vakgroep Mechanica & Constructies  
Sectie Betonconstructies

3190 840



**VOORWOORD**

Dit rapport is het tweede over drijvende vliegvelden. In dit rapport wordt een nadere uitwerking gegeven aan het begrip offshore vliegveld, een iets breder onderwerp dan enkel drijvende vliegvelden derhalve.

E.e.a. vindt plaats in het kader van het afstudeerwerk van R. Heijmans en H. Verhoeven aan de Technische Universiteit Delft, faculteit der Civiele Techniek, vakgroep Mechanica & Constructies, sectie Betonconstructies.

Delft, 16-05-1990



## INHOUD

VOORWOORD . . . . .	3
SAMENVATTING. . . . .	9
INLEIDING . . . . .	11
HOOFDSTUK 1 LOKATIES . . . . .	13
Deel A Groot vliegveld . . . . .	19
HOOFDSTUK 2 ALGEMEEN . . . . .	19
2.1. Ontwerp standaard vliegveld . . . . .	19
2.2. Belasting door vliegtuigen . . . . .	21
HOOFDSTUK 3 KUNSTMATIG EILAND . . . . .	25
3.1. Hoogteligging terrein . . . . .	25
3.2. Zeeweringsconstructies; mogelijke vormen . . . . .	27
3.3. Kunstmatig eiland Noordzee 12 m diep . . . . .	28
3.3.1. Kunstmatig eiland met een taludverdedigingsconstructie . . . . .	28
3.3.2. Duinprofiel . . . . .	34
3.4. Kunstmatig eiland Noordzee 20 m diep . . . . .	35
3.4.1. Kunstmatig eiland met taludverdedigings- constructie. . . . .	35
3.4.2. Duinverdediging . . . . .	36
3.5. Kunstmatig eiland Nice . . . . .	36
HOOFDSTUK 4 ONTWERPBEREKENING VLIEGVELD OP PALEN . . . . .	41
4.1. Algemeen . . . . .	41
4.2. Lokatie Zandvoort . . . . .	42
4.2.1. Dek . . . . .	42
4.2.2. Berekening oplegbalk . . . . .	48
4.2.3. Palen . . . . .	50
4.2.4. Uitvoering . . . . .	54
4.2.5. Kosten . . . . .	55
4.3. Lokatie Noordzee 20 meter diep . . . . .	57

HOOFDSTUK 5	DRIJVEND VliegVeld BAKCONSTRUCTIE . . . . .	59
5.1.	Golfbelasting . . . . .	59
5.2.	Dimensionering bakconstructie . . . . .	60
5.3.	Uitvoering . . . . .	69
5.4.	Verankering . . . . .	72
5.5.	Kosten . . . . .	79
HOOFDSTUK 6	DRIJVEND VliegVeld SEMI-SUBMERSIBLE . . . . .	83
6.1.	Algemeen . . . . .	83
6.2.	Dimensionering semi-submersible . . . . .	88
6.3.	Kosten . . . . .	93
Deel B	Klein vliegveld . . . . .	97
HOOFDSTUK 7	ALGEMEEN . . . . .	97
7.1.	Ontwerp klein vliegveld . . . . .	97
7.2.	Belasting door vliegtuigen . . . . .	99
HOOFDSTUK 8	KUNSTMATIG EILAND . . . . .	101
8.1.	Zandvoort . . . . .	101
8.2.	Noordzee 20 meter . . . . .	101
8.3.	Nice . . . . .	102
HOOFDSTUK 9	VliegVeld OP PALEN . . . . .	103
9.1.	Lokatie zandvoort . . . . .	103
9.1.1.	Dek . . . . .	103
9.1.2.	Oplegbalk . . . . .	104
9.1.3.	Palen . . . . .	106
9.1.4.	Kosten . . . . .	106
9.2.	Lokatie Noordzee 20 meter . . . . .	107
HOOFDSTUK 10	DRIJVEND VliegVeld BESCHUT . . . . .	111
10.1	Belastingen . . . . .	111
10.1.1.	Golfmoment . . . . .	111
10.1.2.	Macromoment vliegtuig . . . . .	112
10.1.3.	Micromomenten t.g.v. verdeelde belasting . . . . .	113
10.1.4.	Bepaling momenten t.g.v. puntlasten . . . . .	114
10.2.	Dimensionering dek . . . . .	117
10.3.	Uitvoering . . . . .	123



---

10.4. Kosten . . . . .	124
HOOFDSTUK 11 CONCLUSIES . . . . .	127
11.1. Kostenvergelijking . . . . .	127
11.2. Conclusie m.b.t. drijvende vliegvelden . . . . .	130
Bijlage I Controleberekeningen voorspanning en afschuiving . . . . .	131
bijlage II GOLFAANVAL KRITISCH BEKEKEN . . . . .	141
LITERATUUR . . . . .	145



---

**SAMENVATTING**

In deze studie worden de constructiekosten van een drijvend vliegveld vergeleken met die van een vliegveld aangelegd op een kunstmatig eiland en een vliegveld op palen.

Het blijkt dat de kosten voor een drijvend vliegveld sterk afhankelijk zijn van de golfbelasting. Deze belasting kan verminderd worden door een semi-submersible constructievorm te kiezen. Dit is echter een dure constructievorm, welke slechts in diep water concurrerend is met de genoemde andere varianten.

Een andere mogelijke toepassing is een drijvende constructie in beschut water. Hier zijn de andere constructievormen van gelijke grootte-orde qua prijs, echter de drijvende constructie heeft andere positieve punten zoals de mogelijkheid om de constructie te verslepen en het niet onderbreken van de stroming.



## INLEIDING

Offshore vliegvelden lijken een oplossing te kunnen bieden voor veel problemen van de moderne tijd. Geluidsoverlast en grondgebrek zijn slechts enkele van de lange rij problemen waarvoor een offshore vliegveld een remedie kan zijn. Offshore vliegvelden plaatsen een ontwerper echter ook voor enorme problemen. Met name het ontwerp van een drijvend vliegveld levert een groot aantal hoofdbrekens op. De hele (empirische) theorie voor het ontwerp van vliegvelden gaat voor offshore, al dan niet drijvende vliegvelden niet meer op.

In dit rapport wordt een aantal mogelijkheden besproken om een offshore vliegveld te realiseren. Hoewel deze studie als opzet heeft specifiek de haalbaarheid van drijvende vliegvelden te onderzoeken zijn in dit rapport meerdere mogelijkheden bekeken. Indien is voorgesteld een drijvend vliegveld te bouwen, zal dit plan altijd afgewogen moeten worden tegen meer conventionele mogelijkheden zoals een kunstmatig eiland of constructies op palen. Ook deze mogelijkheden zijn derhalve in het rapport verwerkt.

Het ontwerp van zo'n vliegveld hangt sterk af van de lokatie en van het type vliegveld. Om een indeling te maken is een tweetal lokaties bekeken. Als eerste een lokatie op de Noordzee, voor de Nederlandse kust en als tweede een lokatie bij Nice. Deze lokaties onderscheiden zich vooral van elkaar door de diepte van de zee ter plaatse.

Om het effect van het type vliegveld in rekening te brengen zijn hierin twee varianten onderscheiden. Als eerste een vliegveld dat geschikt is voor alle typen vliegtuigen en als internationaal vliegveld kan fungeren. Als tweede type is een vliegveld met beperkte afmetingen bekeken, dat geschikt is voor interregionaal verkeer.

Voor beide typen zijn universele afmetingen bepaald, zodat de respectievelijke varianten met elkaar vergeleken konden worden.

Als constructie varianten zijn onderscheiden:

- kunstmatig eiland (taludverdedigingsconstructie of duin)
- dekconstructie op palen
- drijvende constructie

De onderzochte varianten zijn uitgezet in de onderstaande figuur:

	palen	kunstmatig eiland	drijvend
Noordzee 12m	x	x	
Noordzee 20m	x	x	(x)
Nice		x	2x
beschut			x

De drijvende varianten zijn specifiek ontworpen op de omstandigheden op zee bij Nice, echter voor de Noordzee zal de constructie er niet veel anders uitzien. Dit is dan ook niet nader bekeken. Ook de grootte van het vliegveld en de vliegtuigbelastingen zijn nauwelijks van invloed op de dimensionering van de constructie. De golfbelasting overheerst.

Behalve voor Nice en de Noordzee is ook nog een drijvend vliegveld ontworpen voor een beschutte lokatie, zodat de invloed van de golfbelasting beperkt blijft. Het ontwerp is alleen voor een klein vliegveld bekeken, op grond van de redenering dat beschutte lokaties in het algemeen beperkt van grootte zijn.

Bovenstaande indeling is ook terug te vinden in de opbouw van dit rapport. Als eerste worden de afmetingen van een groot universeel vliegveld bepaald en wordt dit uitgewerkt voor de verschillende lokaties en constructievormen. Vervolgens gebeurt hetzelfde voor een klein vliegveld. Afsluitend worden de alternatieven beoordeeld op hun financiële haalbaarheid en wordt een keuze gemaakt ter verdere uitwerking.

## HOOFDSTUK 1 LOKATIES

Om de mogelijkheden van offshore vliegvelden te onderzoeken zijn twee lokaties gekozen. Dit wil niet zeggen dat er op dit moment op deze lokaties ook behoefte is aan een nieuw vliegveld. De lokaties zijn gekozen om hun karakteristieke diepte.

### a) Noordzee - Zandvoort

Binnen de Randstad liggen de internationale vliegvelden Schiphol en Zestienhoven welke beide in de toekomst flink zullen uitbreiden.

Er wordt nu uitgegaan van de aanname dat er nog een vliegveld moet komen waarvoor de mogelijkheid offshore wordt gezocht. De gekozen lokatie ligt ten noorden van Zandvoort.

Voordelen van deze lokatie:

- ligging centraal in de Randstad
- draagkrachtige ondergrond (relatief grof zand)
- geen conflict met andere offshore activiteiten

De minste hinder wordt door de vliegtuigen veroorzaakt wanneer het starten en landen evenwijdig aan de kust plaats vindt. Bovendien veroorzaakt een evenwijdig aan de kust liggend vliegveld een kleinere storing van de stromingen.

De afstand van het vliegveld tot de kust wordt bepaald door de afweging van de volgende factoren.

- a) waterdiepte
- b) lengte van verbinding met vaste land
- c) invloed van eiland of polder op zandtransport
- d) geluid voortgebracht door vliegtuigen
- e) invloed van vliegveld op recreatieve functie van strand en duin

De factoren a) t/m c) zijn gebaat met een meer landwaartse ligging; d) en e) met een ligging zo ver mogelijk van de kust af. Figuur 1-2 is wat betreft de geluidszones overgenomen uit een studie naar een mogelijk offshore vliegveld voor de kust bij de Maasvlakte[14] en is hier ter indicatie toegepast. Het donkere gebied is niet geschikt voor woningbouw. In het lichte gebied moeten enige kleine aanpassingen aan de woningen plaatsvinden. Wordt dit laatste gebied boven land toegestaan

dan moet het vliegveld tenminste drie kilometer uit de kust liggen. De waterdiepte is ter plaatse globaal 12 meter. Deze minimale afstand van drie kilometer wordt aangenomen omdat bij vergroting van deze afstand de kosten t.g.v. het vergroten van de diepte en het langer worden van de verbinding met het vaste land toenemen.

Om toch de invloed van de waterdiepte op de constructie beter te kunnen beschouwen is dezelfde constructie ook voor een waterdiepte van 20 meter uitgewerkt.

b) Côte d'Azur - Nice

Aan de Franse Côte d'Azur liggen een aantal grote dan wel belangrijke steden: Cannes, Nice en Monaco. De smalle kuststrook wordt aan de zuidzijde begrensd door de Middellandse Zee en aan de noordzijde door het Esterel gebergte. Van de genoemde steden heeft Nice een recent uitgebreide internationale luchthaven. Dit vliegveld trekt behalve reizigers uit het zuiden van Frankrijk ook reizigers uit Noord-Italië aan.

Aeroporto de Nice - Côte d'Azur ligt gedeeltelijk op een in zee aangelegde landtong. Onderzocht is de mogelijkheid om, wanneer er in de toekomst behoefte aan is, een geheel nieuw vliegveld aan te leggen. Vanwege de begrenzingen door het gebergte wordt ook hier de oplossing gezocht in een offshore vliegveld. De lokatie voor dit vliegveld is oostelijk van Nice bepaald. Deze lokatie heeft een aantal voordelen: de bodem verloopt er niet erg steil en het is niet extreem diep. Verder ligt het vliegveld dicht bij de Italiaanse markt en wordt door de afstand de gezamenlijke capaciteit van de twee vliegvelden vergroot. De gemiddelde waterdiepte is ca. 100 meter.

### Ontwerpgegevens Noordzee

#### Waterdiepte

De constructie is uitgewerkt voor waterdiepten 12 en 20 meter.

#### Golfhoogten

Uit waarnemingen, gedaan t.b.v. de aanleg van de Maasvlakte blijkt een golfhoogte van 9,5 meter op te kunnen treden.



Echter golven breken wanneer deze hoger worden dan 0,6 maal de waterdiepte. De significante golfhoogte is dus  $0,6 * 12 = 7,2 \text{ m}^1$ . In 20 m diep water is de significante golfhoogte 9,5 m.

#### Stormvloedstand

Uit het Deltarapport volgt voor een overstromingskans van  $10^{-4}$  een stormvloedstand van 5,20 m +nap

#### Ontwerpgegevens Nice

##### Waterdiepte

De bodemhelling verloopt vrij steil. Net uit de kust is het water al 50 meter diep. De afstand tot de kust heeft dus een grote invloed op de constructiekosten. De sterke bodem helling betekent ook een groot diepteverschil over de breedte van de constructie. Over de gehele constructie wordt een waterdiepte van 100 meter aangenomen inclusief de oppervlakte niveau variaties.

##### Golfhoogte

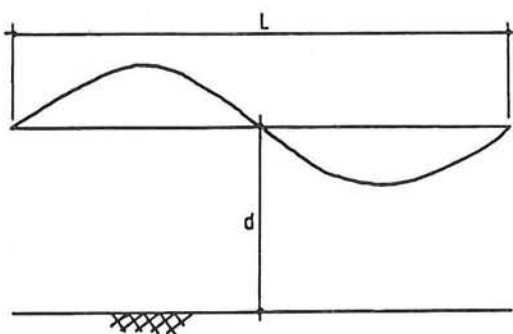
Bij gebrek aan statistische gegevens zal de golflengte berekend worden volgens:  $L = c * T$

met:

L = golflengte

c = voortplantingssnelheid van een sinusvormige golf

T = golfperiode, hiervoor wordt 12 seconde aangehouden



figuur 1-1 golfbelasting

<sup>1</sup>abusievelijk is de golfhoogte berekend voor een waterdiepte van 12 meter. Deze diepte had eigenlijk verhoogt moeten worden met de stormvloedstand van 5 meter. Dit zou geleid hebben tot een golfhoogte groter dan 9,5 meter waardoor de significante golfhoogte 9,5 meter is. Voor de conclusie van dit rapport maakt dit geen verschil.

voor  $c$  geldt de uitdrukking:

$$c = \sqrt{\left( \frac{gL}{2\pi} \tanh\left( \frac{2\pi d}{L} \right) \right)}$$

met:

$d$  = waterdiepte

$g$  = valversnelling

Met  $d$  en  $T$  bekend is dit iteratief op te lossen.

Met  $d = 100$  m en  $T = 12$  seconde levert dit een golflengte van 222 m. Wordt als diepte 50 m aangehouden dan bedraagt dit 205 m. De invloed van de diepte is blijkbaar niet groot en er is dus vrijwel sprake van diepwatervolven. In het vervolg wordt een golflengte aangehouden van 222 m.

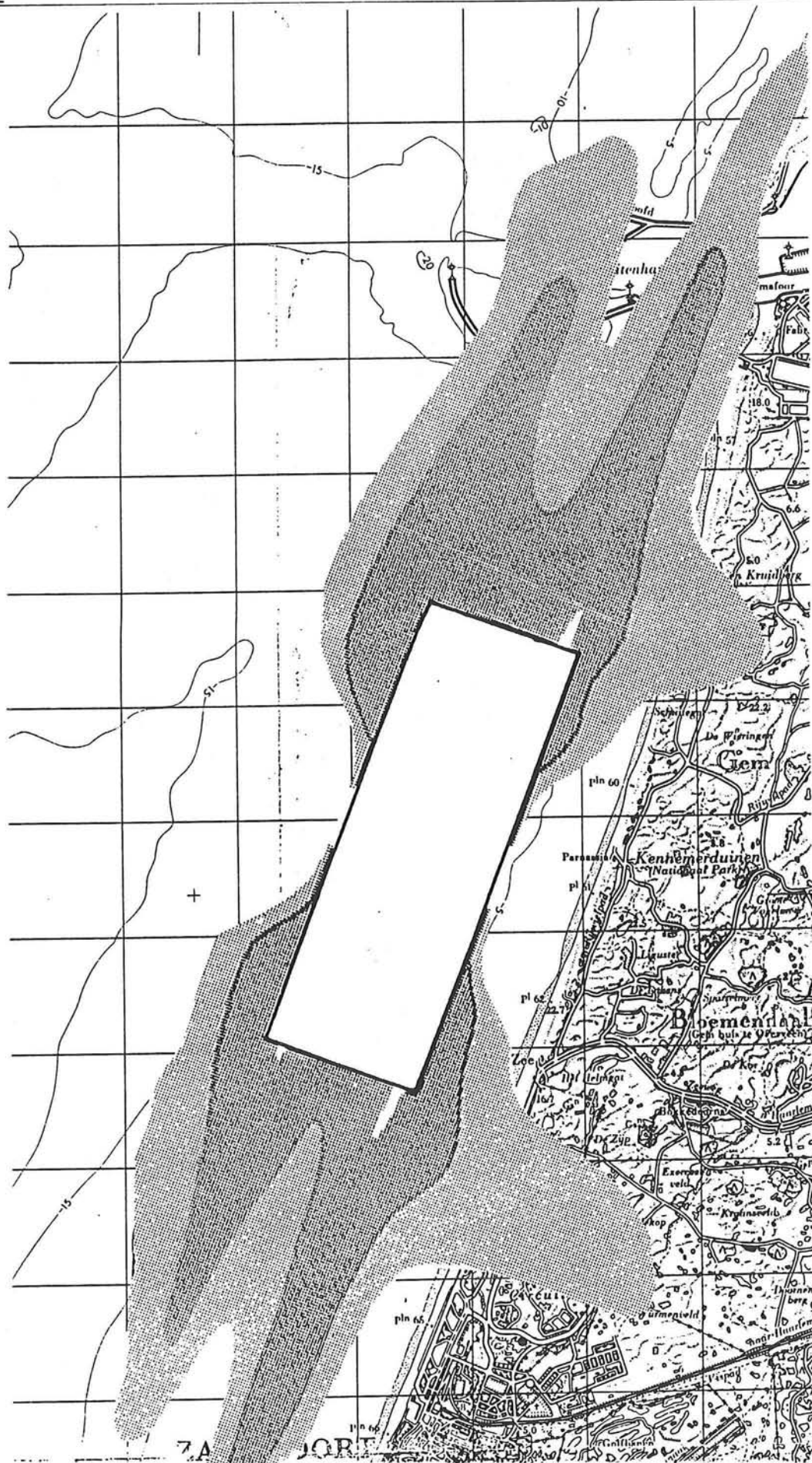
Ook over de golfhoogten zijn geen statistische gegevens bekend. Onderzoekingen van Lloyds Register van een aantal jaren terug leidde tot de volgende formule:

$$\text{golfhoogte} = 1,633(L)^{0.3}$$

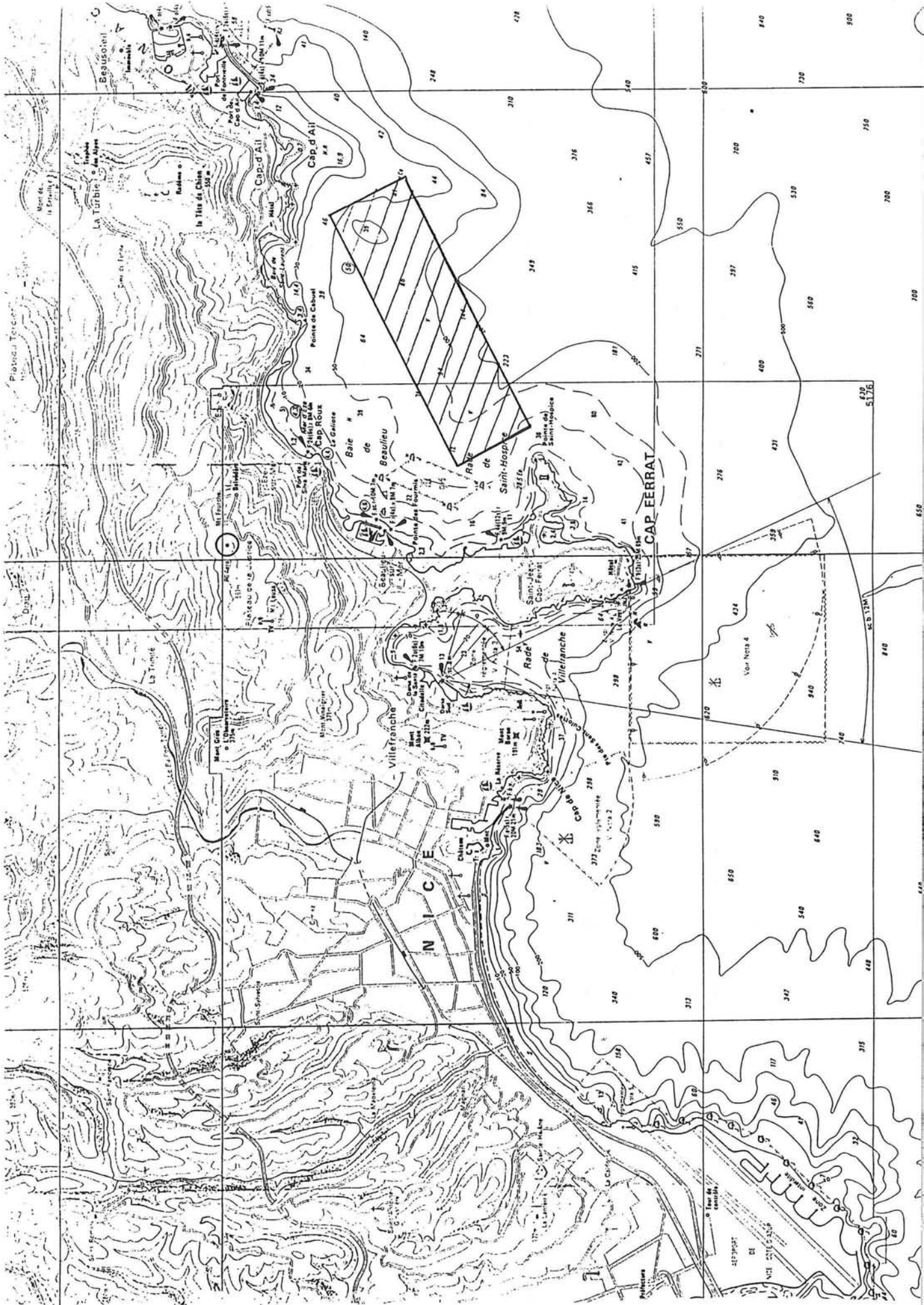
In dit geval leidt dit tot een golfhoogte van 8,25 m.

In de omgeving van Nice is meestal sprake van afluende wind. Dergelijk grote golfhoogten zullen dan ook uiterst zelden optreden.

Wordt ter bepaling van de golfhoogten gewerkt met het door het K.N.M.I. ontwikkelde nomogram, met als invoer de strijklengte en de windsnelheid (in dit geval een 700 km resp. windkracht 10 en een volledig ontwikkelde zeegang) dan vindt men ook een golfhoogte van 8 à 9 m. Dit is echter een significante golfhoogte. Hogere golven kunnen wel voorkomen, dan mag echter voor de constructie met een lagere veiligheid worden gerekend. Het betreft dan immers extreme omstandigheden. Deze voor de Noordzee ontwikkelde nomogrammen geven toegepast op de Middellandse zee een te ongunstige situatie. In dit stadium van voorlopig ontwerp wordt gerekend met 8,25 m ontwerpgolfhoogte.



figuur 1-2 lokatie Noordzee



figuur 1-3 lokatie Nice

## Deel A Groot vliegveld

### HOOFDSTUK 2 ALGEMEEN

#### 2.1. Ontwerp standaard vliegveld

In de nu volgende paragraaf worden globaal de afmetingen bepaald van een vliegveld. Het betreft hier een universeel ontwerp dat gebruikt zal worden om de verschillende constructie mogelijkheden, polder, kunstmatig eiland, palen en drijvend te vergelijken.

Offshore vliegveld komen vooral nabij grote stedelijke agglomeraties, waar de grondprijzen hoog zijn en de overlast maximaal, tot hun recht. Daarom is de aanleg van een vliegveld met een grote capaciteit wenselijk. Gekozen is dan ook voor een vliegveld met twee parallelle banen, met de terminal daartussen. Gezien het feit dat de precieze lokatie van het vliegveld nog niet bekend is en daarmee de overheersende windrichtingen, is niet gekozen voor banen in meerdere richtingen. Deze keuze wordt nog ondersteund door het feit dat vliegtuigen steeds minder zijwindgevoelig worden.

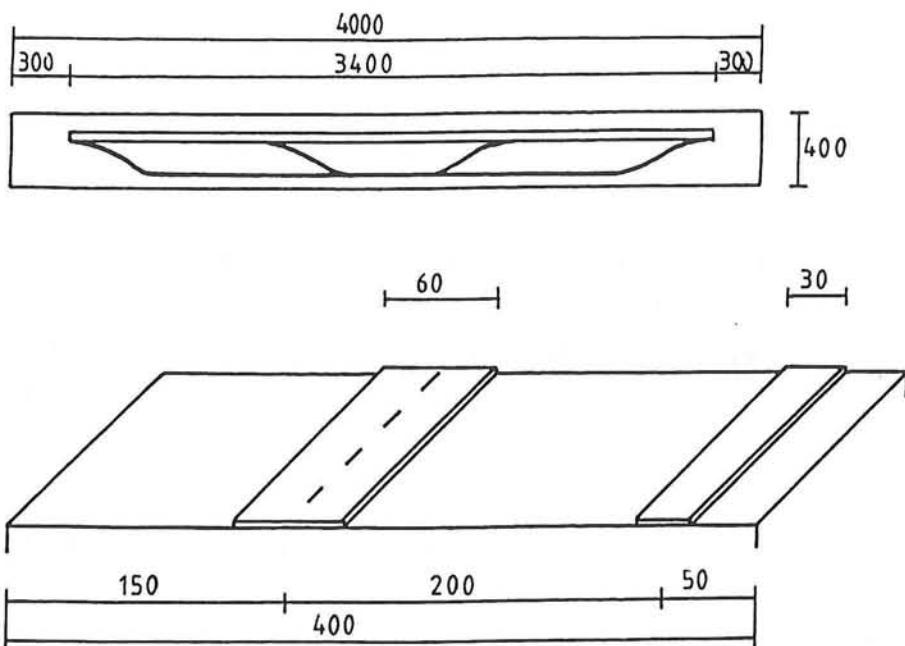
De twee voorziene startbanen komen te liggen op een hart op hart afstand van 1500 meter. Dit maakt dat de banen geheel onafhankelijk van elkaar gebruikt kunnen worden en er bovendien I.F.R.<sup>2</sup>landingen uitgevoerd kunnen. Een maximale capaciteit van 180000 vliegbewegingen per jaar is dan denkbaar.

Behalve de onder geschetste afmetingen is ook de obstakelvrije ruimte van belang. Boven water is dit meestal geen probleem, echter bij toepassing van een diepe polder wel. De obstakelvrije ruimte loopt vanaf het eind van de startbaan met een helling van 2% omhoog. In het geval van een 30 m diepe polder maakt dat, dat deze 3000 m langer moet zijn dan de start- c.q. landingsbaan.

---

<sup>2</sup>I.F.R. Instrument Flight Rules. Indien aan de I.F.R. regels wordt voldaan wordt het luchtverkeer geheel door de vluchtleiding gecontroleerd en is er geen visueel contact tussen de vliegtuigen nodig.

Conform de eisen van de I.C.A.O.<sup>3</sup> ziet de lay-out van het standaard vliegveld er als volgt uit:

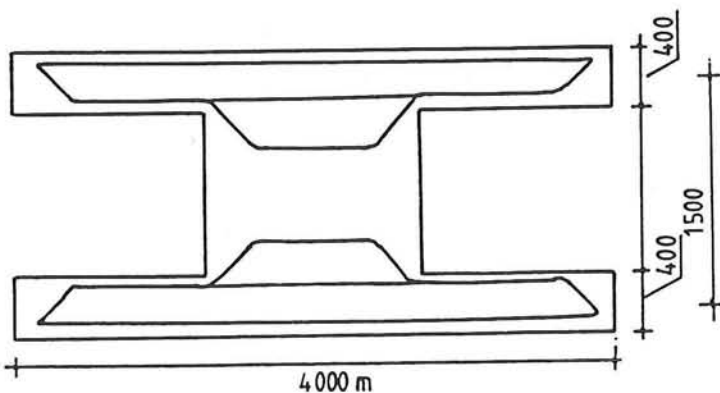


figuur 2-1 afmetingen startbaan

Als terminalruimte is hetzelfde oppervlak aangehouden als dat van een startbaan. Het totale netto oppervlak bedraagt zo:

$$3 * 400 * 4000 = 4,8 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

Voor een drijvend vliegveld, of een vliegveld op palen is dit ook het bruto oppervlak. Voor een kunstmatig eiland of een lokatie op het land echter is het bruto oppervlak groter.



figuur 2-2 afmetingen totale vliegveld

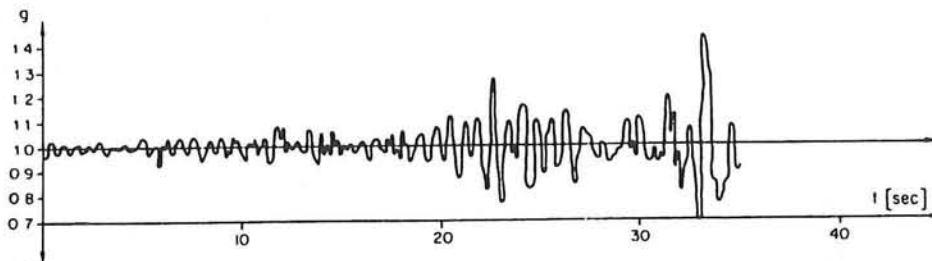
<sup>3</sup>I.C.A.O. International Civil Aviation Organization

## 2.2. Belasting door vliegtuigen

Voor vliegtuigen geldt een maximaal startgewicht en een maximaal landingsgewicht. In principe treden de grootste belastingen op de baan op bij de aanvang van het opstijgen. Het gewicht is dan maximaal en de draagkracht van de vleugels minimaal.

Als het vliegtuig snelheid krijgt zullen er door oneffenheden van de baan dynamische krachten optreden. Deze krachten zijn afhankelijk van de toestand van de baan.

In onderstaand figuur zijn de verticale versnellingen van het zwaartepunt van een vliegtuig te zien, zoals die optraden tijdens het opstijgen van een zeer slechte baan.



*figuur 2-3 verticale versnellingen gemeten door Swissair bij het zwaartepunt van een DC-10 bij het opstijgen van een slechte baan*

In het algemeen zullen de totale belastingen niet groter worden dan 1,5 x de statische belastingen. Is dit toch het geval dan is er sprake van een ontoelaatbare toestand van de baan en dient er actie te worden ondernomen. In feite is een belasting van 1,3 g al onaanvaardbaar i.v.m. het comfort.

Bij een landing is het gewicht van een vliegtuig 10% (Fokker 100) tot 25% (Boeing 747) lager dan bij het opstijgen. Hierdoor en door het feit dat bij de touchdown de vleugels het grootste deel van de belasting dragen, is de startprocedure maatgevend.

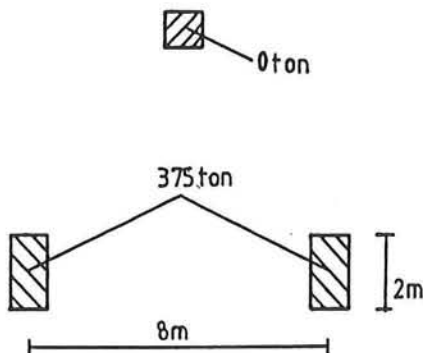
In geval van een calamiteit, b.v. het neerstorten tijdens de landing, kunnen de belastingen aanzienlijk groter zijn. De hierdoor veroorzaakte beschadigen zijn echter in het algemeen plaatselijk en worden gezien de uitzonderlijkheid van de situatie geaccepteerd. Voorkomen dient te worden dat de constructie als

geheel verloren gaat.

De vraag die nu rijst is wat het maximale startgewicht van een volbelast vliegtuig zal zijn over 20 of 30 jaar. Te verwachten valt dat dit gewicht zal toenemen. Een raming dient gemaakt te worden in welke mate dit zal optreden. Aangenomen wordt een maximum startgewicht van  $1,25 \times$  dat van een Boeing 747-400, momenteel het zwaarste reguliere verkeersvliegtuig. Deze waarde is arbitrair. Gezien het feit dat dit type vliegtuig tot ver in de 21<sup>e</sup> eeuw dienst moet doen en de reserve die in de factor 1,25 is gebouwd, valt te verwachten dat er over deze periode geen beperkingen opgelegd hoeven te worden aan het type vliegtuig dat gebruik kan maken van het vliegveld. Het maximale startgewicht komt dan op  $1,25 \times 385 = 4810$  kN, afgerond op 5000 kN. De dynamische belasting zal dan maximaal  $1,5 \times 5000 = 7500$  kN bedragen.

Van belang is ook de configuratie van het onderstel. De huidige grote vliegtuigen hebben in het algemeen een landingsgestel voor, met 1 tot 4 wielen en meerdere landingsgestellen achter. Dit kan variëren van 2 tot 4. Elk landingsgestel achter kan voorzien zijn van 2 of 4 wielen, hoewel grotere aantallen ook voor komen.

Voor de dimensionering van het vliegdek speelt verder nog de afstand tussen de landingsgestellen een rol. Dit kan variëren van 3,81 m (binnenste landingsgestel-B747) tot 11,02 m (buitenste landingsgestel-B747). E.e.a. wordt omgezet in een standaard maatgevend vliegtuig met de volgende configuratie:



figuur 2-4 configuratie van het landingsgestel van het maatgevende vliegtuig



De hoofdlandingsgestellen worden geacht alle belasting te dragen. Normaal gesproken dragen de neuswielen 5 tot 10% van de totale belasting. Voor de belasting van het hoofdlandingsgestel wordt hiermee geen rekening gehouden. Per wielstel volgt hieruit een belasting van  $7500/2 = 3750$  kN(dynamisch).



## HOOFDSTUK 3 KUNSTMATIG EILAND

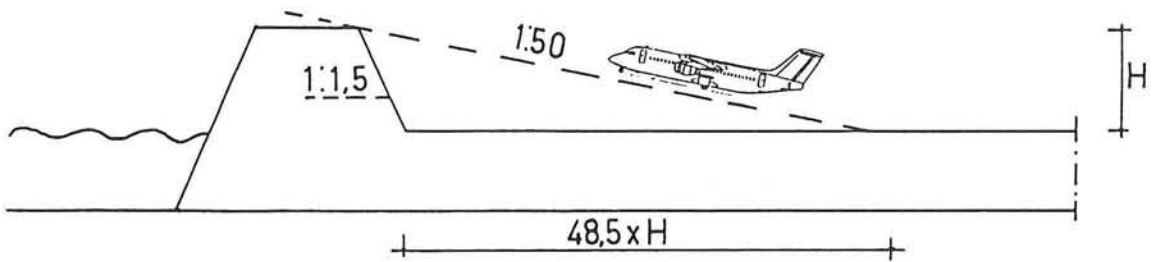
### 3.1. Hoogteligging terrein

De terreinhoogte van een kunstmatig eiland moet volgen uit een economische afweging waarin de kans op overstromen van het terrein en de bijbehorende schade worden beschouwd in vergelijking tot de kosten welke worden gemaakt om het risico op een bepaald niveau te brengen. Het risico is de kans op overstromen maal de gevolgen hiervan. Voor de berekening van de kans op onderlopen dient enerzijds de belastingzijde onderzocht te worden (waterstanden, golfhoogten etc.) anderzijds dienen alle bezwijkmechanismen onderzocht te worden. De bepaling van deze kans is een zeer omvangrijk werk en wordt in het kader van deze studie niet uitgevoerd. De gevolgen van het onderlopen van het terrein zijn alleen nog maar te schatten aangezien het op dit moment nog niet duidelijk is hoe hoog de investeringen op het vliegveld zullen zijn. Ook zouden er aannames gedaan moeten worden over het aantal vliegtuigen dat nog zou kunnen vertrekken en andere vliegtuigen die verloren zouden gaan. Het aantal mensen dat bij een dergelijke ramp om zou komen moet ook geschat worden. Het resultaat van een dergelijke berekening is een terreinhoogte tussen polderniveau en het stormvloedpeil (s.v.p.).

In deze studie wordt alleen naar het uiterste niveau gekeken n.l. een kunstmatig eiland minimaal op het stormvloedpeil.

Voor de kans op overstromingen wordt de delta norm aangehouden voor gebieden waarin hoge investeringen plaatsvinden. Voor deze gebieden geldt een overstromingskans van eens in de 10.000 jaar.

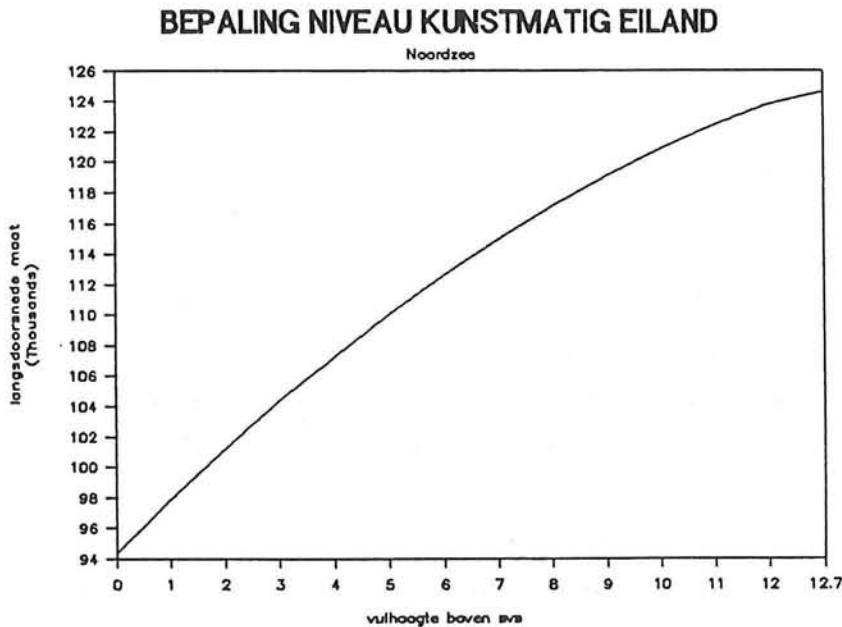
De meest economische terreinhoogte wordt ook bepaald door de obstakel vrije ruimte. Voor een opstijgend of landend vliegtuig geldt dat binnen een helling van 2% tot het begin van de baan en binnen een zelfde gebied vanaf het einde van de baan, zich geen obstakels mogen bevinden. Nu is de dijk welke de golfoploop moet keren een obstakel wat in deze ruimte komt. Bij een binnentalud van 1:1,5 moet het einde van de baan op (50 - 1,5) maal de dijkhoogte van de dijkvoet liggen (zie figuur 3-1).



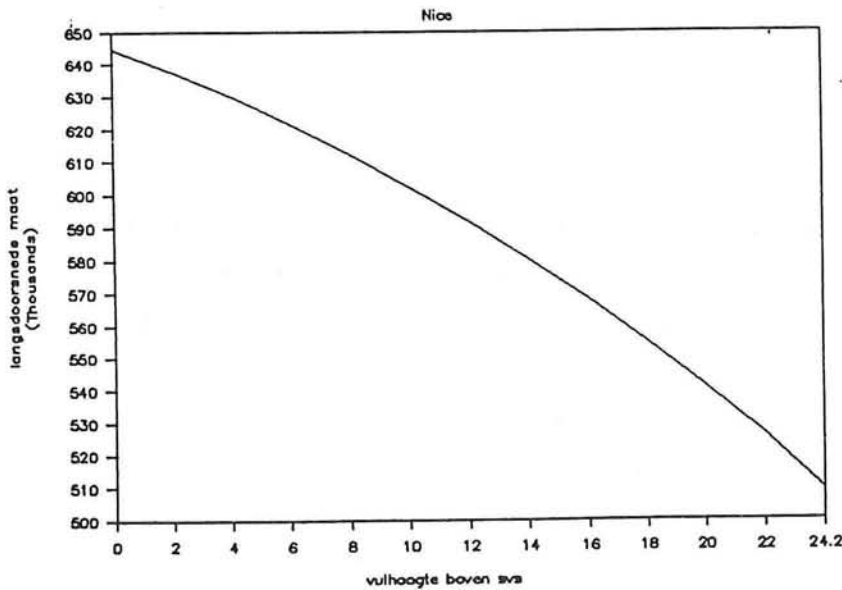
figuur 3-1 obstakel vrije zone

Door het eilandniveau te variëren boven het stormvloedpeil, verandert de dijkhoogte en de totale lengte van het eiland. Mogelijke variatie vindt dus plaats tussen het stormvloedpeil en de kruinhoogte.

In figuur 3-2 is voor beide lokaties horizontaal het eilandniveau boven het stormvloedpeil uitgezet en verticaal is een maat voor de totale hoeveelheid ophoogmateriaal uitgezet. Het eilandniveau wordt zoals gezegd aan de onderkant begrensd door het stormvloedpeil en aan de bovenkant door de kruinhoogte.



figuur 3-2a eilandniveau lokatie Noordzee



figuur 3-2b eilandniveau lokatie Nice

Uit de grafieken blijkt dat voor de Noordzee het minimale en voor Nice het maximale niveau nagestreefd moet worden. Voor een eiland in 20 meter diep water maakt het niveau nauwelijks verschil in kosten. Hier wordt voor een laag gelegen vliegveld gekozen omdat de ruimte uit de obstakelvrije ruimte benut kan worden voor lage bebouwing b.v. hangars. Deze ruimte is in de berekeningen welke ten grondslag liggen aan de grafieken als verloren ruimte beschouwd.

### 3.2. Zeeweringsconstructies; mogelijke vormen

- a) Zandstranden met duin
- b) Taludverdedigingsconstructie
- c) Monolietconstructie

ad a) Het strand rond een kunstmatig eiland zal geen evenwicht vertonen tussen aanwas en afname. Er moet dus een afslagzone in het profiel opgenomen worden welke regelmatig aangevuld wordt. Nader modelonderzoek is nodig om de zandbeweging rond het eiland te voorspellen.

Voordeel is dat strand en de duinen geheel uit zand zijn opgebouwd dat goedkoop en eenvoudig te verwerken is.

- ad b) Een taludverdedigingsconstructie kan bestaan uit los gestorte of samenwerkende elementen. Bij eerstgenoemde bestaat de buitenste laag uit zware beton- of steenblokken. Onder de buitenste laag moet ter voorkoming van uitspoelen van ophoogmateriaal een filter worden opgebouwd, bestaande uit breuksteen in verschillende lagen en grind. Boven worden de betonkubussen veelal gesteund door een betonnen kruinstuk. Er dienen maatregelen genomen te worden opdat opspattend water van brekende golven geen hinder kan geven voor het vliegverkeer. Voor samenwerkende elementen is het vereiste gewicht voor een stabiele bekleding kleiner. Voorbeelden hiervan zijn gepenetreerd stortsteen en steenzettingen.
- ad c) Voor de begrenzing van een kunstmatig eiland kan gebruik worden gemaakt van een doorgaande rij, in een bouwdok gemaakte caissons. Aan de voorzijde van het caisson wordt een teenbescherming aangebracht. Voor het caisson kunnen staande golven en een sterke stroming ontstaan.

Voor de Noordzee blijkt uit een vergelijkende studie [1] dat globaal genomen het caisson aanzienlijk duurder is dan de duinverdediging en de taludverdedigingsconstructie. Het caisson wordt hier dan ook niet uitgewerkt.

De ontwerpen voor de zeeweringen zijn grof bepaald. Gebruik wordt gemaakt van empirische formules. De stabiliteit is niet gecontroleerd. Het is gebruikelijk om dergelijke ontwerpen door middel van modelproeven te testen.

### 3.3. Kunstmatig eiland Noordzee 12 m diep

#### 3.3.1. Kunstmatig eiland met een taludverdedigingsconstructie

De verdedigingsconstructie is opgebouwd uit een aantal lagen. De afzonderlijke elementen van de buitenste laag moeten stabiel zijn. Hiervoor wordt een schade criterium gebruikt: het percentage dat verloren kan gaan in de ontwerpstorm. Het gewicht wordt bepaald met de formule van Hudson:

$$W = \frac{Q * g * H_s^3}{K_d * \Delta^3 * \cot\alpha}$$

$W$  = gewicht element [N]

$\rho$  = dichtheid element [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]

$\Delta$  = relatieve dichtheid van element

$\alpha$  = taludhelling

$K_d$  = schade coëfficiënt waarin ook ondergebracht vorm, ruwheid, etc.

In de afgelopen jaren zijn talloze ruimtelijke betonelementen ontwikkeld welke door hun vorm en grote haakweerstand hoge  $K_d$  waarden bezitten. Vanwege de lage kosten is echter gekozen voor betonkubussen.

Voor de soortelijke massa is vanwege de kosten en de verwerkbaarheid gekozen voor  $2500 \text{ kg}/\text{m}^3$ . Een nadere afweging van het gebruikte materiaal zou gemaakt moeten worden.

De overige eigenschappen van de kubussen zijn:

$k_d = 14$  (5% schade criterium)

$k = 1,1$  (stapel coëfficiënt)

$f = 0,55$  (factor voor ruwheid van talud)

$n = 47\%$  (hoeveelheid beton per blokkenlaag)

De daaropvolgende laag (secundaire laag) wordt opgebouwd uit steenblokken:

$\rho = 2700 \text{ kg}/\text{m}^3$

$k_d = 4,5$

$k = 1,0 - 1,15$

$f = 0,55$

De tweede laag is opgebouwd uit elementen met een gewicht van 10% van het gewicht van de primaire laag. Nu kan met de Hudson formule worden berekend aan welke golven tijdens de bouwfase tegenstand kan worden geboden.

Onder deze laag komt een verdelingslaag van stortsteen en vervolgens een filtermat.

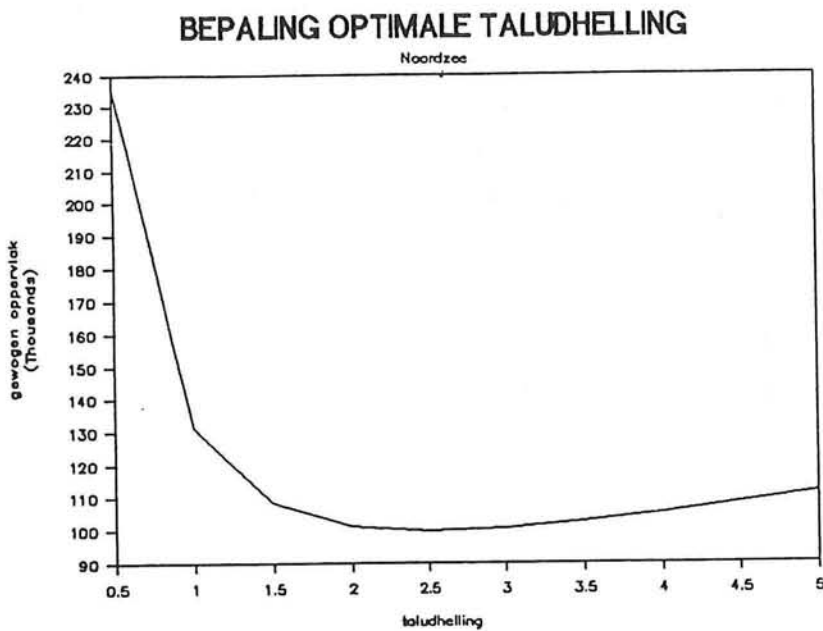
Opmerking bij de formule van Hudson:

De formule is slechts een "vuistregel" om de orde van grootte van het blokgewicht te schatten. Dit geldt zowel voor de formule als voor de parameters. Zo is de waarde van  $f$  discutabel daar de formule afgeleid is voor minder ruwe bekledingen.

helling talud

Door het toepassen van een wat flauwere helling wordt de basis

van de verdedigingsconstructie verbreed echter door de afname van de golfoploop vermindert de hoogte van de kering. Wanneer een maat voor de doorsnede van de dijk wordt uitgezet tegen de helling van het talud, ontstaat een minimum doorsnede bij een helling van 1:3. Wordt nu het oppervlak met beton en stortsteen 50 maal zo zwaar in rekening gebracht dan het oppervlak zand (i.v.m. de verhouding van de kosten) ontstaat dit optimum bij 1:2,5. De toegepaste helling is dus 1:2,5.



figuur 3-3 bepaling taludhelling

golfoploop

Wanneer een waterkering blootgesteld wordt aan golfaanval zullen deze golven tegen de kering oplopen. In Nederland is de gewoonte gegroeid om een dijk met twee procent golfoploop te berekenen. Dit wil zeggen dat 2% van de golven de in rekening gebrachte golfoploop overschrijdt. Binnen zekere grenzen geldt voor de golfoploop:

$$z_{2\%} = 8 * f * H_s * \tan \alpha * \cos \beta (1 - B/L)$$

$\alpha$  = hellingshoek van aangevallen talud

$\beta$  = invalshoek van golven t.o.v. normaal op dijkas

B = bermbreedte



berekening profiel

De golfoploop:  $z_{2\%} = 8 * 0,55 * 7,2 * \tan(\alpha) = 12,7 \text{ m}$

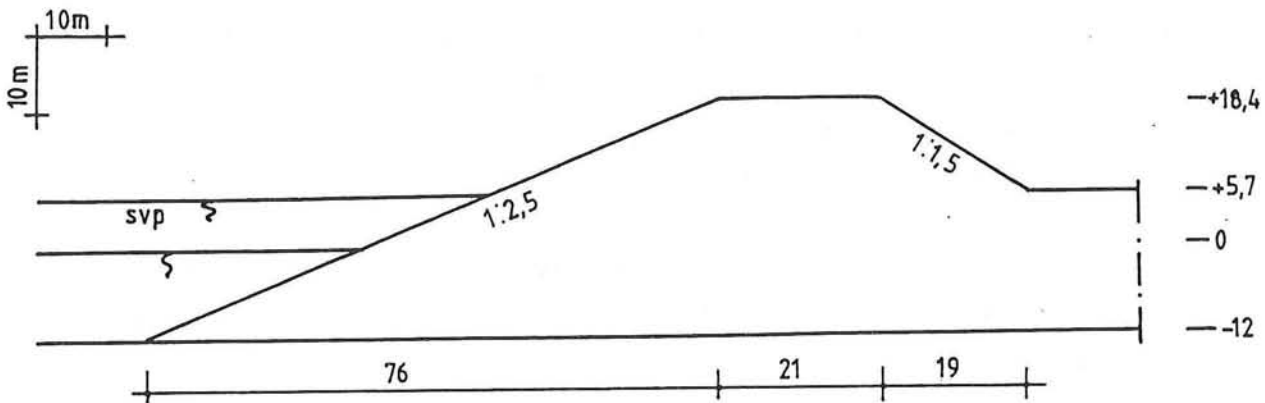
Het ontwerppeil is het stormvloedpeil = +5,20 m

De waakhoogte is stormvloedpeil +  $Z_{2\%} = +17,9 \text{ m}$

Voor het totaal van zetting klink en zeespiegelrijzing etc. wordt 0.5 meter aangehouden.

De aanleghoogte wordt  $17,9 + 0,5 = +18,4 \text{ m}$

Totale hoogte =  $12 + 18,4 = 30,4 \text{ m}$



figuur 3-4 profiel taludverdedigingsconstructie

De primaire laag strekt zich globaal uit tot 1,5 maal de significante golfhoogte beneden de laagwaterlijn. In dit geval is dat tot de bodem.

$$W = \frac{2500 * 7,2^3}{0,87 * 14 * (2500/1025 - 1)^3 * 2,5} = 10,53 \text{ ton}$$

De laagdikte wordt bepaald door twee op elkaar liggende blokken =>

$$\begin{aligned} \text{laagdikte } t &= 2 * k * \sqrt[3]{(W/\rho)} \\ &= 2 * 1,1 * \sqrt[3]{(10530/2500)} = 3,6 \text{ meter.} \end{aligned}$$

Gekozen is om gebruik te maken van een kruinstuk. Zo blijven de afmetingen van de kruin relatief klein. De breedte van deze keermuur is 1,5 maal de hoogte. De primaire laag loopt drie blokken door op de kruin en er ligt een 10 meter brede weg op de kruin. De totale breedte wordt:

$$B = (3 * 1,1 + 1,5 * 2 * 1,1) * \sqrt[3]{(10,53/2500)} + 10 = 20,66 \text{ m.}$$

De aanleghoogte van het eiland is s.v.p. + 0,5 m = 5,7 m.

Helling van binnentalud tussen +5,7 m en +17,9 m is 1:1,5.

De secundaire laag wordt opgebouwd uit breuksteen. Het gewicht van de secundaire laag is ongeveer 1/10 van het gewicht van de

primaire laag.

$$W = 0,1 \cdot 10,53 \approx 1 \text{ ton}$$

$$t = 2 \cdot 1,1 \cdot \sqrt[3]{(1000/2700)} = 1,58 \text{ m}$$

Tijdens de aanlegfase wordt deze laag direct aan golfaanval blootgesteld. De golven die deze laag kan verdragen zijn:

$$H_s = \sqrt[3]{(1000 \cdot 0,85 \cdot 4,5 \cdot (2700/1025-1)^3 \cdot 2,5/2700)} = 2,5 \text{ m.}$$

Dit is een golfhoogte die enige keren per jaar voorkomt. Er zal wanneer stortsteen van 1 ton wordt toegepast te veel schade ontstaan tijdens de aanleg. Een golf welke eens in de 10 jaar voorkomt is voor de dimensionering van de secundaire laag acceptabel. Hierbij hoort een golfhoogte van 4,5 meter.

$$W = \frac{2700 \cdot 4,5^3}{4,5 \cdot (2700/1025-1)^3 \cdot 2,5} = 5,01 \text{ ton}$$

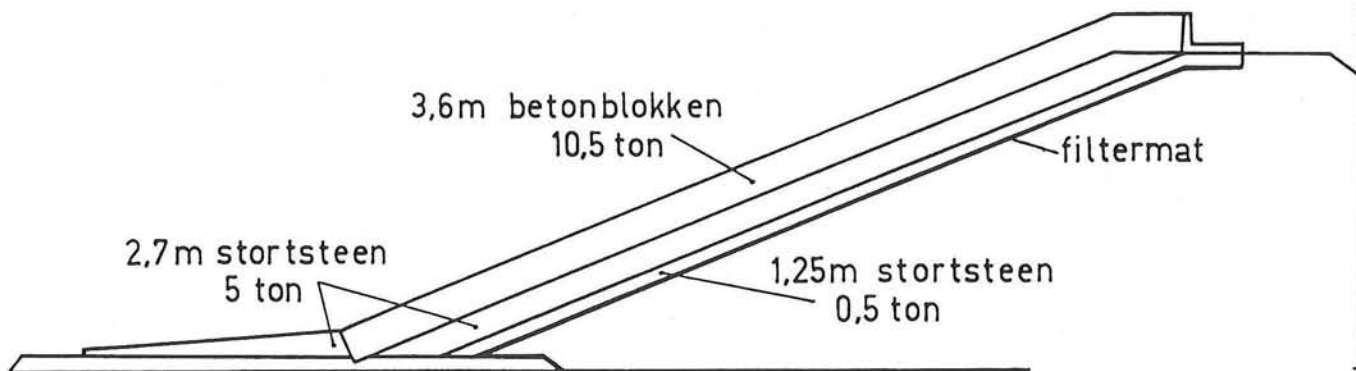
$$t = 2 \cdot 1,1 \cdot \sqrt[3]{(5010/2700)} = 2,7 \text{ m}$$

Onder deze laag wordt een verdelingslaag stortsteen (0,5 ton; 1,25 m) en vervolgens een filtermat aangebracht om het uitspoelen van zand te voorkomen.

Onder aan het talud wordt een teenverdedigingsconstructie opgeworpen om uitschuring te voorkomen. De teen wordt opgebouwd uit de zelfde stortsteen als de secundaire laag.

$$\cot(\alpha) = \frac{2700 \cdot 7,2^3}{0,87 \cdot 4,5 \cdot (2700/1025-1)^3 \cdot 5010} = 12 \Rightarrow \alpha = 5^\circ$$

Onder de teen komt een 1.5 meter dikke overgangslaag van grind.

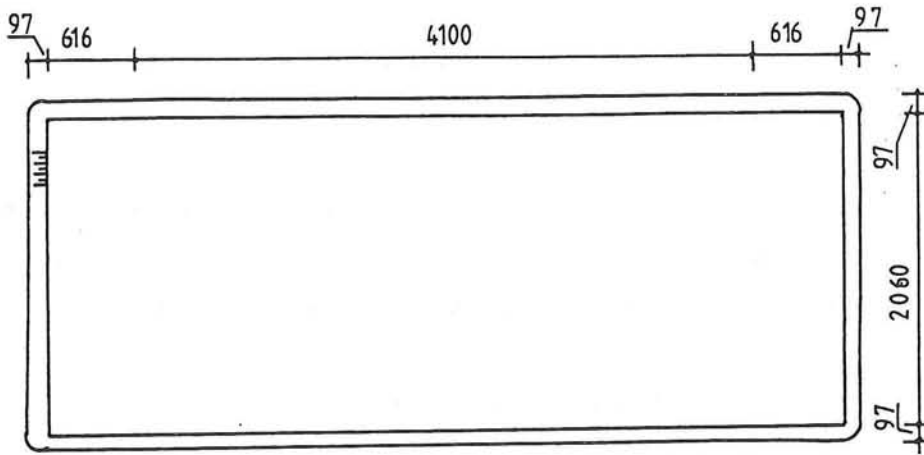


figuur 3-5 opbouw taludverdedigingsconstructie

afmetingen eiland met taludverdedigingsconstructie

$$\text{Oppervlak: } (4100 + 2 \cdot 48,5 \cdot 12,7) \cdot 2060 = 10,98 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

$$\text{Omtrek: } 2 \cdot (4100 + 2 \cdot 48,5 \cdot 12,7 + 2060) = 14,78 \cdot 10^3 \text{ m}$$



figuur 3-6 afmetingen eiland met taludverdedigingsconstructie

### uitvoering

Het zand voor het eiland wordt met schepen aangevoerd. Door hiervoor onderlossers te gebruiken kan een gedeelte van het zandlichaam door het openen van deze schepen direct worden gestort. Wanneer de top van de ophoging nabij de gemiddelde waterstand komt moet vanwege de diepgang van de onderlossers overgegaan worden op een andere methode van ophogen; b.v. opspuiten. De onderlossers dumpen het zand nabij het toekomstig eiland vanwaar het zand wordt opgezogen en op het eiland gespoten wordt.

### hoeveelheden en kosten

Voor de berekening van de kosten worden de volgende kentallen gehanteerd:

beton: f250/m<sup>3</sup>

stortsteen: f80/m<sup>3</sup>

grind: f40/m<sup>3</sup>

filterdoek: f75/m<sup>2</sup>

zand: f5/m<sup>3</sup>

Betonblokken: 314 m <sup>2</sup> /m	* 0,47 * f250 =	f36895
Stortsteen laag 1: 264 m <sup>2</sup> /m	* 80 =	21120
Stortsteen laag 2: 109 m <sup>2</sup> /m	* 80 =	8720
Grind: 80 m <sup>2</sup> /m	* 40 =	3200
Filterdoek: 100 m/m	* 75 =	7500
Zand 2025 m <sup>2</sup> /m	* 5 =	<u>10125</u>

f87,56 · 10<sup>3</sup>/m

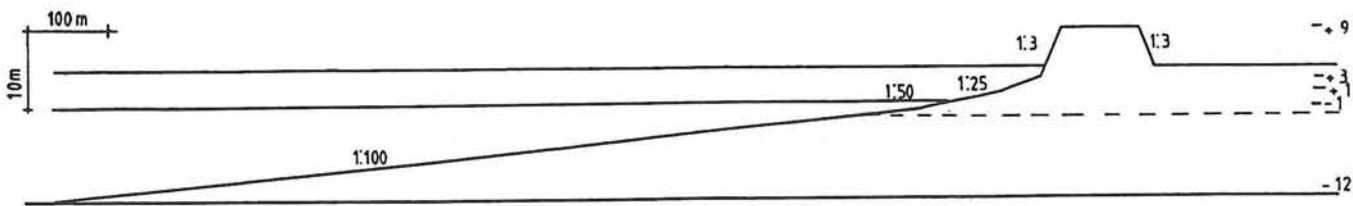
Totale kosten

$$f87,56 \cdot 10^3 \cdot 14,78 \cdot 10^3 + 17,2 \cdot 5 \cdot 10,98 \cdot 10^6 = f2,2 \cdot 10^9$$

### 3.3.2. Duinprofiel

Omdat de golven op het vlakke strand nagenoeg al hun energie verloren hebben bij het bereiken van het duin, hoeft de kruin hiervan slechts 3 à 4 meter boven de ontwerpwaterstand te liggen.

Het volgende profiel is aangenomen:



figuur 3-7 profiel duin

Er vindt een geleidelijke overgang plaats van het talud onder water 1:100 naar de helling van het duin 1:5.

$$\begin{aligned} \text{Oppervlak eiland} &= (1200 + 2 \cdot 300 + 2 \cdot 130) \cdot (4100 + 2 \cdot (50 - 3) \cdot 3,8) \\ &= 9,181 \cdot 10^6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Omtrek eiland} = 2 \cdot 2060 + 2 \cdot 4457 = 13,034 \cdot 10^3 \text{ m}$$

$$\text{Doorsnede duin} = 1,059 \cdot 10^3 \text{ m}^2$$

De zandverliezen van een dergelijk lang, voor de kust gelegen strand zullen proefondervindelijk vastgesteld moeten worden. Door het aanleggen van strandhoofden kunnen deze verliezen worden verminderd. De kosten van de zandsuppleties moeten afgewogen worden tegen de kosten van de strandhoofden. Hier wordt uitgegaan van een strand zonder strandhoofden. Aangenomen zandverlies is  $1,5 \cdot 10^6$  kubieke meter per jaar.

Over een periode van 50 jaar moet 75 miljoen  $\text{m}^3$  aangevuld worden.

Hoeveelheid zand:

$$75 \cdot 10^6 + 9,181 \cdot 10^6 \cdot 17,2 + 13,034 \cdot 10^3 \cdot 1,059 \cdot 10^4 = 371 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Kosten:

$$f5,- \cdot 371 \cdot 10^6 = f1,9 \cdot 10^9$$

### 3.4. Kunstmatig eiland Noordzee 20 meter diep

#### 3.4.1. Kunstmatig eiland met een taludverdedegingsconstructie

De kosten van een in 20 meter waterdiepte op de Noordzee gelegen kunstmatig eiland met een taludverdedegingsconstructie worden hier bepaald. De optredende golfhoogte is 9,5 meter.

In dit geval maakt het voor de kosten nauwelijks verschil of het eilandniveau op stormvloedpeil ligt of op kruinhoogte. Vanwege het oppervlak dat bij een eiland op stormvloedniveau aanzienlijk groter is, wordt deze variant uitgewerkt. De helling van het talud is 1:2,5.

$$\text{Golfoploop } z_{2\%} = 8 \cdot 0,55 \cdot 9,5 \cdot 1/2,5 = 16,7 \text{ m.}$$

$$\text{Ontwerpniveau} = +5,20 \text{ m}$$

$$\text{Waakhoogte} = +21,9 \text{ m}$$

$$\text{Aanleghoogte} = +22,4 \text{ m}$$

$$\text{Totale hoogte} = 20 + 22,4 = 42,4 \text{ meter.}$$

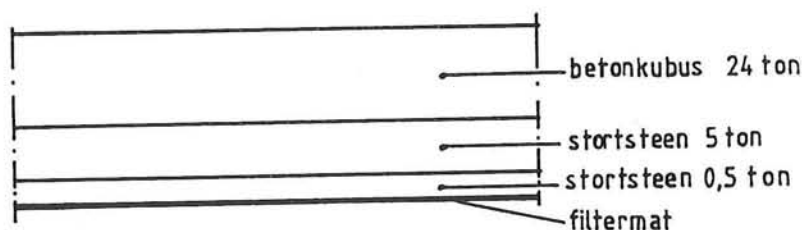
De opbouw van de verdediging ziet er hetzelfde uit als het in 12 meter diep water gelegen eiland.

$$W = \frac{2500 \cdot 9,5^3}{0,87 \cdot 14 (2500/1025 - 1)^3 \cdot 2,5} = 23,62 \text{ ton.}$$

$$t = 2 \cdot 1,1 \cdot \sqrt[3]{(23,62/2,5)} = 4,7 \text{ meter.}$$

$$\text{Kruinbreedte } B = 3 \cdot t + 10 = 24,1 \text{ meter.}$$

De overige laagafmetingen zijn gelijk aan het 12 meter eiland.



figuur 3-8 opbouw verdedigingsconstructie

$$\text{Oppervlak} = (4100 + 2 \cdot 48,5 \cdot 16,7) \cdot 2060 = 11,783 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

$$\text{Omtrek} = 2 \cdot (4100 + 2 \cdot 48,5 \cdot 16,7 + 2060) = 15,56 \cdot 10^3 \text{ m}$$

Kosten verdedigingsconstructie per meter:

(de elementkosten zijn gelijk genomen voor beide lokaties op de Noordzee)

Beton: $(7,1+114)*4,7*0,47*f250$	= f66.877,-
Stortsteen laag 1: $(114*2,7 + 10,8*4,2)*f80$	= f28.253,-
Stortsteen laag 2: $(114+7,1)*1,25*f80$	= f12.110,-
Grind:	= f 3.200,-
Filter: $(114+7,1)*f75$	= f 9.083,-
Zand: $3618*f5$	= f18.090,-
De kosten per meter omtrek zijn f137.613,-	
De totale kosten:	
$f137.613,- *15,56 \cdot 10^3 + f5,- *25,7*11,783 \cdot 10^6 = f3,5$ miljard	

### 3.4.2. Duinverdediging

Het duinprofiel is onveranderd t.o.v. de in 12 meter diepte gelegen duin behalve dan dat nu het talud doorloopt tot op 20 meter diepte.

De doorsnede van het duinprofiel is  $24,827 \cdot 10^3 \text{ m}^2$ .

Het totale zandverlies over 50 jaar wordt geschat op  $20/12*75 \cdot 10^6 = 125 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Het totale volume zand dat nodig is om dit eiland te creëren is:

$$125 \cdot 10^6 + 9,181 \cdot 10^6 * 17,2 + 13,034 \cdot 10^3 * 24,827 \cdot 10^3 = 607 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Totale kosten:  $607 \cdot 10^6 * f5,- = f3,0$  miljard.

### 3.5. Kunstmatig eiland Nice

Vanwege de grote diepte wordt geen duin voor Nice "ontworpen". Wel worden de afmetingen bepaald van een kunstmatig eiland met een taludverdedegingsconstructie.

De primaire laag wordt op een diepte van  $1,5*H_s = 12,4 \text{ m}$  afgebroken. De secundaire laag gaat door tot een diepte van  $3*H_s = 24,8 \text{ m}$  onder de laagwaterlijn.

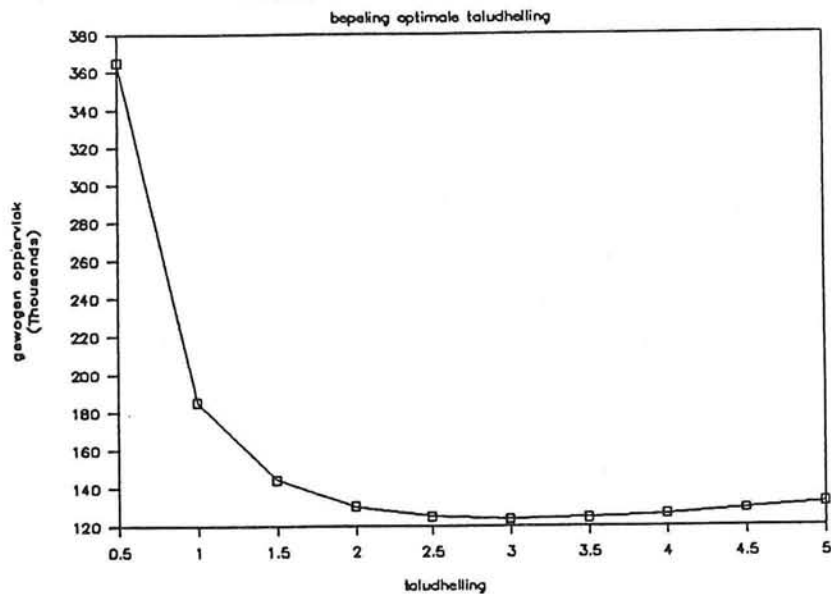
Beneden deze diepte is nauwelijks nog invloed van de golven aanwezig. Er kan dus een onverdedigd talud toegepast worden onder een helling 1:5.

Een alternatief zou een steiler talud kunnen zijn b.v. 1:3 of 1:4. Nu is een afdekkende laag van bijvoorbeeld grind nodig om de onderwaterstabiliteit van het talud te verzekeren. Het is een kostbare zaak een dergelijke laag op grote diepte aan te brengen. Een ander op te lossen probleem bij een steiler talud is het opspuiten. Het steil talud blijft uit zichzelf niet onder deze

helling staan. Voor het opspuiten moeten hier al maatregelen voor genomen worden of het verloren zand moet later weer weggebaggerd worden. Een op zichzelf instabiel talud zal waarschijnlijk duurder zijn dan een talud 1:5 waar extra zand voor opgespoten moet worden.

De optimale taludhelling in het gebied waar een taludverdediging aanwezig is volgt uit de grafiek en is nu 1:3.

### DIJKDOORSNEDE LOK. NICE



figuur 3-9 optimale taludhelling

Voor het onverdedigde talud wordt een helling 1:5 aangehouden. Uit figuur 3-2b blijkt dat het optimale eilandniveau gelijk is aan de aanleghoogte van de verdedigingsconstructie.

$$z_{2\%} = 8 * 0,55 * 8,25 * 1/3 = 12,1 \text{ m}$$

Er is nagenoeg geen getij in de Middellandse zee. Wel treden er waterstandsvariatiën op t.g.v. andere invloeden. Voor het gemak is aangenomen dat deze in de 100 meter diepte zijn verdisconteerd. Voor klink wordt 2,4 meter aangehouden.

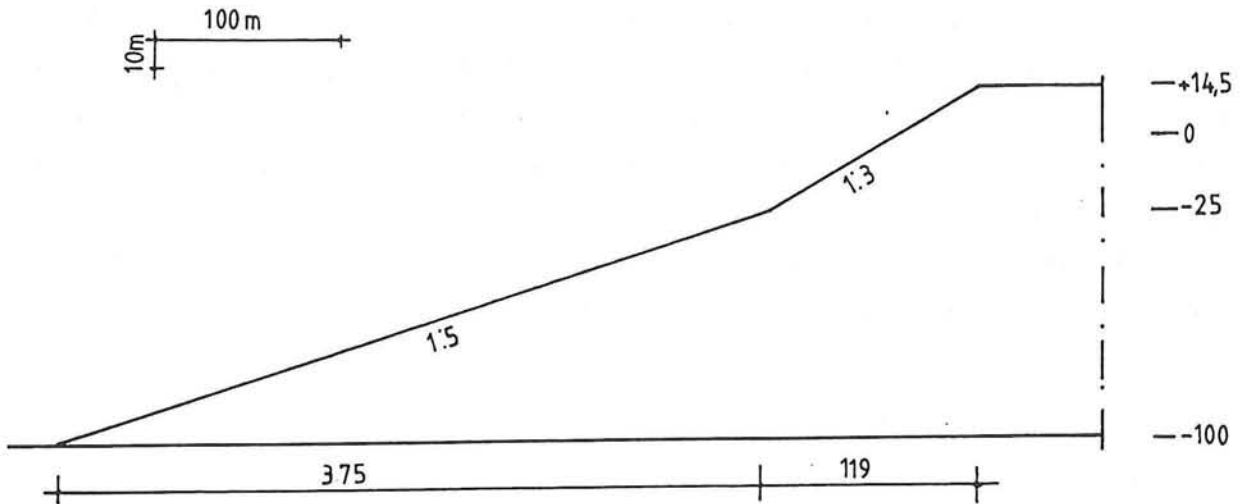
$$\text{Totale hoogte} = h + z_{2\%} = 100 + 12,1 + 2,4 = 114,5 \text{ m}$$

Gewicht van betonblokken in primaire laag

$$W = \frac{2500 * 8,25^3}{14 * (2500/1025 - 1)^3 * 3} = 11,22 \text{ ton}$$

$$t = 2 * 1,1 * \sqrt[3]{(11220/2500)} = 3,6 \text{ m}$$

$$B = 6 * \sqrt[3]{(11220/2500)} + 10 = 20,89 \text{ m}$$



figuur 3-10 profiel eiland

Omdat voor het Middellandse Zee gebied weinig bekend is over golfhoogten wordt dezelfde verhouding tussen  $10^{-4}$  en de  $10^{-1}$  golven aangehouden als in Nederland.

Dit betekent voor de ontwerpgolf voor de secundaire laag:

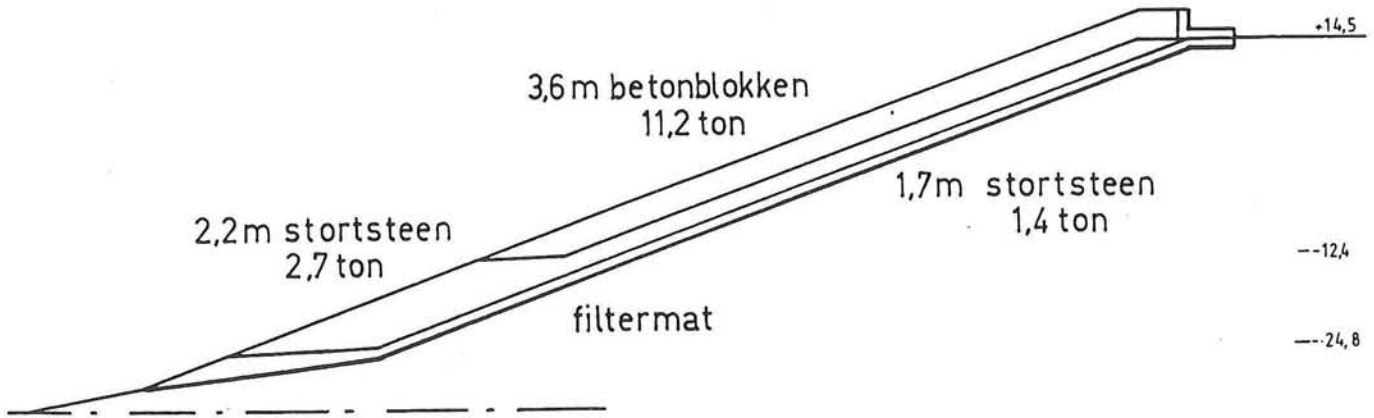
$$H_s = 4,5/9,5 * 8,25 = 3,9 \text{ m.}$$

$$W = \frac{2700 * 3,9^3}{4,5 * (2700/1025 - 1)^3 * 3} = 2,7 \text{ ton} > 0,1 * 11,22 \text{ ton}$$

$$t = 2 * 1,1 * \sqrt[3]{(2700/2700)} = 2,2 \text{ m.}$$

Om een meer regelmatige overgang te maken wordt nog een tweede laag stortsteen aangebracht. Laagdikte  $t = 1,7 \text{ m}$ ,  $W = 1,35 \text{ ton}$ .



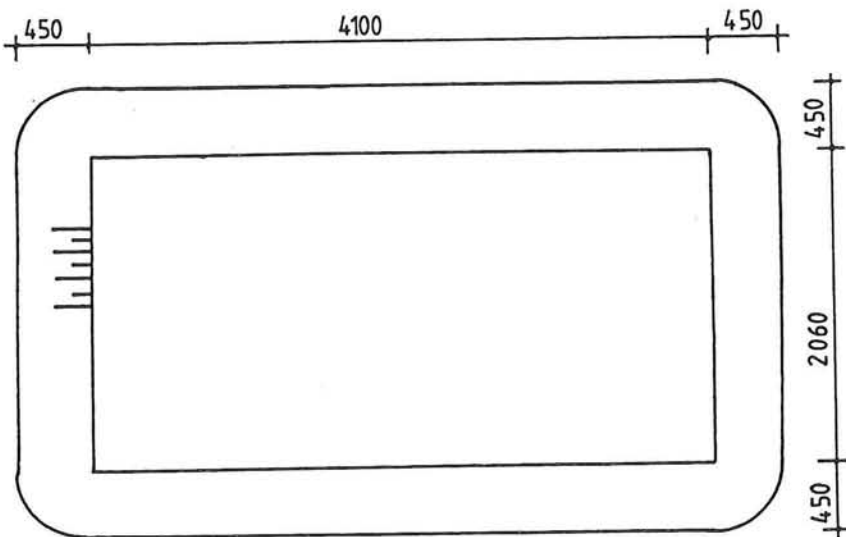


figuur 3-11 opbouw verdedigingsconstructie

#### Afmetingen

$$\text{Oppervlak} = 4100 \cdot 2060 = 8,446 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

$$\text{Omtrek} = 2 \cdot (4100 + 2060) = 12320 \text{ m}$$



figuur 3-12 afmetingen eiland

#### Hoeveelheden

Het ophoog zand is niet in de nabijheid van de gekozen lokatie te vinden. Het moet met schepen aangevoerd worden. De kosten verdubbelen daardoor.

De gehanteerde kentallen zijn verder hetzelfde als de kentallen voor de Noordzee.

Betonkubussen: 310 m <sup>3</sup> /m	* 0.47*	f250 = f	36425
Stortsteen 1: 490 m <sup>3</sup> /m	*	80 =	39200
Stortsteen 2: 149 m <sup>3</sup> /m	*	80 =	11920
Filterdoek: 150 m <sup>2</sup> /m	*	75 =	11250
zand: 22048 m <sup>3</sup> /m	*	10 =	<u>220480</u>
			f319 · 10 <sup>3</sup> /m

Totale kosten:

$$f319 \cdot 10^3 \cdot 12320 + f572,50 \cdot 8,446 \cdot 10^6 = f8,8 \cdot 10^9$$

## HOOFDSTUK 4 ONTWERPBEREKENING VLIEGVELD OP PALEN

### 4.1. Algemeen

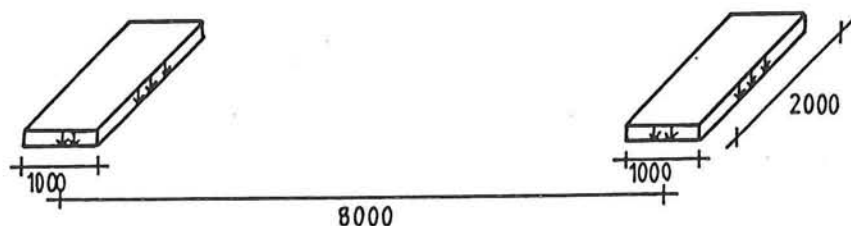
Een mogelijke vorm van een offshore vliegveld is een platform dat wordt ondersteund door palen. Het ontwerp is te vergelijken met een eenvoudige loswal. Een dek bestaande uit zeer grote platen is opgelegd op balken. Deze balken rusten op palen.

Om het werk op zee te beperken wordt gekozen voor een prefab constructie; de afzonderlijke onderdelen worden in grote aantallen op het land nabij het water geprefabriceerd en offshore worden de elementen samengevoegd.

De berekening van de afzonderlijke onderdelen komt in volgorde van de belastingafdracht aan bod. Vanwege het doel van de ontwerpberekeningen, n.l. een globale kostenberekening mogelijk te maken, is niet gestreefd naar een kostenoptimalisatie van de afzonderlijke onderdelen of het geheel van de afzonderlijke delen. Natuurlijk zijn de kosten niet geheel uit het oog verloren. De keuzes in het ontwerpproces zijn mede op basis van kosten genomen.

Vanwege de grote waterdiepte is voor deze variant de lokatie Nice afgefallen. Dit geeft te grote problemen voor de ondersteuning op palen.

De belasting wordt voornamelijk bepaald door een stelsel van twee lasten welke de volgende afmetingen hebben:



figuur 4-1 belasting door vliegtuig

Deze lasten van elk 375 ton (inclusief dynamische coëfficiënt) komen overeen met het landingsgestel van het ontwerpvliegtuig.

## 4.2. Lokatie Zandvoort

### 4.2.1. Dek

In dit stadium is gekozen voor een statisch bepaalde berekening. Nadeel hiervan is het optreden van grotere momenten en de discontinue overgangen tussen de platen. Een voordeel is de eenvoudige verbinding tussen de platen onderling (met name voor een prefab uitvoeringswijze) en het eenvoudig bepalen van de belasting.

Om het eigen gewicht van het dek te beperken is gekozen voor een plaatligger met kokervormige uitsparingen in de richting van de overspanning. Afdracht van de belasting vindt plaats in één richting van de plaat naar de balk.

Andere vormen welke in de praktijk worden toegepast zijn palen met krans-panels waarop platen liggen welke in twee richtingen de belasting afdragen of geprefabriceerde liggers met een in het werk gestorte druklaag. Deze varianten zijn niet uitgewerkt.

#### Meewerkende breedte

De belasting op de plaat moet naar de opleggingen afgedragen worden. Omdat de plaat slechts aan twee zijden is opgelegd kan de plaat als een ligger berekend worden. Wanneer de belasting niet over de volle breedte van de plaat werkt zal een meewerkende breedte van de plaat bepaald moeten worden.

Volgens CUR rapport 76[11] is de meewerkende breedte van een plaat waarvoor geldt  $B < 3 \cdot L$  en welke aan twee zijden scharnierend opgelegd is ( $\beta =$  lastbreedte):

$$B_m = \frac{\beta + L}{B + L}$$

Voor een zeer brede plaat geldt:  $B_m = 3/4 * (\beta + L)$

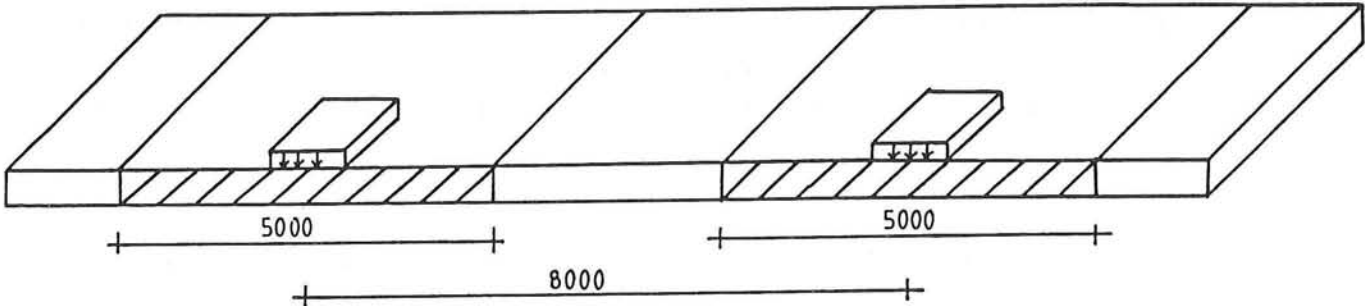
Voor een last aan de rand en  $b < l$ :  $B_m = \frac{1 + 1/3 \cdot L}{B + 1/3 \cdot L} * B$

Bij het tot stand brengen van een volledige samenwerking tussen de platen in dwarsrichting door voorspanning is sprake van een zeer brede plaat en  $B_m = 12$  meter. Worden de platen per element bekeken ( $10 * 15 \text{ m}^2$ ) dan is de last aan de rand maatgevend en  $B_m = 4$  meter.

Er zal een verbinding zijn tussen de platen in dwarsrichting (er mogen geen discontinuïteiten ontstaan op de overgangen). De

meewerkende breedte zal dus groter zijn dan 4 meter. Aangenomen wordt dat deze breedte 5 meter is.

Dit betekent dat de puntlasten afzonderlijk afgedragen worden.



figuur 4-2 meewerkende breedte

De meewerkende breedte wordt nu nog bekeken aan de hand van [6]. De mate waarin de breedte meewerkt aan de afdracht hangt vooral samen met de verhouding van de buigstijfheid in langs- en in dwarsrichting. Door nu enige dwarschotten per veld aan te brengen zijn deze buigstijfheden in beide richtingen ongeveer gelijk.

$$EI_x = 2,26 \cdot 10^{16} \text{ mm}^4$$

$$EI_y \approx EI_x$$

De parameters waardoor de meewerkende breedte bepaald wordt zijn:  
Buigstijfheidparameter:

$$\theta = \frac{b}{2a} * \sqrt[4]{\left(\frac{i_x}{i_y}\right)} = 0,33 \text{ met en } 0,411 \text{ zonder dwarschotten}$$

Wringstijfheidparameter (bij:  $\nu$  is 0):

$$\alpha = 0,25 * \frac{i_x + i_y}{\sqrt{(i_x + i_y)}} = 0,847 \text{ met en } 1,0 \text{ zonder dwarschotten}$$

$i_x$  = gemiddelde buigtraagheidsmoment in langsrichting

$i_y$  = gemiddelde buigtraagheidsmoment in dwarsrichting

$j_x$  = gemiddelde wringtraagheidsmoment in langsrichting

$j_y$  = gemiddelde wringtraagheidsmoment in dwarsrichting

$2a$  = lengte plaat

$2b$  = breedte plaat

Met behulp van belasting verdelingsgrafieken (o.a. methode Guyon-Massonnet) kan bij waarden van  $\theta$  en  $\alpha$  bepaald worden wat de

medewerkende breedte is.

Voorwaarden van  $\alpha < 0,3$  gedraagt het dek zich ten naaste bij alsof het in dwarsrichting oneindig stijf zou zijn. Indien  $\theta = 0$  en  $\alpha = 1$ , dan wordt de belasting over de volle breedte gelijkmatig verdeeld. Hierbij ontstaan dan grote wringende momenten die door de doorsnede opgenomen kunnen worden.

Het blijkt dat het in dit stadium een veilige aanname om is  $0,5 \cdot B$  als meewerkende breedte aan te nemen.

De berekeningen worden uitgevoerd per strook van 5 meter.

#### Moment

Na enige verkennende berekeningen wordt als stramienmaat  $10 \cdot 15$  meter gekozen. Binnen dit stramien blijven de afmetingen van de constructieonderdelen binnen zekere grenzen zodat de afzonderlijke onderdelen gemaakt, vervoerd en gehesen kunnen worden. De profielgrootheden voor het dek zijn (per 5 meter breedte):

$$A = 4,273 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I = 5,744 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$W = 9,990 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$k = 233 \text{ mm}$$

De flensdikte wordt bepaald door de ponskracht van een wiel, de lijfbreedte wordt bepaald door afschuiving, de plaathoogte wordt bepaald door de voorwaarde dat de voorspanning moet vloeien in het bezwijkstadium en de voorspanning wordt bepaald door het gebruiksstadium.

Het moment t.g.v. het eigen gewicht is:

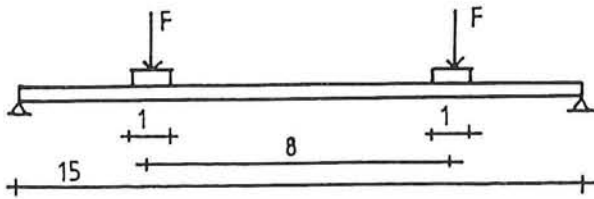
$$M_g = 2,948 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Moment t.g.v. vliegtuigbelasting

Zoals vermeld wordt de belasting geschematiseerd tot twee puntlasten van 375 ton, elk op een oppervlak van  $2 \cdot 1 \text{ m}^2$ , 8 meter uit elkaar.

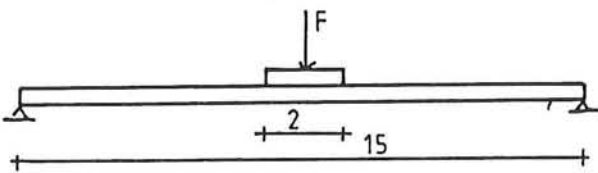
Aangezien de meewerkende breedte bepaald is op 5 meter zijn er twee mogelijke belastingsituaties.

a) Vliegtuig dwars op lengterichting



$$M = F \cdot \frac{1}{2} \cdot L - F \cdot 4000 = \frac{1}{2} \cdot F \cdot (L - 8000)$$

b) Vliegtuig in lengterichting



$$M = \frac{1}{4} \cdot F \cdot L - \frac{1}{2} \cdot F \cdot 1000$$

Indien  $L > 14$  meter, dan is situatie a) maatgevend =>

$$M_q = 1,288 \cdot 10^{10} \text{ en } M_{\text{tot}} = 1,583 \cdot 10^{10}$$

#### Algemeen

Het dek en de balk worden gemaakt in voorgespannen beton. De betonkwaliteit is B55. Vanwege het agressieve zeewatermilieu is de voorgeschreven betondekking 40 mm. Voor de verdeelwapening, beugels en ander wapeningsstaal wordt FeB 500 gebruikt.

#### Berekening minimale flensdikte

De flensdikte wordt bepaald door het bezwijken op pons. Voor deze berekening wordt wat nauwkeuriger gekeken naar een landingsgestel. Als uitgangspunt dient vanwege de ongunstige verhouding tussen het gewicht per band en het contactvlak tussen band en baan, het landingsgestel van een Boeing 747-sp. Deze heeft 16 wielen.

max. gewicht per band:  $1,713 \cdot 10^5$  N

bandenspanning :  $1,413$  N/mm<sup>2</sup>

Deze relatief grote bandenspanning leidt tot een klein contactvlak:  $1,212 \cdot 10^5$  mm<sup>2</sup>. Het oppervlak heeft ongeveer een rechthoekige vorm. De kleinste omtrek wordt nu gevormd door het vierkant  $348 \cdot 348$  mm<sup>2</sup>. Op dit oppervlak wordt 1/16 deel van de ontwerpbelasting gezet. De eis welke aan de schuifspanning wordt gesteld is dat deze kleiner is dan de maximaal door de niet op

afschuiving gewapende flensdoorsnede op te nemen spanning:

$$\tau_d = \frac{1,7 * 3679/16 * 10^3}{\pi * h_e * (h_e + b_{eq})} \leq 1,2 \text{ N/mm}^2$$

$$b_{eq} = 348/\pi = 443 \text{ mm}$$

Hieruit volgt  $h_e \geq 169 \text{ mm}$ . In verband met dekking en wapening:

$$h = 169 + 40 + 8 + 0,5 * 8 = 225 \text{ mm.}$$

In deze berekening is voor de puntlast 375 ton aangehouden. Dit is inclusief een stootcoëfficiënt van 1.5. Pons is een statisch verschijnsel dus deze coëfficiënt moet niet in rekening worden gebracht, echter gezien de totale verhoudingen van de plaat wordt toch deze 225 mm aangehouden.

#### Berekening lijfdikte

Een strook van 5 meter wordt als I-profiel berekend. Het lijf dat uit de dwarskrachtberekening volgt kan opgesplitst worden in een aantal delen.

Een I-profiel neemt met het lijf de gehele dwarskracht op. De schuifspanning ( $\tau_d$ ) moet volgens de VB kleiner zijn dan  $\tau_2 = 9 \text{ N/mm}^2$ . De optredende schuifspanning in een op afschuifwapening belaste doorsnede moet kleiner zijn dan  $\tau_1 = 1,2 \text{ N/mm}^2$ . Het verschil mag eventueel door afschuifwapening worden opgenomen. In dit geval is de verhouding  $A/h$  relatief groot, wat er toe leidt dat voor het opnemen van een kleine schuifspanning een grote hoeveelheid wapening nodig is: Stel  $(\tau_d - \tau_1) = 1 \text{ N/mm}^2$  en  $h = 1150 \text{ mm}$ .

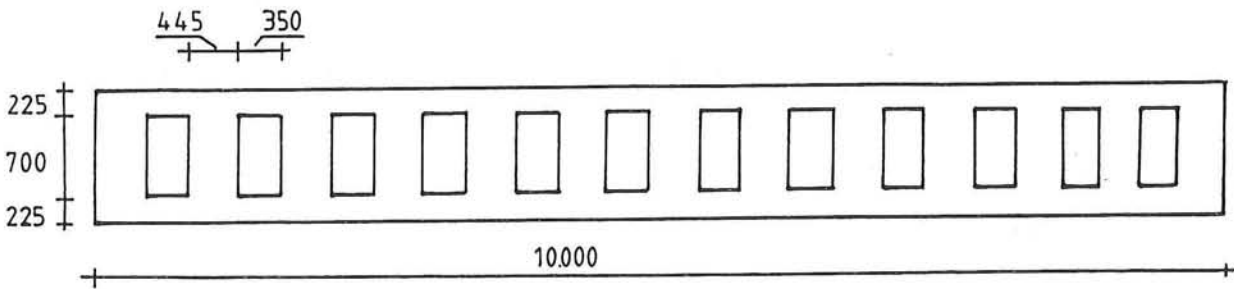
$$\frac{A_{ss}}{t} = \frac{1 \cdot A}{0,9 \cdot h \cdot f_{sy}} = 8,26 \Rightarrow \frac{A_{ss}}{t} \approx \phi 8 - 12 \text{ mm}$$

Dit illustreert dat wapening weinig nut heeft. Gekozen is om de gehele schuifspanning door de doorsnede op te laten nemen. Voor de dwarskracht is de zelfde situatie maatgevend als voor het moment.

$$\begin{aligned} T_d &= \text{e.g. } 0,5 \cdot L \cdot 2500 \cdot 10^{-9} \cdot 9,81 \cdot A = 786 \cdot 10^3 \text{ N} \\ &\text{bel } 375 \cdot 10^3 \cdot 9,81 \qquad \qquad \qquad = 3679 \cdot 10^3 \text{ N} \\ &= 4465 \text{ kN} \end{aligned}$$

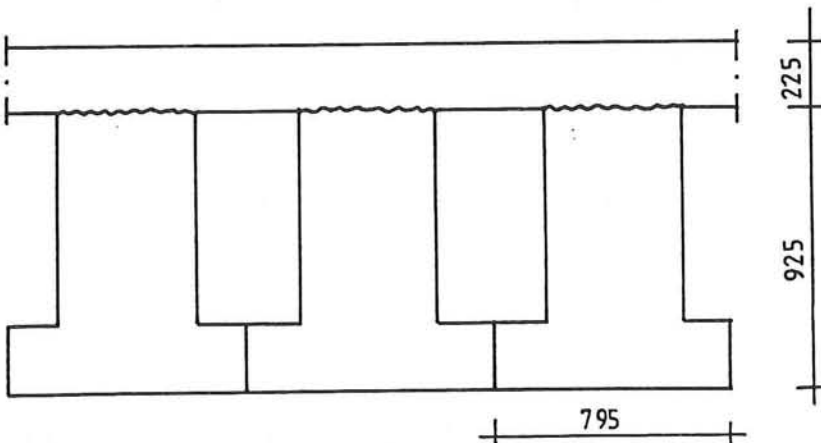
$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot T_d}{b_l \cdot h} < 2,4 \text{ N/mm}_2 \Rightarrow b_l \geq 2891 \text{ mm}$$





figuur 4-3 doorsnede dekplaat

Het dek kan zoals hier getekend als één plaat van 10 m geprefabriceerd worden. Een andere mogelijkheid is het samenstellen uit een aantal prefab balken met een in het werk gestort dek. Een deel van de plaat ziet er dan ongeveer als volgt uit:



figuur 4-4 alternatief dek

#### Voorspanning

De elementen worden geprefabriceerd. Vandaar het gebruik van rechte voorspankabels. Het gebruikte voorspanstaal is FeP 1680, de kabels hebben een oppervlak van  $100 \text{ mm}^2$ .

De ligger moet volgens de VB aan een aantal grenstoestanden voldoen:

Grenstoestand m.b.t. de buigtrekspanning in de VoorgeDrukte Trek Zone Art. F-401.4;

Aggressief milieu zonder huidwapening

$$1) M_g + M_q - P_o(e+k) \leq 0,5 \cdot f_b$$

$$2) 1,1M_g + 1,2M_q - P_o(e+k) \leq 2,5 \cdot f_b$$

Wanneer deze vergelijkingen van elkaar afgetrokken worden

blijkt dat 1) maatgevend is.

Grenstoestand m.b.t. de buigtrekspanning in de VoorgeTrokken Druk Zone Art. F-401.5;

Neem aan  $P_0 = 1,25P_\infty$

De oplegging is in dit geval maatgevend dus  $M_g = 0$

$$3) P_\infty(e-k) \leq W \cdot f_b$$

$$4) P_\infty(e-k) \leq 0,75W \cdot f_b$$

Uit deze vergelijkingen blijkt dat vergelijking 4) maatgevend is.

Het stelsel vergelijkingen 1) en 4) moet worden opgelost waaruit volgt:

$$P_\infty = 27,50 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$e = 299 \text{ mm}$$

Deze oplossing geeft de kleinst mogelijke waarde voor de voorspankracht bij de gegeven doorsnede.

Voor deze voorspankracht zijn 246 kabels nodig.

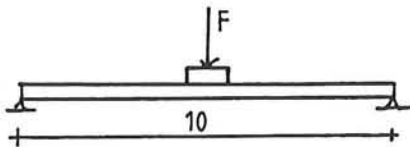
Voor controle van de grenstoestanden: bijlage I

#### 4.2.2. Berekening oplegbalk

Maximale moment

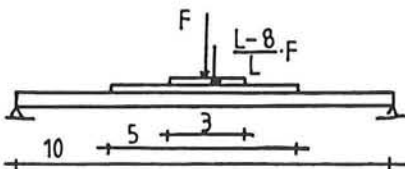
Er zijn drie mogelijke belastinggevallen:

- a) Het vliegtuig staat in lengterichting van de baan boven de balk.



$$M = 1/4 \cdot F \cdot B - 1/8 \cdot F \cdot 1000)$$

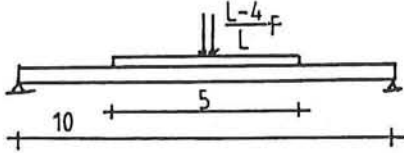
- b) Het vliegtuig staat dwars op de baan, met één wiel op de randbalk.



$$M = 1/4 * FB + 1/4(L-8000)/L * F * B - 1/8(L-8000)F/L * 5000$$

$$= 1/2 * F * B - 2000 * F * B / L - 5000/8 * F + 1000 * 5000 * F / L$$

c) Het vliegtuig staat dwars op de baan met de romp boven de oplegbalk.



$$M = 1/4 * 2 * (L-4000) / L * FB - 1/8 * 2 * (L-4000) / L * F * 5000$$

$$= 1/2 * F * B - 2000 * F * B / L - 5000/4 * F + 1000 * 5000 * F / L$$

Het optredende moment in situatie b) is maatgevend.  $M_q = 1,24 \cdot 10^{10}$

Moment t.g.v. eigen gewicht dek:

$$M = 1/8 * 855 * 15000 * 1/2 * 2500 \cdot 10^{-9} * 9,81 * 100000^2$$

$$= 1,97 \cdot 10^9$$

$$M = 1,97 \cdot 10^9 + 1,24 \cdot 10^9 = 1,43 \cdot 10^{10}$$

Profielafmetingen

Door de gekozen stramienmaat valt de oplegbalk erg zwaar uit.

Aangenomen  $h = 2600$  mm

$b = 900$  mm

$$A = 2,340 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I = 1,318 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$W = 1,014 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$k = 433 \text{ mm}$$

$$M_g = 7,174 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$M_{\text{totaal}} = 1,43 \cdot 10^{10} + 7,174 \cdot 10^8 = 1,5 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}$$

Bepaling voorspanning

Zelfde grenstoestanden als bij de berekening van het dek zijn maatgevend.

Het stelsel vergelijkingen 1) en 4) moet weer worden opgelost:

$$P_o = 13,91 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$e = 565 \text{ mm}$$

Het aantal voorspankabels is 125.

#### 4.2.3. Palen

##### Belasting

De functie van de palen is afdracht van de belasting naar de bodem en het boven water houden van de banen.

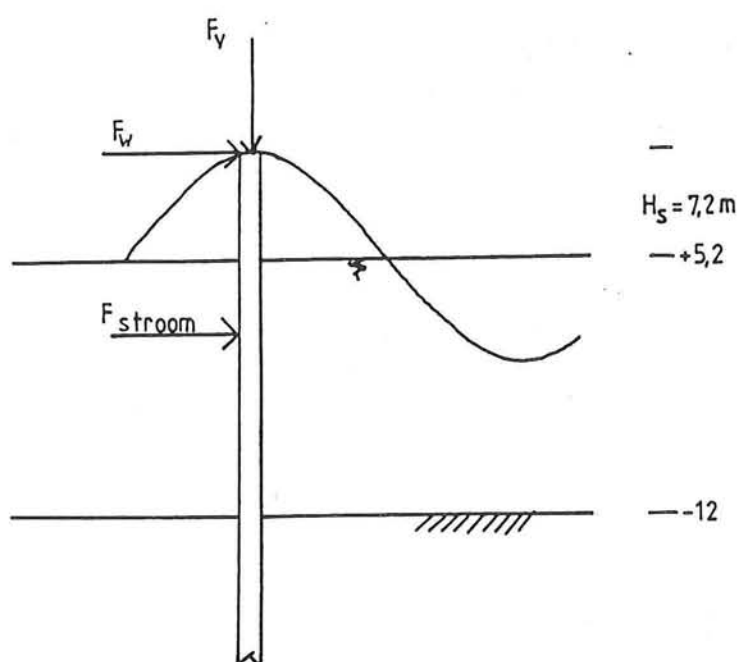
De lengte van de palen wordt bepaald door de eis dat de constructie altijd boven het water moet blijven. Dus de onderkant van de oplegbalk moet boven de ontwerp golf blijven.

Door onbekendheid met de juiste grondgesteldheid, wordt gesteld dat de paallengte in de grond gelijk is aan de paallengte boven de grond. Als statisch schema wordt een inklemming aangenomen op 0.25 maal de ondergrondse paallengte onder de bodem.

Paallengte = diepte in de grond + waterdiepte + svv + golfhoogte  
=  $2 \cdot (12 + 5,2 + 7,2) = 48,8$  m

De palen worden verticaal belast door het gewicht van de platen en balken en de vliegtuigbelasting. Horizontaal dragen de palen belasting t.g.v. de windwrijving langs het dek en de waterstroming.

In de volgende berekening wordt uitgegaan van een ronde paal met een diameter van 1,6 meter. De wanddikte is 300 mm.



figuur 4-5 belasting op paal

#### Verticale belasting

Indien een vliegtuig met één wiel boven de pijler staat:

$$N = F + 7/15 * F = 22/15 * 375 \cdot 10^3 * 9,81 = 5,396 \cdot 10^6 \text{ N}$$

(Indien de romp boven de pijler staat is dit ook  $22/15 * F$ )

#### Eigen gewicht betonplaten en balk

$$\text{plaat: } 855 * 15000 * 10000 * 2500 \cdot 10^{-9} * 9,81 = 3,145 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\text{balk: } 10000 * 900 * 2600 * 2500 \cdot 10^{-9} * 9,81 = 0,574 \cdot 10^6 \text{ N}$$

De rustende belasting is dus  $3,719 \cdot 10^6 \text{ N}$ .

Totale verticale belasting:  $9,117 \cdot 10^6 \text{ N}$

#### Windwrijving

Het dek ondervindt t.g.v. de windwrijving langs zowel de bovenkant als de onderkant een horizontale kracht.

$$\text{Stuwdruk van de wind} = 1030 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Oppervlakte per paal} = 1,5 \cdot 10^8 \text{ mm}^2$$

$$F_w = 2 * 0,04 * 1030 \cdot 10^{-6} * 1,5 * 10^8 = 12,36 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Stroming[16]

In ondiep water ( $D > L/(4\pi)$ ) neemt de verticale bewegingsamplitude van de waterdeeltjes lineair af tot 0 bij de bodem. De horizontale snelheid en versnelling veranderen niet sterk over de hoogte.

De kracht op de paal =  $F_d + F_i$

drag force  $F_d = (1/2 * 1025 * |v| * v) D * L * C_d$

inertia force  $F_i = (1/4 * \pi * D^2 * 1025) \delta v / \delta t * L * C_m$

$$\omega = 2\pi/T = 2\pi/12$$

$$k = 2\pi/\omega = 2\pi/222$$

$$u = \hat{u} \sin(\omega t - kx)$$

$$\hat{u} = \omega * H / 2 * e^{kz}$$

$$\hat{u} = 1,335 \text{ m/s}$$

$$du/dt = \omega \hat{u} \cos(\omega t - kx) \quad \omega * \hat{u} = 2\pi/T * 1,335 = 0,669 \text{ m/s}^2$$

De stroomsnelheid voor de Hollandse kust is bij gemiddeld springtij 0,7 m/s[19]

De totale maximale snelheid is:  $0,7 + 1,335 = 2,04 \text{ m/s}$ .

De functie voor het snelheidsverloop over een golfperiode:

$$v = 0,7 + 1,335 \sin(2\pi/T * t)$$

$$\delta v / \delta t = d\hat{u} / dt = 0,669 \cos(2\pi/12 * t)$$

$$\text{Reynoldsgetal} = u * D / \nu = 2,04 * 1,4 / 10^{-6} = 2,86 \cdot 10^6$$

Hiermee kunnen de coëfficiënten  $C_d$  en  $C_m$  m.b.v. grafieken bepaald worden.  $C_d = 0,7$

$$C_m = 1,5$$

$$F_d = 14006 (|0,7 + 1,335 \sin 2\pi t / 12| 0,7 + 1,335 \sin 2\pi t / 12)$$

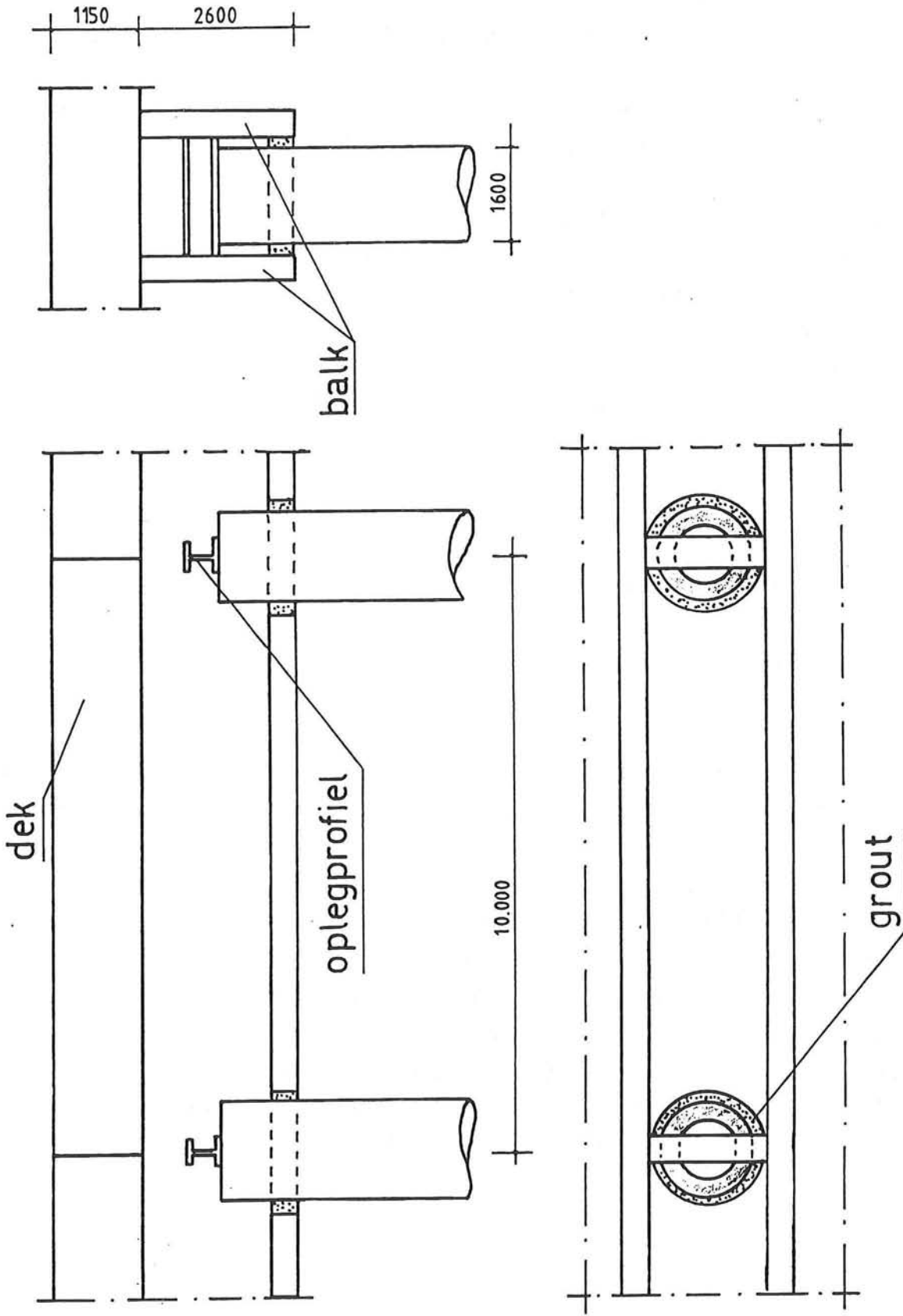
$$F_i = 52724 \cos 2\pi t / 12$$

$$F = F_d + F_i = 14006 (0,7 + 1,335 \sin \omega t)^2 + 52724 \cos \omega t$$

Maximale kracht treedt op indien:

$$dF/dt = 0 \Rightarrow \tan \omega t = 0,495 - 0,947 \sin \omega t \Rightarrow \omega t = 14,5^\circ$$

$$F = 66,03 \cdot 10^3 \text{ N}$$



figuur 4-6

Vereenvoudigde berekening voor het bepalen van de paalafmetingen:

$$A_{\text{paal}} = 1/4 * \pi (1,6^2 - 1,0^2) = 1,225 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{paal}} = 1/32 * (1,6^4 - 1,0^4) / 1,6 = 0,341 \text{ m}^3$$

De maximaal optredende spanning (exclusief voorspanning) is:

$$\sigma = \frac{1,7 * 9,117}{1,225} + \frac{1,7 * (12,36 * 5/4 * 24,4 + 66,03 * 3/4 * 24,4) \cdot 10^6}{0,341 \cdot 10^9}$$

$$\sigma = 12,64 + 9,91 \text{ N/mm}^2$$

De drukspanning t.g.v. de permanente belasting is

$$3,719 \cdot 10^6 / 1,225 \cdot 10^6 = 3,04 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De vereiste voorspanning} = 9,91 / 1,7 - 3,04 = 2,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De maximaal optredende drukspanning} = 12,64 / 1,7 + 11,95 / 1,7 + 2,79 = 17,25 \text{ N/mm}^2 < 0,75 * 44 / 1,7 = 19,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Stel } P_o = 1,25 P_w$$

Het aantal voorspankabels:

$$n = \frac{1,25 * 2,79 * 1,225 \cdot 10^6}{0,75 * 1860 * 100} = 31 \text{ kabels.}$$

#### 4.2.4. Uitvoering

De elementen zijn scharnierend verbonden berekend. Dit geldt ook voor de oplegging op de kolom. Het is van belang dat hier geen moment overgedragen kan worden. Dit is mogelijk door een goede detaillering te kiezen. Deze is hier niet uitgewerkt omdat deze geen duidelijke invloed heeft op de totale kosten. Het zwaarste element is een dekplaat. Deze weegt 320 ton.

Het is mogelijk om met een drijvende bok dit element in zijn geheel op de oplegbalk te hijsen.

Een dergelijke bok of jack-up platform kost ca. f60,000,- per dag. Door deze bok slechts een werkplatform aan te laten leggen wordt van deze bok minimaal gebruik gemaakt. Op de totale vliegveld kosten valt deze post buiten de significante cijfers. Vanaf het werkplatform wordt met kranen het vliegveld verder uitgebouwd.

Hoeveelheden voor één baan van 4000 \* 400 meter.

ca. 11000 palen

11000 platen

11000 oplegbalken



#### 4.2.5. Kosten

De kosten van de constructie zijn opgebouwd uit een groot aantal kostendragers. Om een afweging te kunnen maken worden al de kosten zoveel mogelijk verwerkt in de materiaalkosten. Deze materiaalkosten zijn grove kentallen.

Zoals gezegd worden de elementen op een prefab terrein nabij de kust gefabriceerd. De bekisting wordt vanwege de vele repeterende elementen vele malen gebruikt. De bekistingskosten zijn dus minimaal. De kanalen in de plaat worden bekist met een eenmalige bekisting welke in de kanalen achter blijft. Hier kunnen b.v. polystyreenblokken voor gebruikt worden. Er wordt voorgespannen met voorgerekt staal. De kosten van de voorspanning zijn lineair afhankelijk van de kabellengte. De betonkosten zijn ondanks het prefabriceren aan de hoge kant genomen. Dit vanwege het transport van de elementen over water naar de uiteindelijke bouwplaats.

De kosten voor het heien van de palen vanaf het gemaakte platform m.b.v. gangbare apparatuur worden geschat op 20 % van de vervaardigingskosten van de paal.

De volgende kentallen zijn aangehouden:

Beton: f300,- per m<sup>3</sup>

Wapening: f2,- per kg

Voorspanning: f4,- per kg

Bekisting: f15,- per m<sup>2</sup>

Verloren bekisting: f100,- per m<sup>3</sup>

#### Kosten bovenbouw

##### Betonkosten:

$$\text{dek: } 0,855 * f300,- = f256,50/m^2$$

$$\text{balk: } 2,6 * 0,9 * f300,- / 15 = f46,80/m^2$$

##### Wapening:

dek: boven en onder wordt in beide richtingen 0,15 % verdeelwapening aangebracht.

$$0,15 \cdot 10^{-2} * 15000 * 1150 = 25875 \text{ mm}^2$$

$$0,15 \cdot 10^{-2} * 10000 * 1150 = 17250 \text{ mm}^2$$

Zowel boven als onder in beide richtingen  $\phi$  16 h.o.h. 115

$$1747 \text{ mm}^2/m * 10^{-6} * 4 * 7850 * f2,- = f109,76/m^2$$

Beugels: rond de sparingen moeten beugels en flankwapening aangebracht worden.

$$\text{Lengte beugels} = 150 + (700 + 55 + 350 + 55) * 2 = 2470 \text{ mm}$$

$$\phi 6 - 300 \Rightarrow 50 \text{ beugels per sparing.}$$

$$12*50*2470*28*7850*f2,- = f651,49$$

Per sparing worden 8 staven  $\phi 6$  aangebracht. Bovendien worden aan de einden nog 2 staven geplaatst.

$$28*15000 \cdot 10^{-9} * (12*8+4) * 7850 * f2,- = f659,40$$

De wapening van de sparingen kost  $f8,74/m^2$

Balk: lengte beugels  $l = 150 + 2*(2600-59-900-59) = 6914$

$$\text{lengte balk} = 10000 \text{ mm} \Rightarrow 10000/33 = 33 \text{ beugels}$$

$$33*6914*28 \cdot 10^{-9} * 7850 * f2,- = f100,30$$

Het minimum wapeningspercentage is 0,15 % De veldwapening is  $0,15 \cdot 10^{-2} * 2600 * 900 = 3510 \text{ mm}^2$

Toegepast 7  $\phi 25$ .

Flank en bovenwapening:  $(2*9 + 3) \phi 6$ . Langswapening =  $7*3,853 + 21*0,22) * 10 * f2,- = f631,82$ .

Totaal wapening balk  $f4,88/m^2$

Voorspanning:

$$\text{dek: } 2*246*15000 \cdot 10^{-9} * 100 * 7850 * f4,- / 150 = f154,49/m^2$$

$$\text{balk: } 125*10000*10^{-9} * 100 * 7850 * f4,- / 150 = f 26,17/m^2$$

Bekisting:

$$\text{dek: } 10*15 + 2*(10+15)*1,15 = 207,5 \text{ m}^2$$

$$207,5 * f15,- / 150 = f20,75/m^2$$

Bekisting sparingen:

$$15*12*0,7*0,35 * f100,- / 150 = f29,40/m^2$$

$$\text{balk: } (2*2,6+0,9) * 15 * f15,- / 150 = f 9,15/m^2$$

Samengevat:

beton:  $f303,30$

wapening:  $f123,38$

voorspanning:  $f180,66$

bekisting:  $f38,55$

De totale kosten van de bovenbouw zijn:  $f646,-$  per  $m^2$

Kosten onderbouw:

$$\text{Beton: } 1,225*48,8 * f300,- / 150 = f119,56/m^2$$

Wapening: de voorspankabels voldoet aan de minimale eis

voor langswapening. Blijven over beugels  $\phi 6 - 300$ .

$$(\pi*(1.6-0.043) + \pi*(1+0.043)) * 48.8 / 0.3 * 0.22 * f2,- / 150 = f3,90/m^2$$

$$\text{Voorspanning: } 31*48800*10^{-9} * 100 * 7850 * f4,- / 150 = f31,67/m^2$$

$$\text{Bekisting: } (1,6*\pi + \pi) * 48,8 * f15,- / 150 = f39,86$$

Totaal palen:  $f159,-$

Behalve de materiaalkosten worden de kosten voor de onderbouw ook

bepaald door de heikosten. Deze kosten worden geschat op 20 % van de materiaalkosten.

Kosten onderbouw:  $1,2 * f195,- = f234,-/m^2$

De totale kosten voor dit platform zijn  $f880,-/m^2$

Wanneer in 30 dagen het werkplatform aangelegd wordt, moeten de totale kosten verhoogd worden met  $30 * f60.000,- = f1,8$  miljoen

#### 4.3. Lokatie Noordzee 20 meter diep

Dekconstructie en de balken blijven identiek aan de constructie in 12 meter water, immers de belasting verandert niet.

Alleen de dimensies van de paal veranderen.

De palen wordt op dezelfde diepte geheid: 25 meter. De inklemming zit nu  $25/4 = 6,25$  meter onder de zeebodem.

De golven worden nu niet gebroken. De totale golfhoogte is 9.5 meter.

Paallengte = diepte onder bodem + waterdiepte + stormvloedpeil + golfhoogte =  $25 + 20 + 5,2 + 9,5 = 59,7$  meter.

De verticale belasting is onafhankelijk van de waterdiepte:  $9,117 \cdot 10^6$  N

De windwrijving verandert door de hoogteligging van het dek:

$$F_w = 2 * 0,04 * 1067 * 150 = 12,80 \text{ kN}$$

Golfaandeel in stroomsnelheid:

Plaats waar de golfbelasting aangrijpt:  $z = -17,35$  meter.

$$\hat{u} = 2 * \pi / 12 * 9,5 / 2 * 0,612 = 1,552 \text{ m/s}$$

$$d\hat{u}/dt = 2 * \pi / 12 * 1,552 = 0,797$$

De tijdsafhankelijke stroomsnelheid:

$$v = 0,7 + 1,552 * \sin(\omega t)$$

$$\delta v / \delta t = d\hat{u} / dt = 0,797 \cos(\omega t)$$

Stel diameter paal = 2 m.

wanddikte = 300 mm.

$$A = 1,602 \text{ m}^2$$

$$W = 0,597 \text{ m}^3$$

$$F_d = 0,5 * 1025 * 0,7 * 34,7 * 2 * (0,7 + 1,522 \sin(\omega t))^2$$

$$F_i = 0,25 * \pi * 2^2 * 34,7 * 1025 * 1,5 * 0,797 * \cos(\omega t)$$

$$F = F_d + F_i = 24897(0,7+1,522\sin\omega t)^2 + 133583\cos(\omega t)$$

Maximale kracht treedt op indien:

$$dF/dt = 0 \Rightarrow \tan\omega t = 0,397 - 0,863\sin\omega t \Rightarrow \omega t = 12,2^\circ$$

$$F = 156,49 \cdot 10^3 \text{ N}$$

De maximaal optredende spanning (exclusief voorspanning) is:

$$\sigma = \frac{1,7 \cdot 9,117}{1,602} + \frac{1,7 \cdot (12,36 \cdot 40,95 + 156,49 \cdot 23,6) \cdot 10^6}{0,597 \cdot 10^9}$$

$$\sigma = 9,67 + 11,96 \text{ N/mm}^2$$

De permanente belasting is

$$3,719 \cdot 10^6 / 1,602 \cdot 10^6 = 2,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De voorspanning} = 11,96 / 1,7 - 2,32 = 4,72 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{De maximaal optredende drukspanning} &= 9,67 / 1,7 + 11,95 / 1,7 + 4,72 \\ &= 29,64 / 1,7 \text{ N/mm}^2 < 0,75 \cdot 44 / 1,7 = 33 / 1,7 \end{aligned}$$

$$\text{Stel } P_0 = 1,25 P_\infty$$

Het aantal voorspankabels is:

$$n = \frac{1,25 \cdot 4,72 \cdot 1,602 \cdot 10^6}{0,75 \cdot 1860 \cdot 100} = 68 \text{ kabels.}$$

Kosten

De kosten van de bovenbouw zijn niet met de diepte verandert.

Deze zijn dus: f646,-/m<sup>2</sup>

Kosten onderbouw:

$$\text{Beton: } 1,602 \cdot 59,7 \cdot f300,- / 150 = f191,28$$

$$\text{Wapening: } (\pi \cdot (2,0 - 0,043) + \pi \cdot (1,4 + 0,043)) \cdot$$

$$59,7 / 0,3 \cdot 0,22 \cdot f2,- / 150 = f6,23$$

$$\text{Voorspanning: } 68 \cdot 59700 \cdot 10^{-9} \cdot 100 \cdot 7850 \cdot f4,- / 150 = f84,98$$

$$\text{Bekisting: } (2 \cdot \pi + 1,4 \cdot \pi) \cdot 59,7 \cdot f15,- / 150 = f63,77$$

$$\text{Totaal palen: } f346,-$$

$$\text{Totaal onderbouw: } 1,2 \cdot f346,- = f416,-$$

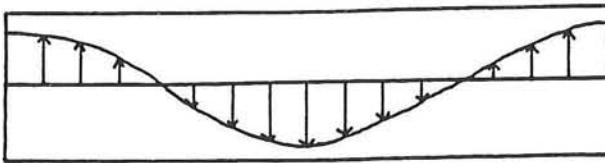
$$\text{Totaal voor deze constructie } f1062/m^2$$

## HOOFDSTUK 5 DRIJVEND VLEGVELD BAKCONSTRUCTIE

5.1. Golfbelasting

Voor drijvende constructies wordt ter dimensionering in het algemeen de zgn. 'sagging en hogging'-methode gebruikt. Deze gaat ervan uit dat het meest ongunstige belastinggeval optreedt als er een golflengte optreedt ter grootte van de dubbele scheepslengte.

Het belastingschema ziet er dan als volgt uit.



figuur 5-1 golfbelasting volgens de 'sagging & hogging' methode

De situatie wordt bevroren geacht en de waterdrukken worden hydrostatisch aangenomen, evenredig met de golfhoogte.

In het geval van een drijvend vliegveld is het niet reëel deze methode zomaar toe te passen. Een golflengte van een windgolf ter grootte van 4 km zal niet voorkomen. Getijgolven, die wel een grote lengte hebben zijn weer zo groot dat er nauwelijks waterstandsverschillen over het dek optreden.

De primaire momenten worden alleen veroorzaakt door de golfbelasting. Het eigen gewicht wordt namelijk gecompenseerd door een tegengesteld gerichte hydrostatische waterdruk. Er wordt ervan uitgegaan dat het gewicht van het dek gelijkmatig verdeeld is.

$$\text{opdrijvende kracht: } b_w = \rho * \xi_a' * g * \cos\left(\frac{2\pi x}{\lambda}\right)$$

$\rho$  = dichtheid zeewater

$\xi_a$  = golfamplitude

$\lambda$  = golflengte

$$\begin{aligned} \Rightarrow b_w &= 1,025 * 4,125 * 9,81 * \cos\left(\frac{2\pi x}{222}\right) \\ &= 41,5 * \cos\left(\frac{2\pi x}{222}\right) \text{ kN/m} \end{aligned}$$

De dwarskracht volgt uit integratie van bovenstaande uitdrukking.

$$\begin{aligned} Q_w &= \int 41,5 * \cos\left(\frac{2\pi x}{222}\right) dx \\ &= \frac{41,5}{2\pi} * 222 * \sin\left(\frac{2\pi x}{222}\right) + C_1 \end{aligned}$$

In  $x = 0$  geldt  $Q_w = 0$ , hieruit volgt:  $C_1 = 0$ , met als resultaat

$$Q_w = 1466,3 * \sin\left(\frac{2\pi x}{222}\right)$$

Uit de dwarskracht volgt het door de golven opgewekte buigende moment uit:

$$\begin{aligned} M_w &= \int 1466,3 \sin\left(\frac{2\pi x}{222}\right) dx \\ &= - \frac{1466,3}{2\pi} * 222 * \cos\left(\frac{2\pi x}{222}\right) + C_2 \end{aligned}$$

In  $x = 0$  geldt  $M_w = 0$ , hieruit volgt:  $C_2 = 51807,9$  met als resultaat:

$$M_w = 51807,9 * \left(1 - \cos\left(\frac{2\pi x}{222}\right)\right)$$

Het buigend moment is maximaal als  $x = 111$  m, dan geldt:

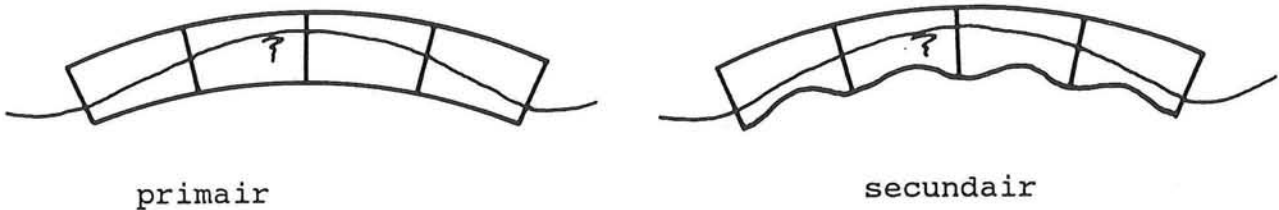
$$M_w = 103615,8 \text{ kNm/m.}$$

## 5.2. Dimensionering bakconstructie

De voornaamste functies van een drijvend vliegdek zijn het leveren van voldoende drijfvermogen en het kunnen dragen van de vliegtuigen. Er wordt ervan uit gegaan dat de belastingen in twee

richtingen gelijk zullen zijn. Bij het ontwerp wordt dan ook een vierkant stramien aangehouden. Zo ontstaat een doosconstructie met orthogonale dwarsschotten.

Er is een primaire en een secundaire reactie op de belastingen te onderscheiden.



figuur 5-2

De primaire reactie maakt dat de constructie als geheel in evenwicht is met de belastingen. De secundaire reactie zorgt ervoor dat lokaal de belastingen afgedragen kunnen worden. De spanningen die hiermee samengaan dienen gesuperponeerd te worden.

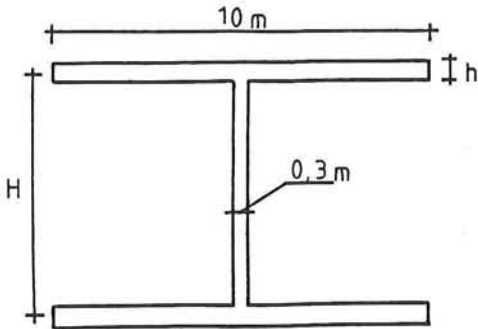
De constructie wordt in eerste instantie gedimensioneerd op de primaire momenten, zoals die veroorzaakt worden door de maatgevende golf. Later zal dan lokaal het evenwicht geverifieerd worden.

Ter dimensionering wordt een deel van de constructie met een breedte van 10 m aangehouden.

Omdat de constructie zich in een zeer agressief milieu bevindt en vooral omdat de constructie waterdicht moet blijven, dient voorgespannen beton te worden toegepast. Voor het bepalen van de afmetingen en de voorspankracht wordt geen trek in het beton toegelaten. De constructie wordt afwisselend door positieve en negatieve buigende momenten belast. Om deze reden wordt centrale voorspanning toegepast.

Als grenstoestanden gelden:

- geen trek in de uiterste vezel (1)
- drukspanningen in voorgedrukte drukzone  $< 0,30f'_{ck}$  (2)



figuur 5-3 doorsnede constructie

voor de doorsnede geldt:

$$A = 2 \cdot 10 \cdot h + (H-h) \cdot 0,3$$

$$I = 1/12 \cdot 0,30 \cdot (H-h)^3 + 2 \cdot 10 \cdot h \cdot (1/2 \cdot H)^2$$

$$W = \frac{I}{1/2 \cdot (H+h)}$$

$$k = W/A$$

$$\text{Uit (1) volgt: } \frac{M}{W} - \frac{P_{\infty}(e+k)}{W} \leq 0 \text{ wegens } e = 0:$$

$$P_{\infty} \geq \frac{M}{k}$$

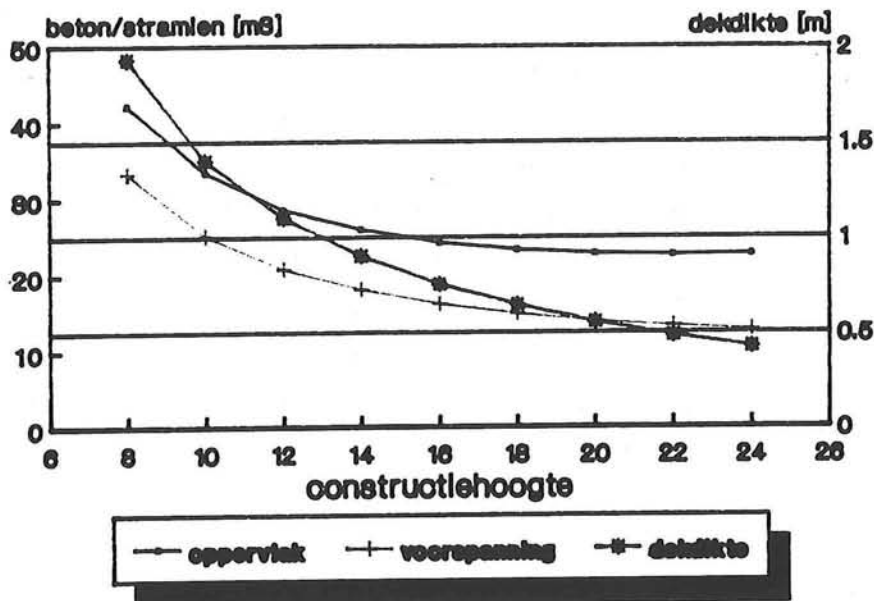
$$\text{Uit (2) volgt: } \frac{P_{\infty}(e+k)}{W} + \frac{M}{W} \leq 0.30f'_{ck}$$

$$\text{ofwel: } P_{\infty} \leq \frac{0.30f'_{ck}W - M}{k}$$

Als de onder- en de bovengrens voor  $P_{\infty}$  gelijk zijn aan elkaar is een optimum bereikt. Voor verschillende constructiehoogten is de flenshoogte berekend, zodanig dat  $P_{\infty}$  precies aan de randvoorwaarden voldoet. In de volgende figuur is de totale hoeveelheid beton uitgezet tegen de constructiehoogte. Het beton in de wanden evenwijdig aan de tekening is ook meegenomen in de totale hoeveelheid beton.



## invloed constructiehoogte



figuur 5-4

Het blijkt dat de hoeveelheid beton sterk afneemt tot een constructiehoogte van 16 m en dan weinig meer varieert. Voor de verdere dimensionering wordt uitgegaan van een constructiehoogte van 16 m met een flensdikte van 0,80 m.

Er is bewust niet gekozen voor een grotere constructiehoogte, met een bijbehorend dunner dek, omdat:

- dit slechts tot een geringe materiaalwinst leidt
- het oppervlak van de bekisting toeneemt
- het afschuifdraagvermogen van het bovendeck een grotere dikte vraagt

In de berekening is er tot dusverre vanuit gegaan dat er in de constructie een vlakke spanningstoestand optreedt. Gecontroleerd dient te worden of dit zo is. Als dit niet het geval is mogen de boven- en de onderflens van de constructie niet volledig meegerekend worden voor de opname van het macromoment.

In de voorschriften geldt voor I-liggers dat de meewerkende breedte gelijk is aan  $\pm 2 * 0,1 * \text{overspanning}$ . Voor stijve kernen

geldt iets dergelijks, namelijk; de meewerkende breedte  $\approx 0,2 \cdot$  kernlengte.

De vraag is nu wat de overspanning is. Logisch zou zijn de halve golflengte als overspanning te nemen. De maximale golflengte is 222 meter. Dit zou een meewerkende breedte van 22 m geven. Als de boven- en de onderflens volledig benut dienen te worden geldt een maximale stramienmaat van 22 m. Bovengenoemde regel houdt wel in dat als de golflengte kleiner is, de meewerkende breedte kleiner is en de constructie in theorie minder sterk. Doordat de golflengte kwadratisch in het moment zit en de meewerkende breedte lineair, voldoet de constructie altijd aan de sterkte-eis bij golflengten kleiner dan de ontwerpgolf.

In het nu volgende gedeelte wordt de veiligheid van het bovendek voor lokaal bezwijken bekeken, als er al een extreme golfbelasting aanwezig is.

Als voorspanstelsysteem wordt gekozen voor Dywidag bundels 37/15.7 met per stuk  $P_w = 6385$  kN en  $A_p = 5550$  mm<sup>2</sup>. Per 10 meter worden in twee richtingen 30 bundels aangebracht. In het bovendek wordt ook nog 0,5% staalwapening aangebracht, onder en boven. In het onderdek kan volstaan worden met het minimum wapeningspercentage van 0,2% onder en boven. Voor het voorspanstaal geldt  $\sigma_{ps} = 6385 \cdot 10^3 / (5550 \cdot 205000) = 5,6 \cdot 10^{-3}$ ,  $A_p = 8352$  mm<sup>2</sup>/m,  $d_p = 400$  mm (centrisch in bovendek). Voor de staalwapening geldt  $d_s = 725$  mm. Verder geldt nog  $\beta = 3/8$  en  $\alpha = 2/3$ .

maximum moment vliegtuig:

Aangezien een ontwerpberekening van voorgespannen beton vanuit de elastische situatie plaatsvindt, wordt niet gerekend met de vloeilijnenmethode. Getracht zal worden een benadering te vinden voor de momentverdeling in de elastische situatie.

In 'C.U.R. 24, betonplaten onder geconcentreerde belastingen' wordt een benaderingsmethode ter bepaling van de momentverdeling toegelicht die uit gaat van de elastische situatie. De maximale momenten worden uitgedrukt in een formule.

Deze luidt als volgt:

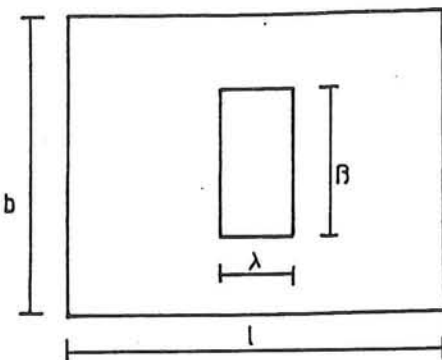
$$m = \frac{a_1 \beta / b + a_2 \lambda / l + a_3}{\beta / b + \lambda / l + a_4} * P$$

met:

$m$  = verdeeld moment

$P$  = puntlast

$l$ ,  $b$ ,  $\beta$  en  $\lambda$  volgen uit de figuur



figuur 5-5

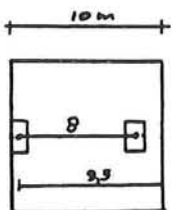
De waarden  $a_1$  t/m  $a_4$  worden voorgeschreven door de randvoorwaarden en worden gegeven in bovengenoemd rapport.

De puntlast wordt verdeeld geacht over een oppervlak van 1 bij 2 meter. Als stramienmaat wordt 10 meter aangehouden. Voor het maximale inklemmingsmoment geldt nu:

$$m = \frac{0,136 * 2/10 + 0,062 * 1/10 - 0,355}{2/10 + 1/10 + 1,065} * 3750 = -884 \text{ kNm/m}$$

De andere last mag gereduceerd worden tot:

$$\left( \frac{8}{9,5} \right)^2 * m = 0,71 * m$$



figuur 5-6

in totaal:  $884 * (2 - 0,71) = 1140 \text{ kNm/m}$

moment eigen gewicht:

$$m = -0,0513qa^2 = -0,0513 * 0,8 * 25 \cdot 10^2 = 102,6 \text{ kNm/m}$$

moment verdeelde belasting:

$$m = -0.0513 * 4 * 10^2 = 20,5 \text{ kNm/m}$$

De  $4 \text{ kNm/m}^2$  komt overeen met die van de verdeelde belasting bij zwaar belaste brugdekken.

controle lokaal breukmoment bovendek:

$$\text{moment} = 1140 + 102,6 + 20,5 = 1263,1 \text{ kNm/m}$$

Er worden twee gevallen bekeken: in het eerste geval wordt het bovendek gedrukt door het macromoment en gekeken wordt of het dek niet bezwijkt doordat de betondrukzone het begeeft. In het tweede wordt het bovendek getrokken door het macromoment en gecontroleerd wordt of de veiligheid wel voldoende is om het micromoment nog op te kunnen nemen.

geval 1: druk in dek

neem  $h_{xu} = 616 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \epsilon_{pu} &= \frac{|\epsilon_{cu}|}{h_{xu}} * (d_p - h_{xu}) + \epsilon_{ps} \\ &= \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{616} * (400 - 616) + 5,6 \cdot 10^{-3} = 4,37 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\sigma_{pu} = 205000 * 4,37 \cdot 10^{-3} = 896 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{su} &= \frac{|\epsilon_{cu}|}{h_{xu}} * (d_s - h_{xu}) \\ &= \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{616} * (725 - 616) = 6,19 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

$$\sigma_{su} = 205000 * 6,19 \cdot 10^{-4} = 127 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{pu} = A_p * \sigma_{pu} = 8325 * 896 = 7,46 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$N_{su} = A_s * \sigma_{su} = 4000 * 127 = 5,08 \cdot 10^5 \text{ N}$$

De doorsnede moet evenwicht maken met  $N_{cu}$ ,  $N_{pu}$ ,  $N_{su}$  en de normaalkracht  $N_{macro}$ , die veroorzaakt wordt door de ontwerpgolf. Voor een element van 10 m geldt:

$$I = 1111,8 \text{ m}^4$$

$$W = 139,0 \text{ m}^3$$

$$A_b = 20,56 \text{ m}^2$$

$$N_{macro} = \frac{M}{W} * A_b = \frac{103615,8 * 10}{139,0 \cdot 10^3} * 1000 * 800 = 5,96 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\Sigma H = 0 \Rightarrow |N_{cu}| = N_{pu} + N_{su} + 1,7N_{macro}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow h_{xu} &= \frac{N_{pu} + N_{su} + 1,7N_{macro}}{\alpha * b * f_{c,0}} \\ &= \frac{7,46 \cdot 10^6 + 5,08 \cdot 10^5 + 1,7 * 5,96 \cdot 10^6}{2/3 * 1000 * 44} = 616 \text{ mm} \end{aligned}$$

De berekende waarde komt overeen met de gestelde waarde.

Er geldt nu:

$$M_u = N_{pu} * (d_p - \beta h_{xu}) + N_{su} * (d_s - \beta h_{xu}) + 1,7N_{macro} (d_m - \beta h_{xu})$$

met  $\beta = 3/8$  en de andere onbekenden als hierboven geldt:

$$M_u = 3,22 \cdot 10^9 \text{ Nmm/m}$$

voor de veiligheid geldt:

$$= \frac{3,22 \cdot 10^9}{1263,1 \cdot 10^6} = 2,5 > 1,7; \text{ de doorsnede voldoet}$$

geval 2: trek in dek

neem  $h_{xu} = 170 \text{ mm}$

$$\epsilon_{pu} = \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{170} * (400 - 170) + 5,6 \cdot 10^{-3} = 10,3 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{pu} = 1575 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{su} = \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{170} * (725 - 170) = 11,4 \cdot 10^{-3} \text{ wapening vloeit}$$

$$\sigma_{su} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{pu} = 8352 * 1575 = 13,11 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$N_{su} = 4000 * 500 = 2,0 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$h_{xu} = \frac{13,11 \cdot 10^6 + 2,0 \cdot 10^6 - 1,7 * 5,96 \cdot 10^6}{2/3 * 1000 * 44} = 170 \text{ mm}$$

Dit komt overeen met de waarde waarvan was uitgegaan.

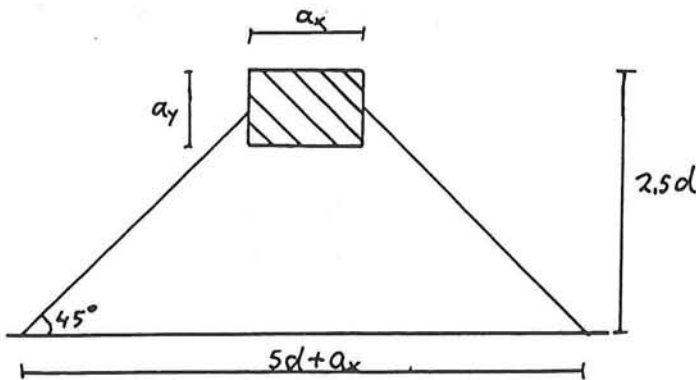
$$M_u = 13,11 \cdot 10^6 * (400 - 3/8 * 170) + 2,0 \cdot 10^6 * (725 - 3/8 * 170) - 1,7 * 5,96 \cdot 10^6 * (400 - 3/8 * 170) = 2,92 \cdot 10^9 \text{ Nmm/m}$$

De veiligheid is nu:  $\frac{2,92 \cdot 10^9}{1263,1 \cdot 10^6} = 1,8 > 1,7$  de doorsnede

voldoet.

dwarskracht

De maximale schuifspanning treedt op als de puntlast zich  $2,5d$  ( $d$  = effectieve beton hoogte) uit de rand bevindt. Indien de puntlast zich dichter dan  $2,5d$  uit de rand bevindt wordt de dwarskracht voornamelijk door de drukboog naar de oplegging toe afgedragen. De dwarskracht mag gespreid worden over  $5d + a_x$ . Dit komt overeen met  $5 * 0,725 + 2 = 5,625$  m.



figuur 5-7

Volgens de voorschriften geldt:

$$\tau_d < \tau_1$$

$$\text{met } \tau_d = \frac{1,7 * 3750 \cdot 10^{-3}}{5625 * 725} = 1,56$$

$$\tau_1 = 0,5f_b + 0,15 * \text{minimale drukspanning}$$

$$\begin{aligned} \tau_1 &= 0,5 * 2,3 + 0,15 * \left( \frac{30 * 6385 \cdot 10^3}{20,56 \cdot 10^6} - \frac{1036158 \cdot 10^6}{1111,8 \cdot 10^{12}} * 8000 \right) \\ &= 1,15 + 0,28 \\ &= 1,43 \end{aligned}$$

De toelaatbare spanning is iets te laag. Opgemerkt kan worden dat de belasting van zeer korte duur is. Als de belasting statisch

beschouwd wordt mag deze zelfs met een factor 1,5 gereduceerd worden. De toelaatbare korteduur sterkte is hoger dan de waarde waarmee gerekend is. Deze situatie wordt derhalve toch acceptabel geacht.

macro dwarskracht

Ten gevolge van de ontwerpgolf treden grote dwarskrachten op. De drukdiagonaal dient gecontroleerd te worden. Aangehouden was een stramienmaat van 10 meter en een wanddikte van 0,30 m. Deze dikte is minimaal wenselijk om een deel van de voorspanelementen te kunnen herbergen.

Er was al berekend dat  $Q_{\max} = 1466,3 \text{ kN/m}$

Element van 10 meter  $\Rightarrow Q = 14663 \text{ kN}$

Controle drukdiagonaal:

$$\frac{V}{bd} = \frac{1,7 * 14663 \cdot 10^3}{300 * 16800} = 4,9$$

$$4,9 \leq 0,28 * f_{c,0} = 12,3$$

Dit voldoet ruim.

Indien geen rekening wordt gehouden met het afschuifdraagvermogen van het beton is een dwarskrachtwapening nodig van:

$$\frac{A_{ss}}{t} = \frac{1,7 * 14663 \cdot 10^3}{16800 * 500} = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

neem  $\phi 20 \Rightarrow t_{\max} = 212 \text{ mm}$

d.w.z. 2 staven  $\phi 20$  om de 212 mm

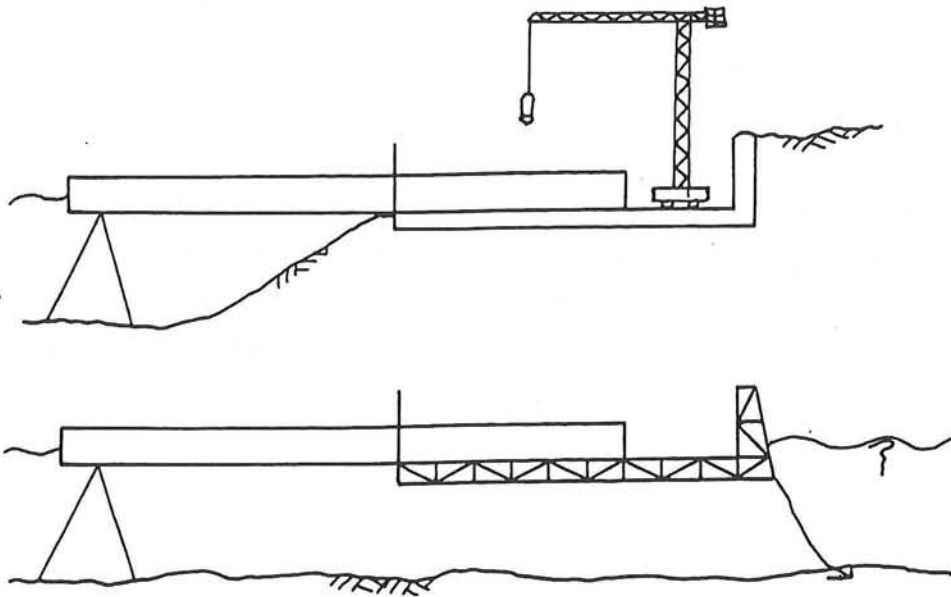
### 5.3. Uitvoering

Een drijvende constructie van 400 x 4000 m zou eventueel in één keer gemaakt kunnen worden, echter prefabricage van elementen die dan later tot één geheel worden samengevoegd ligt voor de hand.

bouw in één stuk:

T.a.v. bouw in één stuk zijn twee fabricage mogelijkheden te

onderscheiden, te weten; het gebruik van een bouwplaats op de wal, of het gebruik van een drijvende bouwplaats.



figuur 5-8 uitvoeringsmethoden in één stuk

Deze constructiemethoden vragen om een bouwplaats van tenminste 450 m breed. Een moeilijkheid voor beide methoden is het verkrijgen van een waterdichte afdichting tussen constructie en bouwplaats. Een extra probleem voor de drijvende bouwplaats is de toegankelijkheid voor personeel, materieel en materiaal. Voor methode 1 geldt dat de constructie tijdelijk verankerd moet worden om te voorkomen dat hij losgetrokken danwel gebroken wordt van de bouwplaats. Bij methode 2 kan direct de definitieve verankering worden aangebracht.

bouw in elementen:

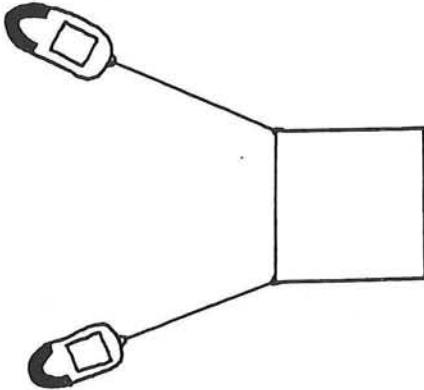
In een goed geconditioneerde bouwplaats kunnen elementen volgens een industrieel proces worden geprefabriceerd, waarna ze al dan niet via een opslag naar de definitieve lokatie gesleept kunnen worden. Ter plaatse kunnen ze dan tot één geheel worden gemonteerd. Dit monteren evenwel levert de grootste problemen op. Door de golfbeweging willen de verschillende elementen t.o.v. elkaar bewegen. Om een vaste verbinding te verkrijgen dienen de elementen tijdelijk vast met elkaar verbonden te zijn, zodat de



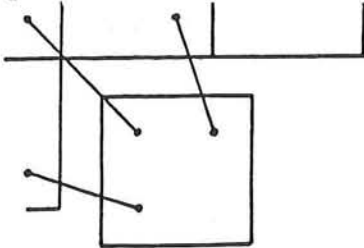
voorspankabels doorgetrokken kunnen worden en de voeg opgevuld kan worden. Na verharding van de voeg kan de constructie voorgespannen worden en de tijdelijke verbinding worden verwijderd.

Het volgende overzicht geeft een mogelijke montage procedure weer:

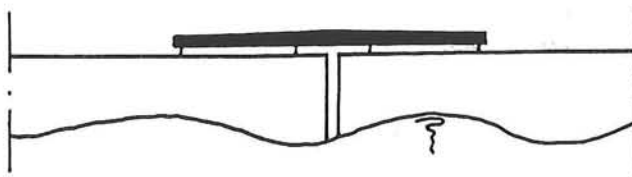
- (1) met sleepboten aanvoeren van een element



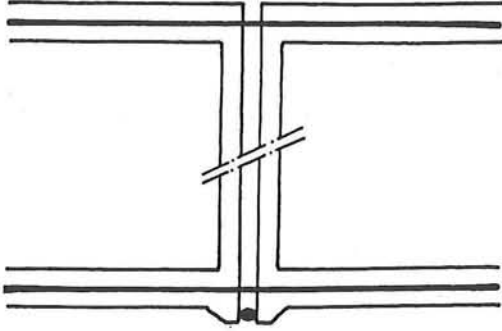
- (2) grof plaatsn van een element d.m.v. lieren



- (3) aanbrengen bokconstructie t.b.v. fixatie



- (4) nauwkeurig stellen in verticale en horizontale zin
- (5) fijnstellen b.v. met platte vijzels tussen de elementen, dit om maatonnauwkeurigheden te compenseren
- (6) droogzetten voeg
- (7) doortrekken voorspankabels



(8) aanbrengen bekisting aan de binnenzijde

(9) storten voeg

(10)voorspanning aanbrengen

(11)verwijderen bokconstructie

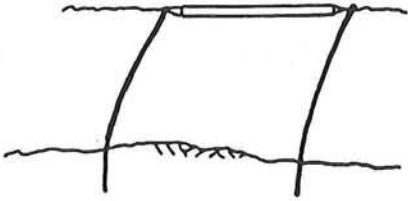
De grootte van de te prefabriceren delen hangt af van een aantal factoren, waarvan te noemen zijn:

- de hanteerbaarheid van de elementen op zee t.a.v. de montage
- de tijdelijke verankeringskosten
- de kosten van de bouwput, samenhangend met de grootte
- de productiecapaciteit

#### 5.4. Verankering

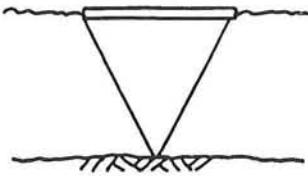
De verankering van het vliegdek moet zodanig zijn dat de constructie de eb- en vloedbeweging kan meemaken. De verticale bewegingsvrijheid mag derhalve niet beperkt worden. In horizontale zin dient de baan wel redelijk op zijn plaats te blijven. Er blijft een aantal mogelijkheden over, te weten:

buigpalen



figuur 5-9

kabelverankering, met gewichtsconstructies op de bodem, danwel andersoortige verankeringen zoals trekpalen



figuur 5-10

Bepaling horizontale krachten

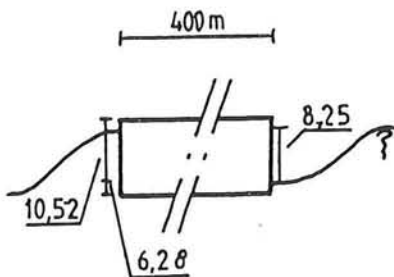
windwrijving langs het bovendeck:

stuwdruk<sup>4</sup> = 1030 N/mm<sup>2</sup>; oppervlak = 400 \* 4000 = 1,6 · 10<sup>6</sup> m<sup>2</sup>

=> F<sub>ww</sub> = 0,04 \* 1030 \* 1,6 · 10<sup>6</sup> = 66 · 10<sup>6</sup> N

golfkrachten:

golfhoogte 8,25 m => F<sub>golf</sub> = 4000 \* 1/2 \* 1025 \* 9,81 \* (8,25)<sup>2</sup> = 1,37 · 10<sup>9</sup> N De periode van deze belasting bedraagt 12 s.



figuur 5-11

<sup>4</sup>volgens T.G.B. 1972

wrijving veroorzaakt door zeestroming:

De wrijving is in het algemeen evenredig met de dichtheid van de vloeistof en met het kwadraat van de snelheid. T.o.v. de luchtwrijving geldt dat de snelheid ongeveer 40x zo laag is een de dichtheid 1000x zo groot. Dit heeft tot gevolg dat windwrijving en waterwrijving ongeveer van dezelfde orde van grootte zijn. In deze berekening worden ze beide gelijk gesteld aan  $66 \cdot 10^6$  N.

winddruk en zuiging:

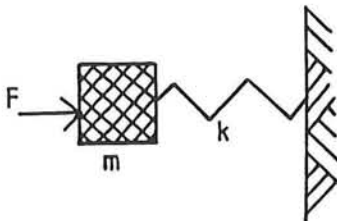
$$F_{wd} + F_{wz} = (0,8 + 0,4) * 1030 * 4000 * 10,52 = 5,20 \cdot 10^7 \text{ N}$$

totale belasting:

$$\text{statisch: } 2 * 6,6 \cdot 10^7 + 5,20 \cdot 10^7 = 1,84 \cdot 10^8 \text{ N}$$

$$\text{dynamisch: } 1,37 \cdot 10^9 \text{ N, periode 12 s}$$

De golfbelasting heeft een periodiek karakter en de verankering hoeft dus niet de volledige golfkrachten op te nemen. Dit wordt veroorzaakt door de traagheid van de constructie. Teneinde de grootte van de golfbijdrage aan de horizontale belasting te bepalen wordt de constructie gemodelleerd tot een één massa veersysteem. Als massa wordt alleen de massa van het dek aangehouden zonder toegevoegde watermassa. Gezien de vorm van het dek, zeer groot met een relatief geringe diepgang, zal dit niet al te ver van de waarheid afliggen. De demping wordt ook niet meegenomen.



figuur 5-12 schematisering dek

Dit systeem moet voldoen aan:

$$F(t) = \frac{\delta^2 x}{t^2} * m + kx \quad (1)$$

De golfbeweging is sinusvormig, met een periode van 12 seconde.  
De periodieke belasting kan uitgedrukt worden als

$$F(t) = F_0 \sin(\omega t)$$

Als particuliere oplossing wordt gesteld:

$$x = x_0 \sin(\omega t)$$

Dit invullen in (1) levert:

$$F_0 \sin(\omega t) = -x_0 \omega^2 m \sin(\omega t) + kx_0 \sin(\omega t)$$

ofwel

$$F_0 = -x_0 \omega^2 m + kx_0$$

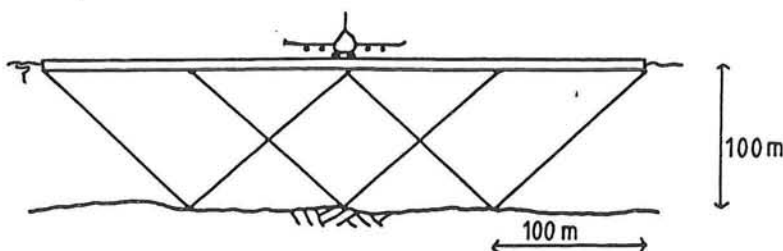
$$\text{De amplitude voor } x_0 = \frac{F_0}{k - \omega^2 m}$$

Uit deze amplitude volgt de maximale belasting op het verankeringssysteem door de golfbelasting.

Het gebruik van buigpalen leidt op deze wijze berekend tot horizontale verplaatsingen in de orde van grootte van 10 m, reden genoeg om deze oplossing af te laten vallen. Een ander argument hiervoor is het buitensporig grote aantal palen dat nodig is om deze oplossing te verwezenlijken. In geringere waterdiepten is een dergelijke oplossing eventueel wel te overwegen.

Het gebruik van aan de bodem vast verankerde kabels biedt meer perspectief en zal dan ook wat verder worden uitgewerkt.

Uitgegaan wordt van de volgende configuratie:



figuur 5-13 kabelverankering

De verankeringen bevinden zich in een stramien van 100 bij 100 meter en aan elk bevestigingspunt op de bodem zijn 4 kabels bevestigd. Ter bepaling van de veerstijfheid van het systeem wordt als uitgangspunt genomen de toepassing van stalen kabels met een doorsnede van 5000 mm<sup>2</sup>.

De lengte van een kabel zonder spanning bedraagt:  $\sqrt{3 * 100^2}$   
 = 173,21 m. Indien een kabel in de x-richting één meter verplaatst dan bedraagt de lengte:  $\sqrt{2 * 100^2 + 101^2} = 173,78$  m. De rek  $\epsilon = (173,78 - 173,21)/173,21 = 3,29 \cdot 10^{-3}$ .

De kracht in de kabel is dan  $3,29 \cdot 10^{-3} * 205000 * 5000 = 3,37 \cdot 10^6$  N. In de x-richting geldt:  $F_x = 1/\sqrt{3} * 3,37 \cdot 10^6 = 1,95 \cdot 10^6$  N. De stijfheid voor beweging in de x-richting  $k = \delta F / \delta x = 1,95 \cdot 10^6 / 1 = 1,95 \cdot 10^6$  N/m per kabel.

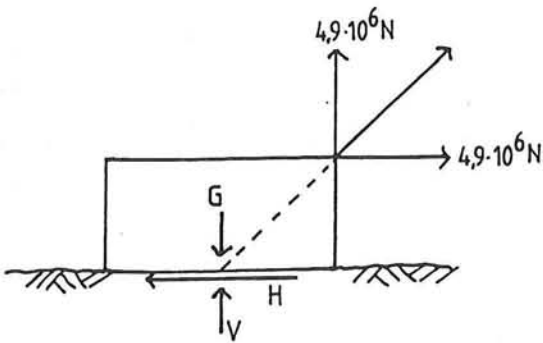
In totaal:  $2 * 3 * 40$  kabels  $\Rightarrow k_{\text{tot}} = 4,68 \cdot 10^8$  N/m.

Hieruit volgt voor de maximale uitslag door de golfbeweging

$$x = \frac{1,37 \cdot 10^9}{4,68 \cdot 10^8 - \pi/6 * 10^{10}} = -0,60 \text{ m (in tegenfase)}$$

De maximaal op te nemen golfkracht is nu  $0,60 * 4,68 \cdot 10^8 = 2,82 \cdot 10^8$  N, dit is 21% van de totale golfkracht. Zonder kabels zou het dek 0,50 m uitslag geven. De kabels hebben blijkbaar niet zoveel effect op de periodieke beweging. In totaal is nu op te nemen door de kabels:  $1,84 \cdot 10^8 + 2,82 \cdot 10^8 = 4,66 \cdot 10^8$  N. De staalspanning is dan  $(4,66 \cdot 10^8 * \sqrt{3}) / (240 * 5000) = 673$  N/mm<sup>2</sup>. Door de kabels dunner te nemen neemt de golfbelasting af en de uitwijking van de statische belasting toe. In dit geval bedraagt de totale uitwijking maximaal  $0,60 + 1,84 \cdot 10^8 / 4,68 \cdot 10^8 = 1,00$  m. In de voorgaande berekening is ervan uitgegaan dat de kabels strak staan. In de praktijk is dit niet het geval. De verankering zal zich dan ook slapper gedragen.

verankering aan de bodem d.m.v. gewichtsconstructies



figuur 5-14 schema gewichtsconstructie

$\phi$  = wrijvingshoek

V = verticale component grondreactie

H = horizontale component grondreactie

stel  $\phi = 30^\circ$

$$V = G - 4,90 \cdot 10^6$$

$$H = V \tan(\phi) = 4,90 \cdot 10^6$$

$$\Rightarrow (G - 4,90 \cdot 10^6) \tan(30^\circ) = 4,90 \cdot 10^6$$

$$\Rightarrow G = 1,34 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Stel gewicht onder water =  $15 \text{ kN/m}^3$

$$\Rightarrow \text{een kubus nodig met een ribbe van } \sqrt[3]{(1,34 \cdot 10^7 / 15 \cdot 10^3)} = 9,6 \text{ m}$$

In principe is het mogelijk een deel van de horizontale kracht op te laten door skirts, die in de zeebodem dringen.

Bovenstaande waarde dient nog te worden verhoogd met een veiligheidsfactor.

kabelverankering met trekpalen:

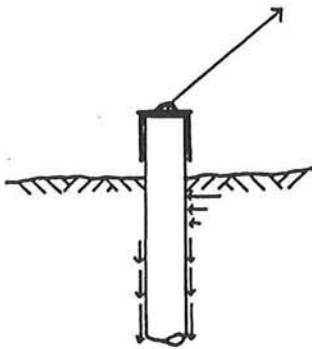
Op elke paal staat nu een horizontale en een verticale kracht van  $4,90 \cdot 10^6 \text{ N}$ . Door het alternerende karakter van de belastingen kan bij te geringe inheidiepte de buis losgewrikt worden. Op de bovenste zone van de buis zal daarom geen mantelwrijving optreden.

Het American Petroleum Intitute houdt als bovengrens voor de mantelwrijving aan  $0,12 \text{ N/mm}^2$ . Voor de Noordzee is dit aan de

pessimistische kant, voor de Middellandse zee is dit niet bekend. Bij gebrek aan gegevens wordt deze waarde aangehouden. De wrijving hoeft alleen de verticale component van de belasting op te nemen. Als een buis met een diameter van één meter wordt aangehouden bedraagt de lengte waarover de mantelwrijving moet kunnen optreden:

$$\frac{4,90 \cdot 10^6}{0,12 \cdot 10^6 \cdot \pi} = 13,0 \text{ m}$$

Om de inheidiepte te bepalen moet hierbij nog de lengte waarover geen mantelwrijving optreedt worden opgeteld. Uiteraard dient ook nog met een veiligheidsfactor te worden gerekend. De uiteindelijke inheidiepte zal zo enkele tientallen meters bedragen.



figuur 5-15 paalverankering

Als de paal met een onderwaterheiblok op de gewenste diepte is gebracht kan een muts over de paalkop worden aangebracht ter bevestiging van de ankerkabels. In de ruimte tussen muts en paalkop dient grout te worden aangebracht. De belasting kan zo d.m.v. schuifspanningen overgedragen worden. Na verharding kunnen de kabels worden bevestigd. Dit op zich is al een enorm karwei, want 170 m kabel van dergelijke omvang weegt al gauw zo'n 6 ton. Eventueel kan de kabel d.m.v. tijdelijke drijflichamen hanteerbaarder worden gemaakt.



### 5.5. Kosten

De kosten worden slechts zeer globaal bepaald aan de hand van eenheidsprijzen.

beton:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van f300,-/m<sup>3</sup>.

-hoeveelheid per segment:

$$2 * 10 * 10 * 0.8 + 2 * 10 * 15,2 * 0,30 = 251,2 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow 2,51 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

totaal bedrag:

$$400 * 4000 * 2,51 * 300 = f1205 \text{ mln}$$

voorspanstaal:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van f6000,-/ton.

-hoeveelheid:

3 kabels per meter dek in 2 richtingen

$$A_p = 5550 \text{ mm}^2/\text{kabel}$$

$$(400 * 3 * 5550 * 4000 \cdot 10^3) * 2 = 53280 \text{ m}^3$$

$$\text{totaal gewicht: } 7859 * 53280 = 4,18 \cdot 10^8 \text{ kg}$$

totaal bedrag:

$$6000 * 4,18 \cdot 10^5 = f2510 \text{ mln}$$

betonstaal:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van f2000,-/ton.

-hoeveelheid:

■ dek: 0,5%

$$(0,005 * 800 * 1000 * 400 * 4000 \cdot 10^3) * 2 * 2 = 2,56 \cdot 10^{13} \text{ mm}^3$$

■ bodem: 0,15%

$$15/50 * 2,56 \cdot 10^{13} = 0,77 \cdot 10^{13} \text{ mm}^3$$

■ lijf: 'beugels' 2,97 mm<sup>2</sup>/mm

$$(2,97 * 41 * 4000 \cdot 10^3 * 16 \cdot 10^3) * 2 = 1,56 \cdot 10^{13} \text{ mm}^3$$

flankwapening  $\phi_k$  12-300

$$(16 \cdot 10^3 / 300 * 2 * 113 * 41 * 4000 \cdot 10^3) * 2 = 3,95 \cdot 10^{12} \text{ mm}^3$$

totaal betonstaal:

$$8,84 \cdot 10^{13} \text{ mm}^3 = 88400 \text{ m}^3$$

totaal gewicht:

$$88400 * 7850 = 6,94 \cdot 10^8 \text{ kg}$$

totaal bedrag:

$$2000 * 6,94 \cdot 10^5 = f1388 \text{ mln}$$

bekisting:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van  $f20,-/m^2$

-hoeveelheid per segment:

■ wanden:

$$4 * 10 * 15,2 = 608 \text{ m}^2$$

■ vloer:

$$10 * 10 = 100 \text{ m}^2$$

■ dak:

$$10 * 10 = 100 \text{ m}^2$$

totaal oppervlak per segment:

$$808 \text{ m}^2 \Rightarrow 8,1 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

totaal bedrag:

$$4000 * 400 * 8,1 * 20 = f259 \text{ mln}$$

verankering:

120 offshore ankerpalen (500 ton) a  $f1,0$  mln

totaal bedrag:

$f120$  mln

afdichtingsrubber:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van  $f10,-/\text{liter}$ .

Indien uitgegaan wordt van elementen van  $50 \times 100$  m, dan is in totaal ongeveer 50000 m profiel nodig. De doorsnede van het profiel wordt gesteld op 0,03 m.

totaal bedrag:

$$0.03 * 50000 * 1000 * 10 = f15,0 \text{ mln}$$

sleepbootdiensten:

Voor het verslepen van de elementen wordt een sleepbootdag per element gerekend. In totaal 320 elementen. De prijs van een 10000 pK sleepboot is  $f40000,-/\text{dag}$ .

totaal bedrag:  $f15$  mln

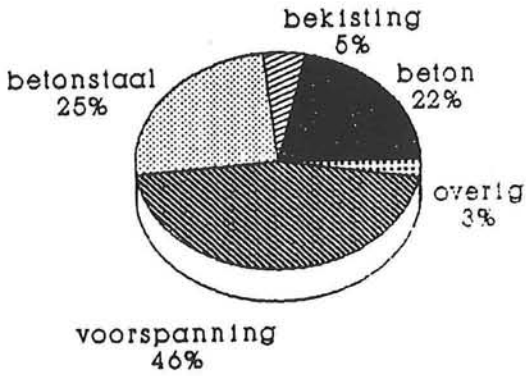
Voor het aanbrengen van de voegconstructie wordt  $f15$  mln gerekend.

Sommatie levert:

totaal generaal  $f5564$  mln/dek

Uitgezet in een figuur levert dit:

## kostenverdeling



figuur 5-16 kostenverdeling

Duidelijk is dat de voorspanning het overgrote deel van de kosten bepaalt. Dit wordt veroorzaakt door de stringente waterdichtheidseisen. De bekistingskosten lijken op het eerste gezicht laag. Dit komt doordat zeer volumineuze betonconstructies worden toegepast, die relatief weinig bekisting vragen.



## HOOFDSTUK 6 DRIJVEND VliegVeld SEMI-SUBMERSIBILE

### 6.1. Algemeen

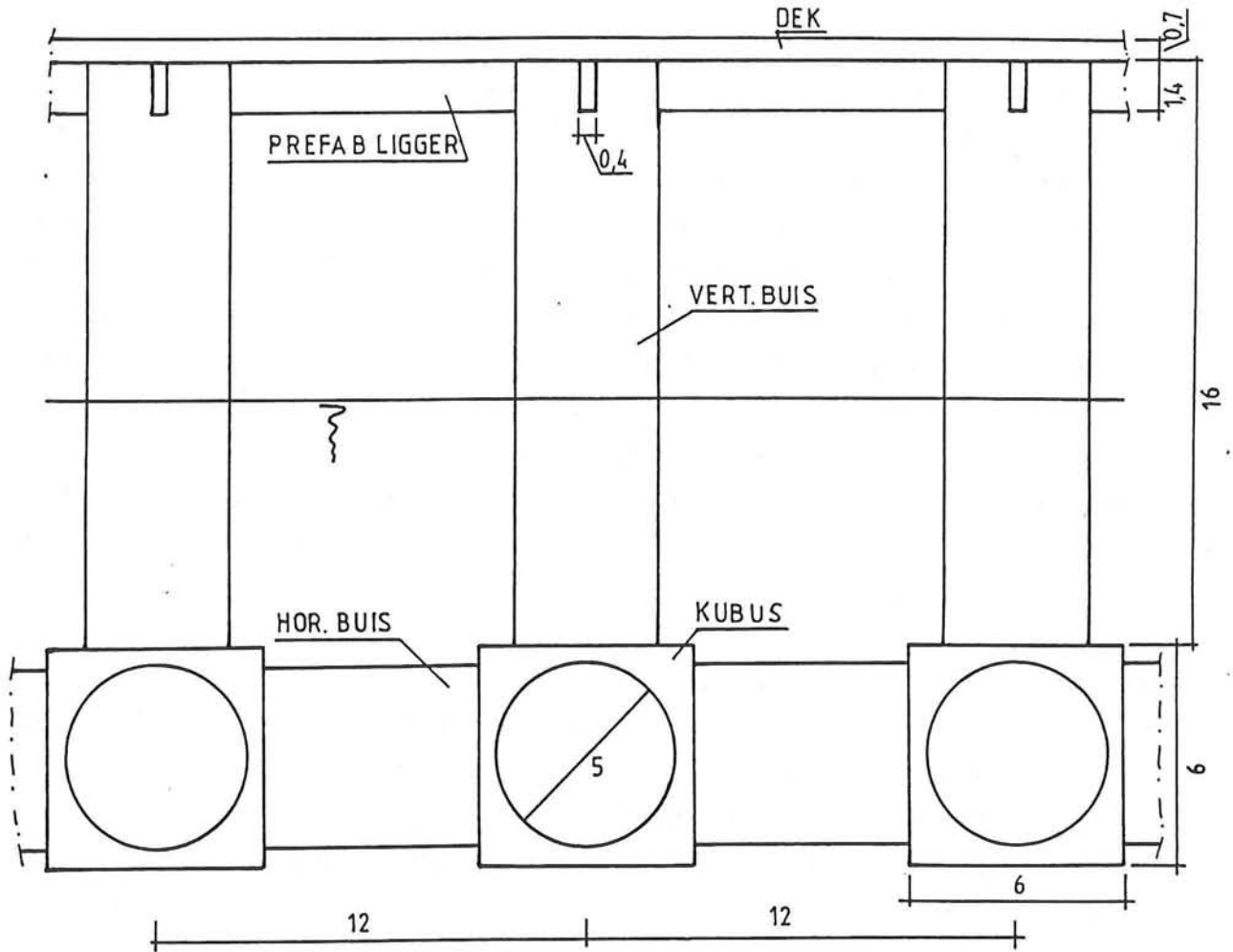
Om de golfmomenten te verminderen en een onder golfbelasting stabiele constructie te verkrijgen, kan deze uitgevoerd worden als semi-submersible. Dit houdt in dat het waterdoorsnijdend oppervlak van de constructie sterk verkleind wordt. De constructie reageert hierdoor relatief langzaam op bewegingen van het wateroppervlak en zal een veel grotere eigentrillingstijd hebben dan een conventionele constructie met een gelijke waterverplaatsing. Hierdoor ontstaat een zeer stabiel dek. Het gebruik van semi-submersibles heeft vooral toepassing gevonden in speciale off-shore vaartuigen zoals boorschepen, pijpenleggers en kraanschepen. Al deze vaartuigen hebben gemeen dat ze op volle zee slechts zeer beperkte bewegingen mogen vertonen om goed te kunnen functioneren.

Het ontwerp van een semi-submersible heeft t.o.v. een conventionele constructie als extra moeilijkheid dat de diepgang veel gevoeliger is voor variaties in het gewicht en overige belastingen. De aard van een semi-sub geeft dat de belastingen van de constructie worden bepaald door de afmetingen en visa-versa. Dit maakt dat het ontwerpproces iets weg heeft van de trial and error methode.

Om inzicht te verkrijgen in de kosten van een semi-submersible startbaan is volgens bovengenoemde methode een ontwerp gemaakt. Dit ontwerp voldoet aan de elementaire sterkte en diepgangseisen maar is geenszins geoptimaliseerd. Het is dus mogelijk een andere, meer optimale oplossing te vinden.

Voor het ontwerp is gekozen voor een frame van ronde buizen, omdat zo geen buigende momenten door de waterdruk optreden. Omdat ronde buizen moeilijk tot een driedimensionale constructie te verbinden zijn, zijn voor dit doel op de hoekpunten kubusvormige verbindingsconstructies gedacht.

E.e.a. wordt duidelijk in de onderstaande figuur.



figuur 6-1 globaal ontwerp semi-submersible vliegveld

Het dek wordt volgens een stramien van 12 bij 12 m ondersteund door prefab betonnen liggers. Zo blijven de buigende momenten beperkt en is het mogelijk de bekisting van het dek te monteren. Als dikte van de buisprofielen wordt 20 cm aangehouden, dit komt overeen met de minimale dikte die nodig is om een constructie met een glijbekisting uit te voeren. Ter controle van de diepgang wordt een element van 12 bij 12 m beschouwd.

massa:

- dek:  $12 * 12 * 0,70 * 2,5 = 252,0$  ton
- liggers:  $2 * 0,4 * 1,4 * 12 * 2,5 = 33,6$  ton
- vert. buis:  $\pi * 4 * 0,2 * 16 * 2,5 = 100,5$  ton
- hor. buis:  $2 * \pi * 5 * 0,2 * 6 * 2,5 = 94,2$  ton
- kubus:  $6 * 5,8 * 5,8 * 0,2 * 2,5 = 100,9$  ton

totaal 581,2 ton

waterverplaatsing:

- hor. buis:  $2 * 1/4 * \pi * (5,20)^2 * 6 = 254,8$  m<sup>3</sup>
- kubus:  $6,0 * 6,0 * 6,0 = 218,0$  m<sup>3</sup>
- vert. buis:  $1/4 * \pi * (4,20)^2 = 13,9$  m<sup>3</sup>/m

=> onderwaterlengte verticale buis:

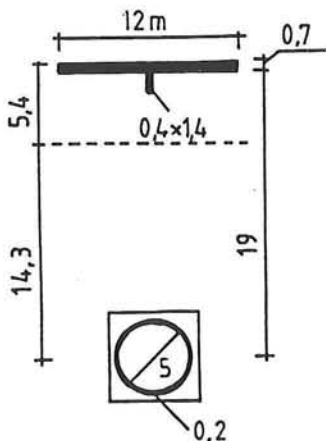
$$581,2 = 1,025 * (254,8 + 218,0 + 13,9 * \text{o.w.lengte})$$

=> o.w.lengte = 6,78 m

Bij bovengenoemde afmetingen is er voldoende vrijboord, gezien de eerder bepaalde maatgevende golfhoogte van 8,25 m.

Zoals eerder berekend is veroorzaakt deze golf op een doosconstructie een moment van 103615,8 kNm/m. Door het kleinere waterdoorsnijdend oppervlak van een semi-submersible is het moment in dit geval veel kleiner. Er wordt ervan uitgegaan dat dit moment evenredig afneemt met het waterdoorsnijdend oppervlak en dat de constructie te schematiseren is tot buigligger. Het moment bedraagt dan  $1/4 * \pi * (4,2)^2 / (12 * 12) * 103615,8 = 9967,8$  kNm/m.

Ter bepaling van de betonspanningen worden vervolgens de doorsnede grootheden berekend.



figuur 6-2 doorsnede element semi-sub

$$A_b = 12 * 0,70 + \pi * 5,0 * 0,2 + 1,4 * 0,4 = 12,1 \text{ m}^2$$

$$S_z = 19,35 * 12 * 0,70 + 18,7 * 0,4 * 1,4 = 173,0 \text{ m}^3$$

Neutrale lijn  $173,0/12,1 = 14,30$  m boven het hart van de horizontale buis.

$$I_z = 12 * 0,70 * (5,4 - 0,35)^2 + \pi * 5 * 0,2 * (14,3)^2 + 0,4 * 1,4 * (4,0)^2 + \pi * (d_u^4 - d_i^4)/64 = 875 \text{ m}^4$$

In het bovendeck geeft het berekende golfmoment een spanning van:

$$M_z/I = (12 * 9967,8 * 5,4)/875 = 738 \text{ kN/m}^2 = 0,7 \text{ N/mm}^2$$

Aan de onderzijde van de buis bedraagt deze:

$$\frac{12 * 9967,9 * (14,3 + 2,6)}{875} = 2310 \text{ kN/m}^2 = 2,3 \text{ N/mm}^2$$

Deze spanningen zijn aanzienlijk kleiner dan bij de bakconstructie.

Bij een semi-submersible gedraagt de elastische ondersteuning zich aanzienlijk slapper dan bij een conventionele constructie. De veerterm in de bewegingsvergelijking is door het geringere waterdoorsnijdend oppervlak afgenomen. De invloed van een vliegtuigbelasting op het dek zal hierdoor doorwerken tot aan de rand van dit dek. Ter bepaling van de momenten wordt de dekconstructie geschematiseerd tot een lijnvormig element. Voor de momenten levert dit een veilige bovengrens, voor de zakkingen levert dit een ondergrens.

De gereduceerde differentiaalvergelijking voor de elastisch ondersteunde ligger luidt:

$$EI \frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + kw = 0$$

Ingevoerd wordt de parameter  $\beta$ , gedefinieerd door:

$$4\beta^4 = \frac{k}{EI}$$

De differentiaalvergelijking gaat dan over in:

$$\frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 4\beta^4 w = 0$$

Indien het geval wordt beschouwd van de ligger met een puntlast van  $2P$ , luidt de oplossing:

$$w = \frac{P\beta\sqrt{2}}{k} e^{-\beta x} \sin(\beta x + \frac{\pi}{4})$$



$$M = \frac{P}{\beta\sqrt{2}} e^{-\beta x} \sin\left(\beta x - \frac{\pi}{4}\right)$$

$$D = P e^{-\beta x} \sin\left(\beta x - \frac{\pi}{2}\right)$$

In dit geval:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{3,85 \cdot 10^5}{4 \cdot 3,6 \cdot 10^{10} \cdot 875 \cdot 400/12}} = 3,09 \cdot 10^{-3}$$

$$k = \frac{1/4 * \pi * (4,2)^2}{144} * 400 \cdot 10^4 = 385 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

De maximale zakking bedraagt:  $\frac{\beta * P}{k}$

$$\Rightarrow w_{\max} = \frac{3,09 \cdot 10^{-3} * \frac{1}{2} * 500 \cdot 10^4}{3,85 \cdot 10^5} = 0,020 \text{ m}$$

Het maximale moment bedraagt:  $\frac{P}{2 * \beta}$

$$\Rightarrow M_{\max} = \frac{\frac{1}{2} * 500 \cdot 10^4}{2 * 3,09 \cdot 10^{-3}} = 4,05 \cdot 10^8 \text{ Nm}$$

Als vliegtuigbelasting is hier het statische geval bekeken, omdat de zeer kortdurende dynamische belasting geen invloed heeft op de constructie als geheel. De natuurlijke golflengte van dit systeem bedraagt  $2\pi/\beta = 2033 \text{ m}$ . Globaal gesproken kan de invloed van een puntlast op een afstand groter dan  $\pi/\beta = 1017 \text{ m}$  worden verwaarloosd. Aangezien het dek  $4000 \text{ m}$  lang is, zijn zeker randstoringen te verwachten. Indien het maatgevende vliegtuig op de rand van de baan staat is de maximale zakking:  $(2 * \beta * P)/k$ , met  $P$  als de volledige vliegtuiglast.

$$\Rightarrow w_{\max} = \frac{2 * 3,09 \cdot 10^{-3} * 500 \cdot 10^4}{3,85 \cdot 10^5} = 0,080 \text{ m}$$

Het maximale moment bedraagt dan  $-0,322 \frac{P}{\beta}$

$$\Rightarrow M_{\max} = -0,322 * \frac{500 \cdot 10^4}{3,09 \cdot 10^{-3}} = -5,21 \cdot 10^8 \text{ Nm}$$

Al deze momenten zijn aanzienlijk kleiner dan de momenten veroorzaakt door de golfbelasting. Door de grootte van de natuurlijke golflengte van het systeem, enige malen groter dan de breedte van het dek, ligt de schematisering tot een

ééndimensionale ligger niet ver van de feitelijke situatie. De gevonden zakkingsen zijn zeer gering en geven geen enkel probleem. Dit komt door de enorm grote spreiding van de belasting.

## 6.2. Dimensionering semi-submersible

### ■ dek

Ter bepaling van de inklemmingsmomenten wordt het dek geschematiseerd tot een volledig ingeklemde plaat van 12 bij 12 m. Deze plaat wordt door 2 puntlasten, 8 m uit elkaar, met een grootte van 3750 kN elk en afmetingen van 1 bij 2 m. Volgens C.U.R. 24 bedraagt het moment van één puntlast:

$$m = \frac{0,136 * 2/12 + 0,062 * 1/12 - 0,355}{2/12 + 1/12 + 1,065} * 3750$$

$$= 933 \text{ kNm/m}$$

(voor een verklaring van de formules wordt verwezen naar de bakconstructie)

Het moment van de 2<sup>e</sup> last mag gereduceerd worden tot  $(1 - (8/11,5)^2) * 933 = 481 \text{ kNm/m}$ .

Het moment veroorzaakt door het eigen gewicht van het dek bedraagt:  $0,0513 * q * a^2$

$$= 0,0513 * 0,70 * 25 * 12^2 = 129 \text{ kNm/m}$$

=> totaal inklemmingsmoment 1543 kNm/m

Er geldt als sterkte-eis:  $M_u > M_d = 1,7 * 1543$

$$= 2623 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Schat } z_u = 0,9 * 600 = 540$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = \frac{M_u}{z_u * f_{pk}} = \frac{2623 \cdot 10^6}{540 * 1860} = 2612 \text{ mm}^2/\text{m}$$

De wapening wordt in 2 richtingen aangebracht.

$$\text{Stel } A_p = 3000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

controle dwarskracht:

Het maatgevende geval treedt op wanneer een wiellast zich  $2,5 * d$ , met  $d$  als de effectieve betondikte, van de rand bevindt. De last mag dan verdeeld worden over  $5 * d + a_x = 5 * 0,65 + 2 =$

5,25 m.  $A_x$  is hier de lengte van de last. De voorspan-kabels lopen gekromd door de plaat. De verticale component van de voorspankracht levert een bijdrage aan het afschuifdraagvermogen. Aangenomen wordt dat de kabels ter plaatse van de maximale schuifspanning een hoek met de horizontaal maken van  $4 * e/l$ , met  $e$  de excentriciteit van de voorspankabel en  $l$  de liggerlengte. In dit geval bedraagt dit:  $4 * 0,25/12 = 0,08$ . Voor de berekening van de schuifspanning geldt:

$$\tau_d = \frac{T_d - P_w * \sin(\alpha)}{b * h}$$

$$P_w \approx 0,65 * 3000 * 1860 = 3,6 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$T_d = 1,7 * 3750/5,25 + 1,7 * 6 * 0,7 * 25 = 1393 \text{ kN/m}$$

$$\tau_d = \frac{1393 \cdot 10^3 - 3,6 \cdot 10^6 * \sin(0,08)}{1000 * 700} = 1,58 \text{ N/mm}^2$$

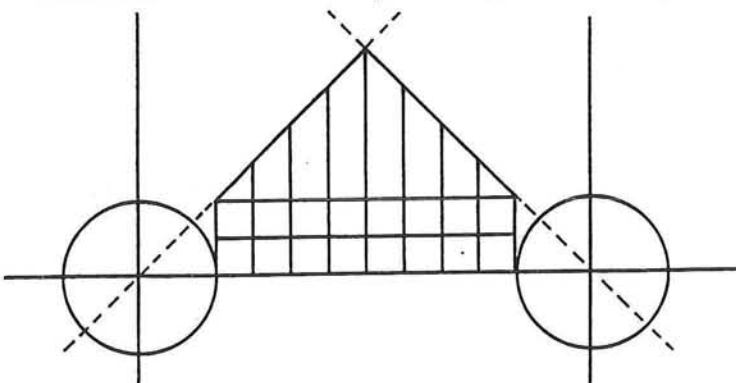
$$\tau_1 = 0,5 * f_b + \frac{0,15 * (P_w - N_d)}{A_b}$$

$$= 0,5 * 2,3 + \frac{0,15 * 3,6 \cdot 10^6}{1000 * 700} - 0,15 * 0,7 = 1,78 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_d < \tau_1 \Rightarrow$  De dekdikte voldoet.

#### ■ liggers

De liggers dienen vast met het dek te worden verbonden. Op deze wijze ontstaat in feite een T-ligger. De balken worden ingeklemd geacht op 8 m lengte en worden belast door het eigengewicht, de rustende belasting van het dek en de vliegtuigbelasting. De rustende belasting draagt af volgens de volgende figuur.



figuur 6-3 afdracht rustende belasting

De puntlast geeft in het midden van ligger een moment van  $1/8 * P * l$ . De rustende belasting is op te splitsen in een gelijkmatig verdeeld deel en een driehoeksbelasting. De momenten hiervan zijn respectievelijk:  $1/24 * q * l^2$  en  $1/32 * q * l^2$

$$q_{eg} = 0,4 * 1,4 * 25 = 14 \text{ kN/m}$$

$$q_{rb} = 2 * 2 * 0,7 * 25 = 70 \text{ kN/m (gelijkmatig verdeeld)}$$

$$q_{rb} = 2 * 4 * 0,7 * 25 = 140 \text{ kN/m (driehoeksbelasting)}$$

Hieruit volgt voor het moment:

$$\begin{aligned} M_{veld} &= 1/8 * 3750 * 8 + 1/24 * (14 + 70) * (8)^2 \\ &\quad + 1/32 * 140 * (8)^2 \\ &= 3750 + 280 + 224 = 4254 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Schat } z_u = 1,40 - 0,2 + 0,70/2 = 1,55 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{M_u}{z_u * f_{pk}} = \frac{1,7 * 4254 \cdot 10^6}{1,55 \cdot 10^3 * 1860} = 2508 \text{ mm}^2$$

Behalve de voorspanning wordt ook nog een huidwapening aangebracht van  $\phi_k-200$ .

#### ■ horizontale buis

De gemiddelde trekspanning in de buis t.g.v. het macro-golfmoment bedraagt:

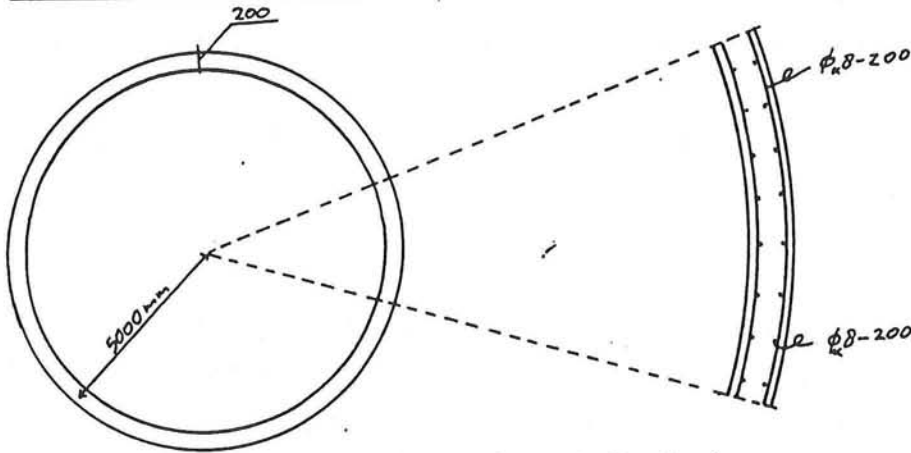
$$12 * 9967,8 * 14,3/875 = 1954 \text{ kN/m}^2 = 2,0 \text{ N/mm}^2$$

Het lokale moment t.g.v. de opwaartse waterdruk bedraagt:

$1/12 * (21,2 * 10 - 3,1 * 25) * (6)^2 = 404 \text{ kNm}$ . Dit geeft een spanning van  $0,1 \text{ N/mm}^2$ . Dit is vrijwel te verwaarlozen. In de buis dient een voorspanning te zitten van  $2,1 \text{ N/mm}^2$ .

$$\begin{aligned} \text{per meter: } A_p &= \frac{N}{0,65 * f_{pk}} = \frac{2,1 * 200 \cdot 10^3}{0,65 * 1860} \\ &= 347 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Ook hier wordt weer een huidwapening toegepast van  $\phi_k8-200$



figuur 6-4 doorsnede horizontale buis

#### ■ kubus

Om de drukspanningen in de buis over te brengen op de wand van de kubus is een verdikking in de zijwanden noodzakelijk omdat anders de schuifspanningen te groot worden. Dit verkleint de overspanning van de onderkant van de kubus. Worden de verdikkingen op 0.5 m gesteld dan bedraagt de overspanning:

$$6 - 2 * (0,2 + 0,5) = 4,6\text{m}$$

De waterdruk aan de onderkant van de kubus bedraagt:

$$(8,25/2 + 6,78 + 6,0) * 10 = 169 \text{ kN/M}^2$$

Aangenomen wordt een ingeklemde plaat van  $4,6 \times 4,6 \text{ m}^2$ .

$$M_{\max} = 0,0513 * q * a^2 = 0,0513 * 169 * (4,6)^2 = 183 \text{ kNm/m.}$$

De wapening volgens G.T.B. 1974-11.2.a.:

$$\frac{M_u}{f'_b * b * h^2} = \frac{1,7 * 183}{44 * 1 * (0.25)^2} = 113$$

$$\Rightarrow k * \omega_0 = 12,1$$

$$\Rightarrow k = 11,4 \Rightarrow \omega_0 = 1,06$$

$$\Rightarrow \phi_k 16-75 \text{ in 2 richtingen}$$

In de zijwanden en het dak wordt voorlopig aangehouden  $\phi_k 16-150$ , dit is verder niet berekend.

#### ■ verticale buis

De verticale buizen worden belast door het gewicht van het dek, de vliegtuigbelasting, het eigengewicht en de golfbelasting. De golfbelasting bestaat uit een drag-, een lift- en een inertia-component. De alternerende liftkracht wordt verwaarloosd omdat

deze zeer onregelmatig van karakter is en in dit geval nooit tot grote momenten aanleiding kan geven.

De verhouding tussen de drag-kracht en de inertia-kracht wordt bepaald door het Keulegan-Carpenter getal.

$$KC = \frac{u * T}{D}$$

Indien het KC-getal kleiner is dan ongeveer 3, overheerst de inertia-component. Als eerste dient de watersnelheid te worden bepaald. Uitgegaan wordt van diepwatervolven. Voor de orbitaalsnelheid geldt:

$$\hat{u}_0 = \xi_a * \omega * e^{kz}$$

$\xi_a$  = golfamplitude

$\omega$  = hoeksnelheid =  $2 * \pi / T$

$k$  = golfgetal =  $2 * \pi / \lambda$  , met  $\lambda$  = golflengte

$z$  = diepte t.o.v. stil water

In dit geval:

$$\xi_a = 8,25 / 2 = 4,125 \text{ m}$$

$$\omega = 2 * \pi / 12 = 0,52 \text{ rad/s}$$

$$k = 2 * \pi / 222 = 0,028$$

$$z = 0$$

$$\Rightarrow \hat{u} = 4,125 * 0,52 * 1 = 2,15 \text{ m/s}$$

$\Rightarrow KC = 2,15 * 12 / 4,2 = 6,1 \Rightarrow$  de drag-component zal een significante rol spelen, maar zal kleiner zijn dan de inertia-component.

De versnelling aan het wateroppervlak bedraagt:

$$2 * \pi / 12 * 2,15 = 1,13 \text{ m/s}^2.$$

Voor het Reynolds-getal geldt in dit geval:

$Re = 2,15 * 4,2 / 10^{-6} = 9,0 \cdot 10^6$  Volgens het Shore Protection Manual bedragen de drag- en de inertia- coëfficiënt nu 0,7 respectievelijk 1,5.

Hiermee zijn de amplituden van de drag- en inertia-component te berekenen.

$$dF_d = \frac{1}{2} * \rho * u * |u| * C_d * D * dL$$

$$dF_i = 1/4 * \pi * D^2 * \rho * \delta u / \delta t * C_m * dL$$

In dit geval:

$$dF_d = \frac{1}{2} * 1025 * 2,15^2 * 0,7 * 4,2 * 1 = 6965 \text{ N/m}$$

$$dF_i = 1/4 * \pi * 4,2^2 * 1025 * 1,13 * 1,5 * 1 \\ = 24070 \text{ N/m}$$

Zoals verwacht is de inertia-component veel groter dan de drag-component.

Om de totale belasting te verkrijgen moeten de twee componenten gesuperponeerd worden. Echter de extremen van beide belastinggevallen vallen niet samen. Omdat het slechts om een orde van grootte schatting gaat wordt voor de berekening van de betonspanningen aangehouden dat de belasting 25000 N/m bedraagt. Over de lengte van de cilinder zal de golfsnelheid niet veel afnemen. Deze wordt dan ook constant gesteld.

Indien de 16 m lange buis geschematiseerd wordt tot een aan de onderzijde ingeklemde kolom dan bedraagt het moment:

$$M = 1/4 * 25000 * (6,78 + 4,125)^2 = 743 \text{ kNm}$$

$$I = \frac{\pi * (4,2^4 - 3,8^4)}{64} = 5,04 \text{ m}^4$$

$$\sigma = 743 \cdot 10^3 * 2,1 / 5,04 = 0,31 \text{ N/mm}^2$$

Dit is veel kleiner dan de drukspanningen die door het eigen gewicht en de rustende belasting in de buis zitten.

### 6.3. Kosten

De kosten worden allereerst bepaald voor een element van 12 bij 12 m.

beton:

Uitgegaan wordt van eenheidsprijs van f300,-/m<sup>3</sup>.

-gewicht per element:

$$581,2 \text{ ton} \Rightarrow 232,5 \text{ m}^3$$

bedrag: f69750,-

$$\Rightarrow f484,-/m^2$$

voorspanstaal:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van f6000,-/ton

■ dek: 3000 mm<sup>2</sup>/m in twee richtingen

$$\Rightarrow 2 * 3000 \cdot 10^{-6} * 12 * 12 = 0,864 \text{ m}^3$$

=> 6,78 ton

■ horizontale buis:  $478 \text{ mm}^2/\text{m}$

$$\Rightarrow 2 * (\pi * 5 * 12 * 478 \cdot 10^{-6}) = 0,180 \text{ m}^3$$

=> 1,413 ton

■ liggers

$$2 * 2508 \cdot 10^{-6} * 12 = 0,060 \text{ m}^3$$

=> 0,47 ton

totaal gewicht: 8,66 ton

totaal bedrag: f51960,-

f361,-/m<sup>2</sup>

betonstaal:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van f2000,-/ton

■ dek: huidwapening  $\phi_k 8-200 \Rightarrow 251 \text{ mm}^2/\text{m}$

$$\Rightarrow 2 * 2 * 251 \cdot 10^{-6} * 12 * 12 = 0,145 \text{ m}^3$$

=> 1,14 ton

■ liggers:  $\phi_k 8-200$

$$\Rightarrow 2 * 2 * 251 \cdot 10^{-6} * (2 * (1,4 + 0,4)) * 12$$

$$= 0,044 \text{ m}^3$$

=> 0,345 ton

■ verticale buis: min. wap. perc. 0,15%

$$\Rightarrow 2 * \pi * 4 * 0,2 * 16 * 0,15 \cdot 10^{-2} = 0,121 \text{ m}^3$$

=> 0,94 ton

■ horizontale buis: huidwapening:  $\phi_k 8-200$

$$\Rightarrow 2 * 2 * \pi * 5 * 251 \cdot 10^{-6} * 6 = 0,091 \text{ m}^3$$

=> 0,74 ton

■ kubus

onderzijde:  $\omega_0 = 1,06$  in twee richtingen, onder en boven

$$\Rightarrow 4 * (1,06/100 * 6 * 6 * 0,25) = 0,38 \text{ m}^3$$

=> 2,98 ton

wanden:  $4 * 2,98/2$

dak:  $2,98/2$

totaal 10,43 ton



totaal gewicht 13,61 ton  
totaal bedrag f27220,-  
f189,-/m<sup>2</sup>

bekisting:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van f20,-/m<sup>2</sup>

■ dek: om deze bekisting aan te brengen is veel montagewerk nodig, dit wordt in rekening gebracht d.m.v. een hogere bekistingsprijs van f100,-/m<sup>2</sup>  
hoeveelheid: 144 m<sup>2</sup>  
bedrag: f14400,-

■ liggers:

$2 * 12 * (0,4 + 2 * 1,4) = 76,8 \text{ m}^2$   
=> f1536,-

■ verticale buis:

$2 * \pi * 4 * 16 = 402 \text{ m}^2$   
=> f8040,-

■ kubus: Hier is sprake van een zeer ingewikkelde bekisting. =>  
f100,-/m<sup>2</sup>  
 $2 * 6 * 6 * 6 = 432 \text{ m}^2$   
=> f43200,-

■ horizontale buis:

$2 * \pi * 5 * 6 = 188 \text{ m}^2$   
=> f3770,-

totaal: f70946,-  
f493,-/m<sup>2</sup>

Totaal voor een dek van 400 bij 4000 m:

$1,6 * (484 + 361 + 189 + 493) = f2443 \text{ mln}$

verankering: f120 mln

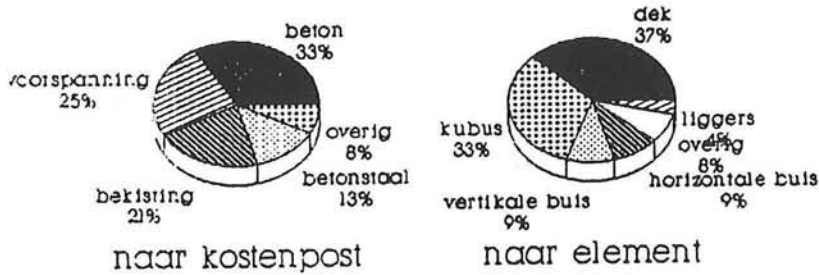
sleepbootdiensten: f15 mln

bevestigen elementen: f50 mln (uit de duim gezogen)

totaal generaal: f2628 mln/dek  
f1641,-/m<sup>2</sup>

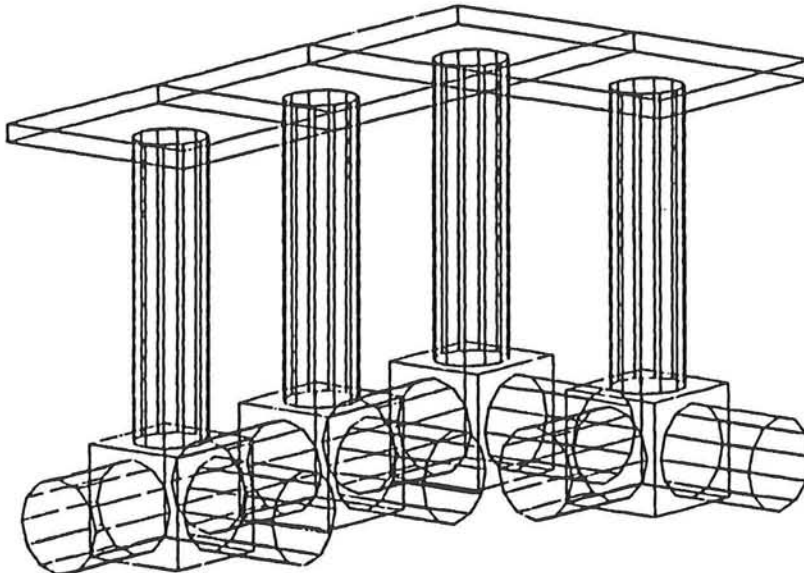
Uitgezet in een figuur:

## kostenverdeling



figuur 5-6 kostenverdeling

Het bekijken van de resultaten leert dat de kosten voor een groot deel worden bepaald door de voorspanning in het dek en de bekisting van de kubus. Deze zaken dienen eigenlijk nader bekeken te worden. De sterkteberekening is bepaald niet nauwkeurig te noemen. Duidelijk is in ieder geval de winst t.o.v. de conventionele doosconstructie.



figuur 6-6 draadfiguur semi-submersible

## Deel B Klein vliegveld

### HOOFDSTUK 7 ALGEMEEN

#### 7.1. Ontwerp klein vliegveld

Met het wegvallen van de grenzen worden in Europa de regionale verbindingen steeds belangrijker. De grootste groei zit hier in een kapitaalkrachtige reizigersgroep die snel naar de plaats van bestemming gebracht wil worden. Door geen gebruik te maken van de grote internationale vliegvelden is veel tijdswinst te boeken. De inchecktijden zijn korter, er wordt immers in het algemeen met relatief kleine vliegtuigen gevlogen, er zijn minder vertragingen en de regionale vliegvelden liggen dicht bij de plaats van bestemming.

De afmetingen van een regionaal vliegveld worden bepaald door het grootste toe te laten vliegtuig. Hoe groter dit vliegveld is, hoe groter het aanbod van verkeer zal zijn. De afmetingen bepalen een groot deel van de kosten van een vliegveld. Er dient derhalve een optimale keuze gemaakt te worden m.b.t. de toe te laten vliegtuigtypen.

Voor drijvende vliegvelden geldt dat het gewicht van de vliegtuigen van groot belang is. Het is niet zo dat de vereiste lengte van de startbaan evenredig is met het startgewicht van het desbetreffende vliegtuig. Verschillende vliegtuigontwerpen van de laatste jaren krijgen steeds meer STOL<sup>5</sup>eigenschappen. Dit betekent dat relatief zware vliegtuigen van kleine vliegvelden gebruik kunnen maken. Voor drijvende vliegvelden zal eerder het maximale startgewicht de beperkende factor zijn dan de lengte van de startbaan. Verhoging achteraf van het maximale draagvermogen van het dek is in principe niet mogelijk, uitbreiding van de startbanen eventueel wel. Het is dus raadzaam een hoog

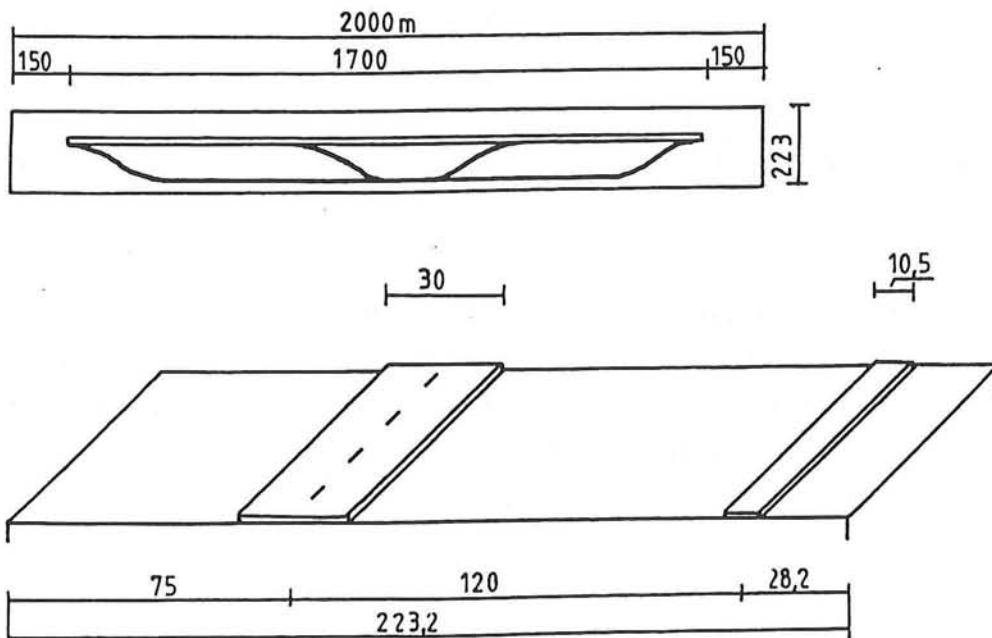
---

<sup>5</sup>STOL Short Take Off and Landing, deze vliegtuigen hebben aan een zeer korte startbaan voldoende, b.v. de Twinotter die aan 600m startbaan genoeg heeft

startgewicht toe te laten, met het oog op toekomstige ontwikkelingen.

Voor wat de lengte betreft geldt dat de startbaan tenminste een lengte van 1560 m dient te hebben om alle zakenjets te kunnen verwerken, zoals de Learjet en de Gulfstream. Bedraagt de lengte 1700 m dan kunnen zelfs de Boeing 737 en de Fokker 100 van het vliegveld gebruik maken.

Een en ander leidt, volgen de regels van I.C.A.O. tot de navolgende afmetingen.



figuur 7-1 afmetingen vliegveld

## 7.2. Belasting door vliegtuigen

Als maatgevend vliegtuig wordt de Boeing 737 aangehouden. Dit vliegtuig heeft een maximaal startgewicht van 60 ton en twee landingsgestellen die zich 5 m uit elkaar bevinden. Evenals bij het maatgevende vliegtuig voor het grote vliegveld wordt ook hier als dynamische vermenigvuldigingsfactor 1,5 toegepast. Het belastingschema bestaat zo uit 2 puntlasten van ieder 45 ton.



## HOOFDSTUK 8 KUNSTMATIG EILAND

Aan de opbouw van de verdediging is niets veranderd. Deze is niet afhankelijk van de afmetingen van het eiland. Voor de eilanden met een taludverdedegingsconstructie geldt dat het eilandniveau gelijk aan het kruinniveau leidt tot minimale kosten.

De kosten per meter omtrek zijn voor deze kleine vliegvelden gelijk aan die voor de grote vliegvelden.

### 8.1. Zandvoort

Kunstmatic eiland met taludverdedegingsconstructie:

$$\text{Oppervlak} = 2100 \cdot 1460 = 3,066 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

$$\text{Omtrek} = 2 \cdot (2100 + 1460) = 7120 \text{ m}$$

Kosten:

$$f87,56 \cdot 10^3 \cdot 7120 + f5,- \cdot 30,4 \cdot 3,066 \cdot 10^6 = f1,1 \cdot 10^9$$

Duin

$$\text{Oppervlak} = 1460 \cdot 2457 = 3,587 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

$$\text{Omtrek} = 2 \cdot (1460 + 2457) = 7834 \text{ m}$$

Kosten:

$$f5,- \cdot (37,5 \cdot 10^6 + 3,587 \cdot 10^6 \cdot 17,2 + 7834 \cdot 1,059 \cdot 10^4) \\ = f0,9 \cdot 10^9$$

### 8.2. Noordzee 20 meter

Kunstmatic eiland met taludverdedegingsconstructie:

$$\text{Oppervlak} = 3,066 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

$$\text{Omtrek} = 7120 \text{ m}$$

Kosten:

$$f137,613 \cdot 10^3 \cdot 7120 + f5,- \cdot (25,7 + 16,7) \cdot 3,066 \cdot 10^6 = f1,6 \cdot 10^9$$

Duin

$$\text{Oppervlak} = 1460 \cdot 2457 = 3,587 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

$$\text{Omtrek} = 2 \cdot (1460 + 2457) = 7834 \text{ m}$$

Kosten:

$$f5,- * (20/12 * 37,5 \cdot 10^6 + 3,587 \cdot 10^6 * 25,2 + 7834 * 24,827 \cdot 10^3) \\ = f1,7 \cdot 10^9$$

### 8.3. Nice

$$\text{Oppervlak} = 3,066 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

$$\text{Omtrek} = 7120 \text{ m}$$

Kosten:

$$f319 \cdot 10^3 * 7120 + f572,50 * 3,066 \cdot 10^6 = f4,0 \cdot 10^9$$

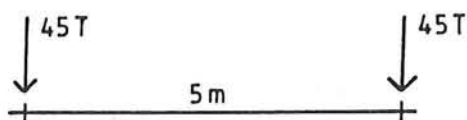


## HOOFDSTUK 9 VLIEGVELD OP PALEN

9.1. Lokatie zandvoort9.1.1. Dek

De constructie heeft dezelfde opbouw als bij het hiervoor uitgewerkte ontwerp. Het dek is dus statisch bepaald opgelegd op de oplegbalk. Het dek bestaat uit een massieve plaat. De extra kosten van het maken van sparingen wegen waarschijnlijk niet op tegen de besparingen op de betonkosten.

De belasting wordt geschematiseerd tot twee echte puntlasten van 45 ton. De afstand tussen de lasten is 5 m.



Voor de meewerkende breedte wordt weer 5 meter aangenomen.

## Moment

Het stramien wordt in de breedte vergroot tot 15 \* 15 meter.

De grootheden voor een 5 meter brede en 600 mm hoge plaat zijn:

$$A = 3,000 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I = 9,000 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$W = 3,000 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$k = 100 \text{ mm}$$

$$M_g = 2,069 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Twee mogelijkheden voor de vliegtuigbelasting:

A) Vliegtuig dwars op lengterichting

$$M = 1/4 \cdot F \cdot L$$

b) Vliegtuig dwars op lengterichting

$$M = 1/2 \cdot F \cdot (L - 5000)$$

Voor  $L > 10$  meter is a) maatgevend  $\Rightarrow M_q = 2,207 \cdot 10^9$ .

$$M_{\text{tot}} = 4,276 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

## Voorspanning

Ook voor deze constructie gelden dezelfde grenstoestanden:

$$P_{\infty}(e+k) \geq M_g + M_q - 0,5 \cdot f_b \cdot W$$

$$P_{\infty}(e-k) \leq 0,75 \cdot W \cdot f_b$$

$$\Rightarrow P_{\infty} = 16,88 \cdot 10^6$$

$$e = 132 \text{ mm}$$

Aantal voorspankabels = 151.

Zie verder bijlage I.

### 9.1.2. Oplegbalk

Moment

Er zijn drie mogelijke belastinggevallen:

De situatie dat het vliegtuig dwars op de baan staat met één wiel op de randbalk is ook nu maatgevend:

$$\begin{aligned} M_q &= 1/4 \cdot F \cdot B + 1/4(L-5000)/L \cdot F \cdot B - 1/8(L-5000)F/L \cdot 5000 \\ &= 1/2 \cdot F \cdot B - 1250 \cdot F \cdot B/L - 5000/8 \cdot F + 5000/8 \cdot 5000 \cdot F/L \\ &= 2,76 \cdot 10^9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Moment t.g.v. betonnen dek

$$\begin{aligned} M_g &= 1/8 \cdot 600 \cdot 15000 \cdot 1/2 \cdot 2500 \cdot 10^{-9} \cdot 9,81 \cdot 150000^2 \\ &= 3,103 \cdot 10^9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Profielafmetingen

De iteratief bepaalde afmetingen zijn:

$$h = 2050 \text{ mm}$$

$$b = 650 \text{ mm}$$

$$A = 1,333 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I = 4,667 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$W = 4,553 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$k = 342 \text{ mm}$$

$$M_g = 9,195 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$M_{\text{totaal}} = 2,76 \cdot 10^9 + 3,10 \cdot 10^9 + 9,2 \cdot 10^8 = 6,80 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Bepaling voorspanning

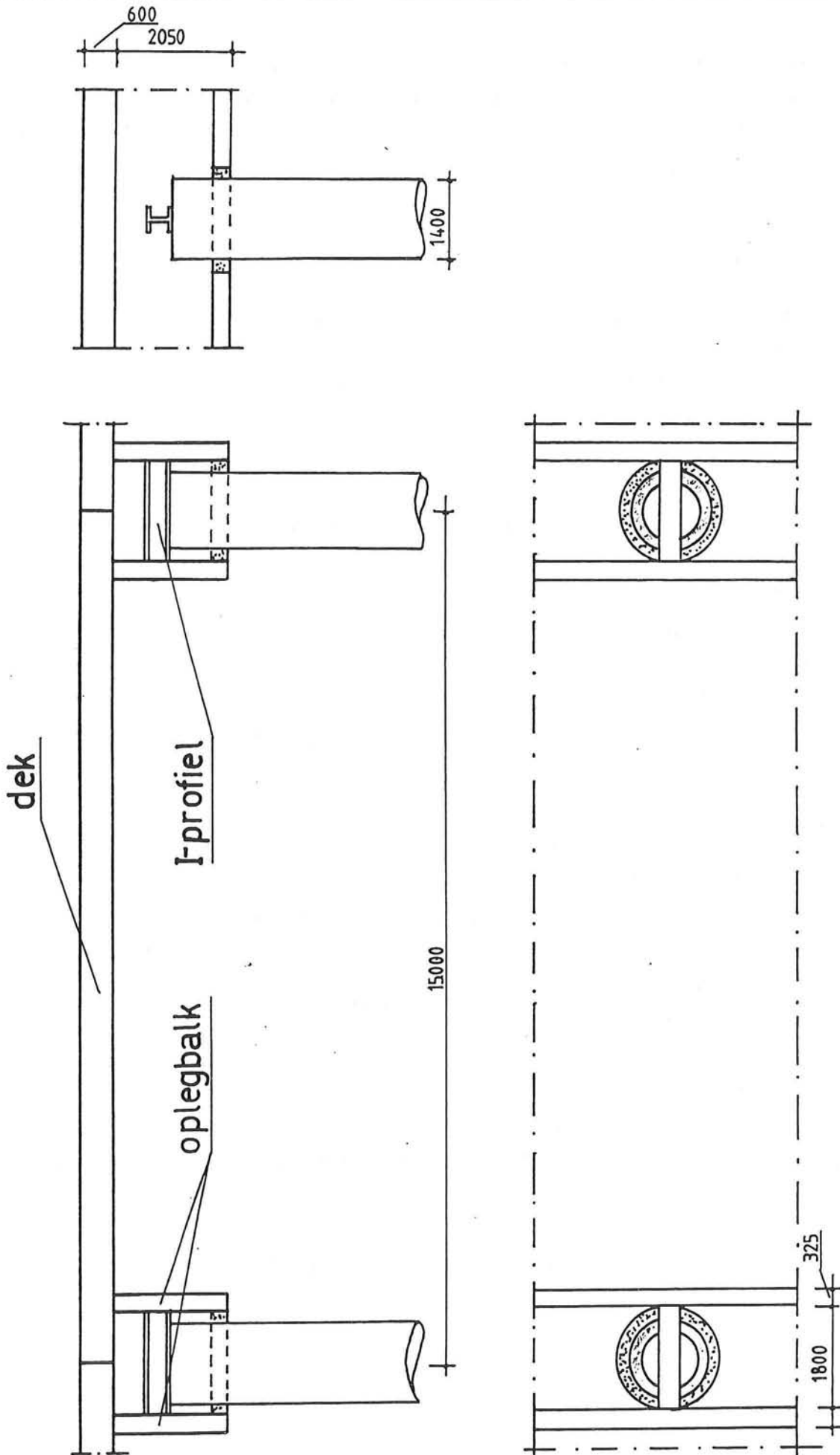
De zelfde grenstoestanden als in voorgaande berekeningen zijn ook hier maatgevend.

Uit deze voorwaarden volgt voor deze balastingsituatie en stramienafmetingen  $\Rightarrow p_{\infty} = 7,93 \cdot 10^6 \text{ N}$

$$e = 445 \text{ mm}$$

Aantal voorspankabels is 71.

Verdere berekening in Bijlage I.



figuur 9-1

### 9.1.3. Palen

Per paal wordt een veld van  $15 * 15 \text{ m}^2$  gedragen. De stuwdruk, waterdiepte en paallengte zijn onveranderd t.o.v. het grote vliegveld. Een paaldiameter 1,4 meter en een wanddikte 200 mm blijken te voldoen.

Vertikale belasting

Betonplaten en balk

$$(0,6 \cdot 15^2 + 2,05 \cdot 0,65 \cdot 15) \cdot 2500 \cdot 9,81 = 3,801 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Vliegtuigbelasting

$$(45 + 10/15 \cdot 45) \cdot 10^3 \cdot 9,81 = 0,736 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Totale verticale belasting:  $4,537 \cdot 10^6 \text{ N}$

Windwrijving

$$F_w = 2 \cdot 0,04 \cdot 1030 \cdot 10^{-6} \cdot 15000^2 = 18,54 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Stroomkracht

$$F_{\text{stroom}} \text{ is: } 52,58 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$A = 0,754 \text{ m}^2$$

$$W = 0,199 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{1,7 \cdot 4,537}{0,754} + \frac{1,7 \cdot (18,54 \cdot 5/4 \cdot 24,4 + 52,58 \cdot 3/4 \cdot 24,4) \cdot 10^6}{0,199 \cdot 10^9}$$

$$\sigma = 10,23 + 13,05 \text{ N/mm}^2$$

De permanente belasting is:

$$3,801 \cdot 10^6 / 0,754 \cdot 10^6 = 5,04 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De voorspanning} = 13,05 - 5,04 = 2,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Maximale spanning: } 1,7 \cdot 2,64 + 10,23 + 13,05 = 27,76 \text{ N/mm}^2$$

$$n = \frac{1,25 \cdot 2,64 \cdot 0,754 \cdot 10^6}{0,75 \cdot 1860 \cdot 100} = 18 \text{ strengen}$$

### 9.1.4. Kosten

De kentallen zijn voor een klein vliegveld gelijk aan de in paragraaf 4.2.5. vermelde kentallen voor een groot vliegveld.

Beton

$$\text{dek: } 0,6 \text{ meter dik: } 0,6 * f300,- = f180,-/m^2$$

$$\text{balk: } 2,05 \cdot 0,65 \cdot 15 \cdot f300,- / 15^2 = f26,65/m^2$$

Wapening

$$\text{dek: } 4 \cdot 0,15 \cdot 10^{-2} \cdot 15000 \cdot 600 = 4 \cdot 13500 \text{ mm}^2 \Rightarrow \phi 12 - 125$$

$$905 \text{ mm}^2/m \cdot 4 \cdot 10^{-6} \cdot 7850 \cdot f2,- = f57,-/m^2$$

balk: beugels  $\phi 6 - 300$

$$\text{lengte beugels } 150 + 2 \cdot (2050 - 55 + 650 - 55) = 5330 \text{ mm}$$

$$\text{lengte balk} = 15000 \text{ mm} \Rightarrow 15000/300 = 50 \text{ beugels.}$$

$$50 \cdot 5330 \cdot 28 \cdot 10^{-9} \cdot 7850 \cdot f_{2,-} = f_{117,12}$$

$$\text{Minimum wapening: } 0,15 \cdot 10^{-2} \cdot 2050 \cdot 650 = 2000 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 10 \phi 16$$

$$\text{flank en bovenwapening: } (2 \cdot 6 + 3) \phi 6$$

$$\text{Langswapening: } (10 \cdot 1,58 + 12 \cdot 0,22) \cdot 15 \cdot f_{2,-} = f_{553,20}$$

$$\text{Balkwapening: } (f_{117,12} + f_{553,20}) / 15^2 = f_{2,98/m^2}$$

Voorspanning

$$\text{dek: } 3 \cdot 151 \cdot 15000 \cdot 10^{-9} \cdot 100 \cdot 7850 \cdot f_{4,-} / 15^2 = f_{94,83/m^2}$$

$$\text{balk: } 69 \cdot 15000 \cdot 10^{-9} \cdot 100 \cdot 7850 \cdot f_{4,-} / 15^2 = f_{14,44/m^2}$$

Bekisting

$$\text{dek: } (15 \cdot 15 + 4 \cdot 15 \cdot 0,6) \cdot f_{15,-} / 15^2 = f_{17,40/m^2}$$

$$\text{balk: } (2 \cdot 2,05 + 0,65) \cdot 15 \cdot f_{15,-} / 15^2 = f_{4,75/m^2}$$

Samengevat:

$$\text{beton: } f_{206,65}$$

$$\text{wapening: } f_{59,98}$$

$$\text{voorspanning: } f_{109,27}$$

$$\text{bekisting: } f_{22,15}$$

$$\text{Totaal bovenbouw } f_{398,-} \text{ per m}^2$$

Onderbouw:

$$\text{Beton: } 0,754 \cdot 48,8 \cdot f_{300,-} / 15^2 = f_{49,06}$$

$$\text{Wapening: } (\pi(1,4 - 0,043) + \pi(1,0 + 0,043)) \cdot 48,8 / 0,3 \cdot 0,22 \cdot f_{2,-} / 15^2 \\ = f_{2,40}$$

$$\text{Voorspanning: } 18 \cdot 48800 \cdot 10^{-9} \cdot 100 \cdot 7850 \cdot f_{4,-} / 15^2 = f_{12,26}$$

$$\text{Bekisting: } 2,4 \cdot \pi \cdot 48,8 \cdot f_{15,-} / 15^2 = f_{24,53}$$

$$\text{Totaal palen: } f_{88,-}$$

$$\text{Totaal bovenbouw: } f_{88,-} \cdot 1,2 = f_{106,-}$$

$$\text{Totale kosten van deze constructie: } f_{504,-}$$

Ook hier moet  $f_{1,8}$  miljoen bij de totale kosten opgeteld worden.

## 9.2. Lokatie Noordzee 20 meter

$$\text{Vertikale belasting: } F_v = 4,537 \cdot 10^6$$

$$\text{Windwrijving: } F_w = 2 \cdot 0,04 \cdot 1067 \cdot 10^{-6} \cdot 15000^2 = 19,21 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\text{Voor } D = 1,8 \text{ m, wanddikte} = 300 \text{ mm}$$

$$F_{\text{stroom}} = 117,40 \cdot 10^3$$

$$A = 1,414 \text{ m}^2$$

$$W = 0,459 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,7 \cdot 4,537}{1,414} + \frac{1,7 \cdot (19,21 \cdot 40,95 + 129,62 \cdot 23,6) \cdot 10^6}{0,459 \cdot 10^9}$$

$$\sigma = 5,45 + 14,24 \text{ N/mm}^2$$

De permanente belasting is:

$$3,801 \cdot 10^6 / 1,414 \cdot 10^6 = 2,688 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De voorspanning} = 14,24 / 1,7 - 2,688 = 5,69 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Maximale spanning: } 1,7 \cdot 5,69 + 5,45 + 14,24 = 29,36 \text{ N/mm}^2$$

$$n = \frac{1,25 \cdot 5,69 \cdot 1,414 \cdot 10^6}{0,75 \cdot 1860 \cdot 100} = 72 \text{ kabels.}$$

### Kosten

De kosten van de bovenbouw zijn f398,-/m<sup>2</sup>

Onderbouw:

$$\text{Beton: } 1,414 \cdot 59,7 \cdot f300,- / 15^2 = f112,55$$

$$\begin{aligned} \text{Wapening: } & (\pi(1,8 - 0,043) + \pi(1,2 + 0,043)) \cdot 59,7 / 0,3 \cdot 0,22 \cdot f2,- / 15^2 \\ & = f3,67 \end{aligned}$$

$$\text{Voorspanning: } 72 \cdot 59700 \cdot 10^{-9} \cdot 100 \cdot 7850 \cdot f4,- / 15^2 = f59,99$$

$$\text{Bekisting: } 3,0 \cdot \pi \cdot 59,7 \cdot f15,- / 15^2 = f37,51$$

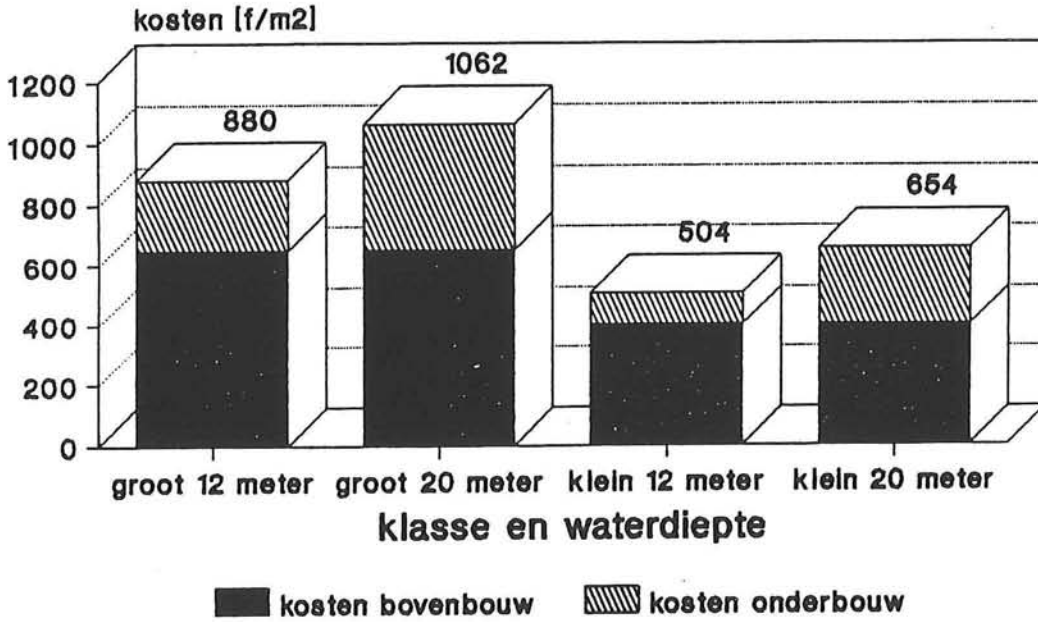
$$\text{Totaal palen: } f214,-$$

$$\text{Totaal bovenbouw: } f214,- \cdot 1,2 = f256,-$$

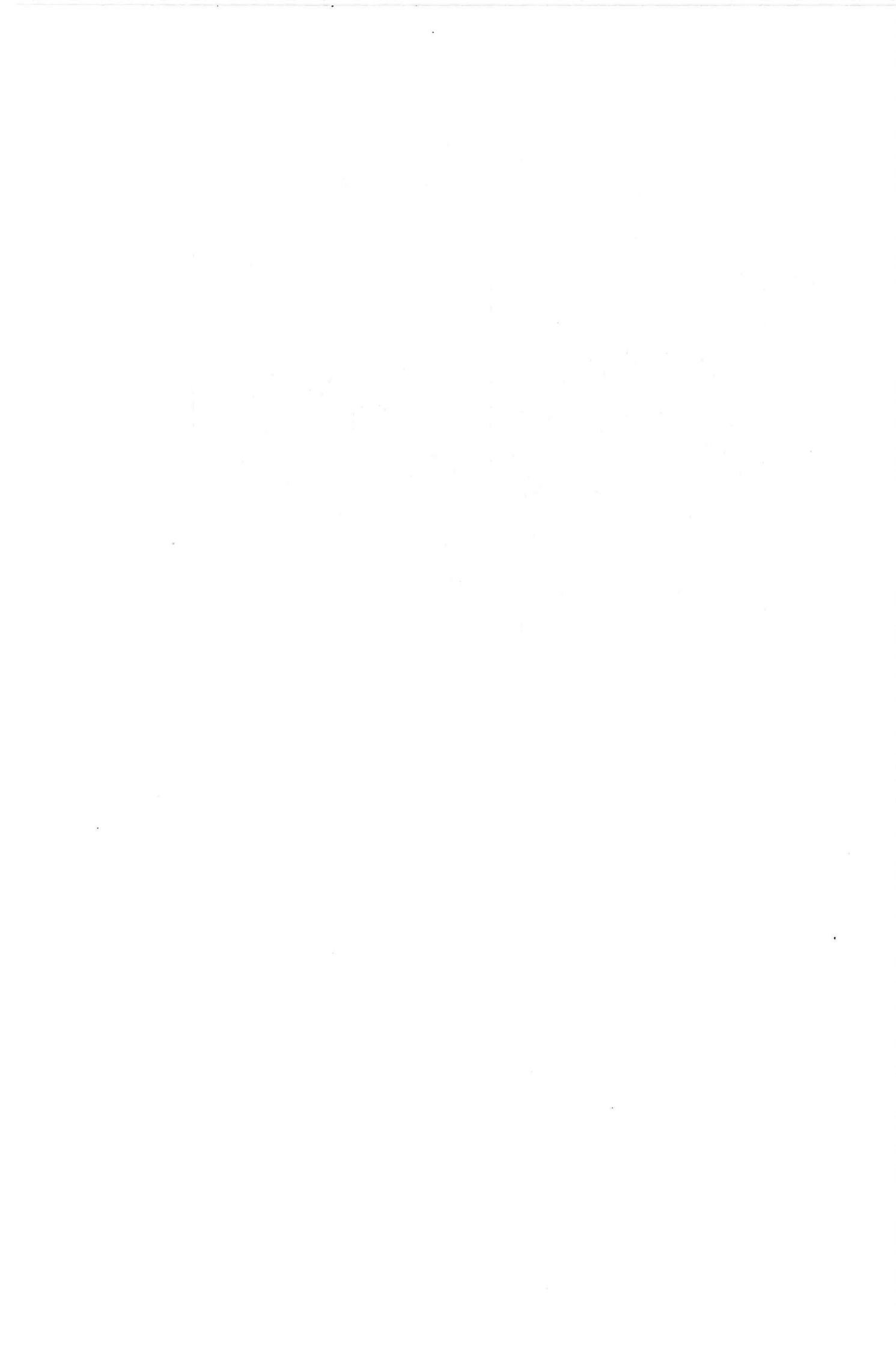
$$\text{Totale kosten van deze constructie: } f654,-$$

Ook hier moet f1,8 miljoen bij de totale kosten opgeteld worden. Hieronder volgt het kostenoverzicht voor de vier verschillende vliegvelden ondersteund door palen.

## Kosten platform vergelijking en verdeling



figuur 9-2 kosten vliegvelden op palen





## HOOFDSTUK 10 DRIJVEND VliegVELD BESCHUT

### 10.1. Belastingen

Een drijvende constructie staat bloot aan velerlei belastingen. Het vliegdek wordt belast door golfkrachten, hydrostatische waterdrukken, puntlasten van vliegtuigen en gelijkmatig verdeelde belastingen door eigen gewicht en veranderlijke belastingen. Al deze belastingen kunnen hun effect hebben op globale schaal nl. de constructie als geheel of slechts lokaal hun invloed doen gelden. Onder de hierna volgende punten worden deze belastingen achtereenvolgens behandeld. Indien alle belastingen bekend zijn kan de dimensionering plaatsvinden.

#### 10.1.1. Golfmoment

Ondanks dat er uitgegaan wordt van een beschutte ligging van het vliegveld kan er toch sprake zijn van golfbelasting. Te denken valt aan golfslag veroorzaakt door passerende schepen. Aangezien op dit moment weinig bekend is over de aan te houden golfhoogten wordt arbitrair voorgesteld een maatgevende golfhoogte aan te houden van 2 m, bij een golflengte van 40 m (een reële lengte/hoogte verhouding van 1 op 20).

De berekening van het maximale moment gaat als volgt:

$$b_w = 1 * 10 * \cos\left(\frac{2\pi x}{40}\right)$$

$$Q_w = \frac{200}{\pi} * \sin\left(\frac{2\pi x}{40}\right) + C_1$$

$$M_w = - \frac{4000}{\pi^2} * \cos\left(\frac{2\pi x}{40}\right) + C_2$$

$$x = 0, Q = 0 \rightarrow C_1 = 0$$

$$x = 0, M = 0 \rightarrow C_2 = 4000/\pi^2$$

$$\rightarrow M_w = \frac{4000}{\pi^2} * \left(1 - \cos\left(\frac{2\pi x}{40}\right)\right)$$

$$\text{maximaal golfmoment} = \frac{8000}{\pi^2} = 811 \text{ kNm/m}$$

### 10.1.2. Macromoment vliegtuig

Er is hier sprake van een elastisch ondersteunde plaat, belast door een aantal puntlasten.

De analytische oplossing moet in principe voldoen aan de plaatvergelijking:

$$\frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 * \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} + \frac{k}{EI} w = 0$$

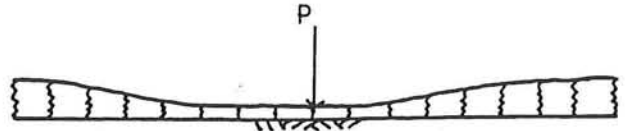
met  $k$  als beddingconstante

In Timoshenko<sup>6</sup> wordt een analytische oplossing voor dit probleem gegeven. Deze luidt als volgt:

$$w = - \frac{Pl^2}{2\pi D} \text{kei}(x)$$

met:

$P$  = puntlast



$$l = \sqrt[4]{\left(\frac{D}{k}\right)}$$

$$D = \frac{EI}{(1-\nu^2)}$$

Kei is een door Lord Kelvin geïntroduceerde relatie. Voor kleine  $x$  geldt:

$$\text{kei}(x) = - \frac{x^2}{4} * \ln(x) - \frac{\pi}{4} + (1 + \ln(2) - \gamma) * \frac{x^2}{4}$$

$\gamma$  = Euler's constante = 0,5772157...

Voor grote  $x$  geldt:

$$\text{kei}(x) = - \frac{e^{-\sigma}}{\sqrt{(2x/\pi)}} * \sin\left(\sigma + \frac{\pi}{8}\right)$$

$$\text{met } \sigma = \frac{x}{\sqrt{2}}$$

In de oorsprong  $x = 0$  geldt:  $\text{kei} = -\pi/4$ , hieruit volgt voor de maximale zakking:

$$w_{\max} = \frac{Pl^2}{8D}$$

Indien de puntlast wordt verdeeld over een vierkant met zijde  $u$  dan geldt voor het maximale moment onder de plaat:

$$m_{\max} = \frac{1 + \nu}{4\pi} * P * \left(\ln\left(\frac{1}{u}\right) + 1,177\right)$$

Voor de puntlast die op een drijvende plaat gezet wordt geldt dat deze statisch moet worden beschouwd. Dynamische (stoot) belastingen hebben niet tot gevolg dat de plaat als geheel doorbuigt. Het water onder de plaat kan in die fractie van een seconde die de belasting duurt nooit verplaatst worden. Bij een vliegtuig van 60 ton zou dan  $\pm 60 \text{ m}^3$  water verplaatst moeten worden. Alleen als het vliegtuig stil staat kunnen de momenten volledig tot ontwikkeling komen.

### 10.1.3. Micromomenten t.g.v. verdeelde belasting

Als verdeelde belasting wordt aangehouden het eigen gewicht en een veranderlijke belasting van  $4 \text{ kN/m}^2$  (V.O.S.B.). De momenten hangen af van de overspanning. Er geldt (Timoshenko)

$$m_{\max \text{ inkl}} = -0,0513qa^2 \quad a = \text{stramienmaat}$$

$$m_{\max \text{ veld}} = 0,0231qa^2 \quad \text{volledige inklemming}$$

$$m_{\max \text{ veld}} = 0,0442qa^2 \quad \text{vrij opgelegd}$$

$$q_{\text{eg}} = 25 * 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

voor de inklemming geldt:

$$m_{\max} = -0,0513 * (4 + 6,25) * a^2 = -0,53a^2$$

voor het veld geldt:

$$0,0231*(4 + 6,25)a^2 \leq m_{\max} \leq 0,0442*4*a^2 + 0,0231*6,25*a^2$$

$$0,24a^2 \leq m_{\max} \leq 0,32a^2$$

De mate van inklemming hangt af van de overspanning en de lijfdikte. Neem aan dat  $m_{\max} = 0,32a^2$  km/m

Aan de onderzijde heerst maximaal 2 m waterdruk. Hier moet het eigen gewicht vanaf worden getrokken. Dit levert op:

$$m_{\max \text{ ink}} = -0,87a^2 \text{ kNm/m}$$

$$m_{\max \text{ veld}} = 0,39a^2 \text{ kNm/m}$$

#### 10.1.4. Bepaling momenten t.g.v. puntlasten

Als maatgevend vliegtuig wordt de B-737 aangehouden. De landingsgestellen van dit vliegtuig hebben een wielbasis van 77 cm en een maximale belasting per band van  $1,38 \cdot 10^5$  N. De maximale bandenspanning bedraagt ongeveer 200 psi, hetgeen overeenkomt met een wielprent van 32 bij 32 cm.

Er wordt weer uitgegaan van 'C.U.R. 24 betonplaten onder geconcentreerde belastingen' In het te beschouwen geval is sprake van een verend ingeklemde ondersteuning. Het maximale veldmoment zal dan liggen tussen het geval waarin de plaat vrij opgelegd is en het geval waarin de plaat aan de randen volledig is ingeklemd. Voor de vrij opgelegde plaat geldt ter bepaling van het maximale veldmoment:

$$a_1 = -0,083$$

$$a_2 = -0,017$$

$$a_3 = 0,220$$

$$a_4 = 0,660$$

Nadere beschouwing van deze waarden en de formule leert dat indien de puntlast oneindig klein wordt, het moment nadert tot de uit de elasticiteitsleer bekende waarde nl.  $m = P/3 \approx P/\pi$ .

De bijdragen van de afzonderlijke wiellasten worden gesuperponeerd. Dit geeft een iets te ongunstige situatie. Om de invloed van de stramienmaat te onderkennen worden van een aantal stramienmaten de maximale momenten berekend. Substitutie in de formule met b.v.  $l = 1,5$  levert:

$$m = 2 * \left( \frac{-0,083 * 0,32/1,5 - 0,017 * 0,32/1,5 + 0,220}{0,32/1,5 + 0,32/1,5 + 0,660} \right) * 1,38 \cdot 10^4$$

$$= 5,05 \cdot 10^4 \text{ Nm/m}$$

Eenzelfde berekening is uitgevoerd met als randvoorwaarden volledig ingeklemde randen. Voor de waarden  $a_1$  t/m  $a_4$  geldt nu

$$a_1 = -0,017$$

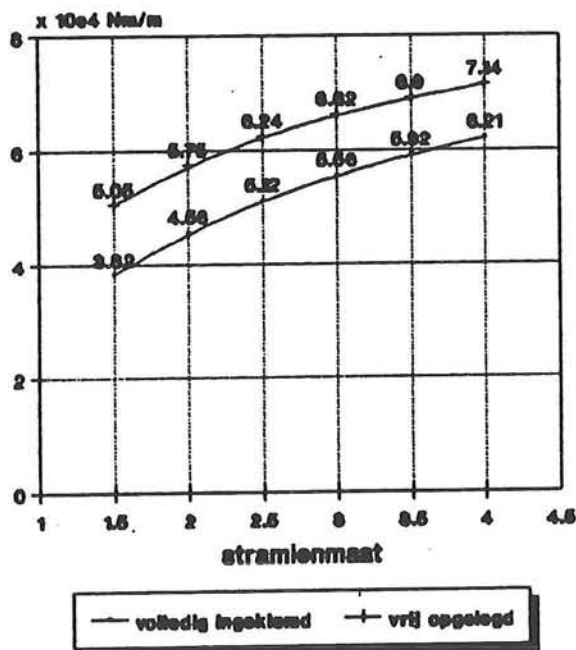
$$a_2 = -0,062$$

$$a_3 = 0,130$$

$$a_4 = 0,390$$

Voor stramienmaten t/m 4 m zijn de grootten van de momenten uitgezet tegen de stramienmaat in de volgende figuur.

### veldmoment



figuur 10-1

Het werkelijke veldmoment zal liggen tussen de waarden zoals

berekend met volledige inklemming en vrije oplegging. De waarden liggen overigens niet ver uit elkaar en naderen elkaar bij toenemende stramienmaat. In het vervolg van de berekening wordt van de gemiddelde waarden uitgegaan.

Voor de berekening van de maximale inklemmingsmomenten wordt uitgegaan van volledige inklemming. De waarden  $a_1$ , t/m  $a_4$  zijn dan:

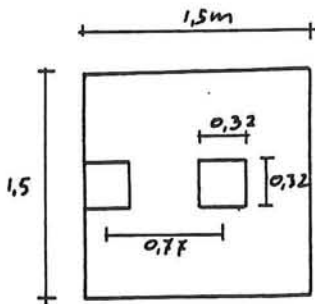
$$a_1 = 0,136$$

$$a_2 = 0,062$$

$$a_3 = -0,355$$

$$a_4 = 1,065$$

De maximale momenten treden op als de geconcentreerde last grenst aan de rand. Verder afgelegen lasten mogen gereduceerd worden. Indien de lasten zich in een configuratie bevinden zoals getoond in de figuur worden de momenten als volgt berekend:



figuur 10-2 configuratie wiellasten

neem  $l = b = 1,5$  m

$$m = \frac{0,136 * 0,32/1,5 + 0,062 * 0,32/1,5 - 0,355}{0,32/1,5 + 0,32/1,5 + 1,065} * 1,38 \cdot 10^5$$

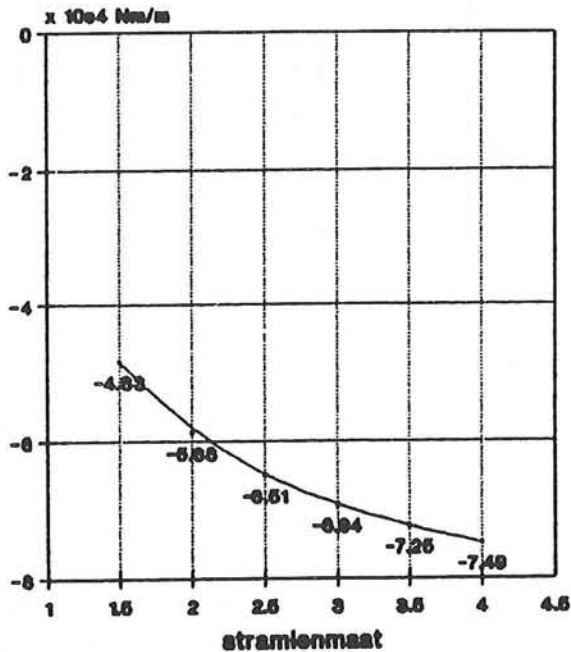
$$= -2,89 \cdot 10^4 \text{ Nm/m}$$

De rechter last mag gereduceerd worden met  $(77/150-16)^2 * 2,89 \cdot 10^4 = 0,95 \cdot 10^4 \text{ Nm/m}$

Hieruit volgt voor het totale moment:  $-2 * 2,89 \cdot 10^4 + 0,95 \cdot 10^4$   
 $= -4,83 \cdot 10^4 \text{ Nm/m}$

Eenzelfde berekening is uitgevoerd voor stramienmaten t/m 4 m en is uitgezet in de onderstaande figuur.

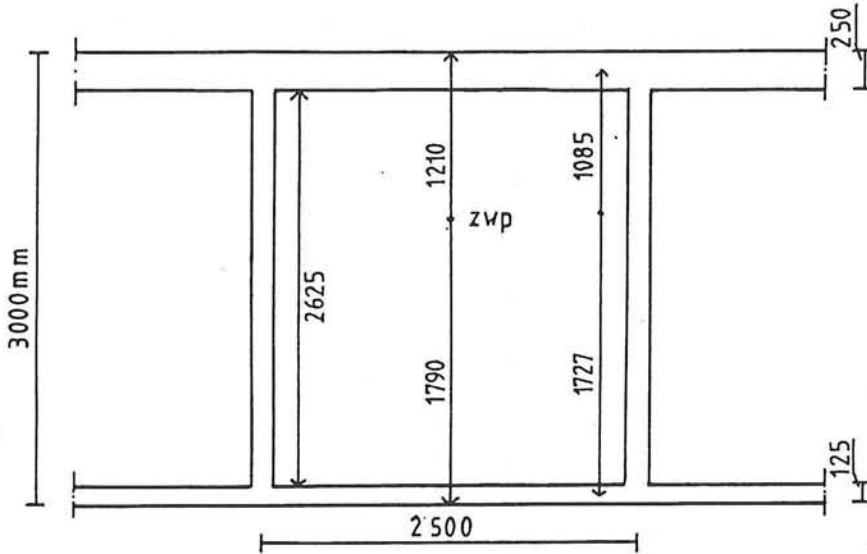
## inklemmingsmoment



figuur 10-3

### 10.2. Dimensionering dek

Als vormgeving voor een drijvend dek wordt uitgegaan van een eenvoudige doosconstructie. Als constructiehoogte wordt drie meter aangehouden, zodat de constructie hoger is dan de ontwerpgolf. Om de waterdichtheid te verzekeren en i.v.m. het agressieve milieu wordt voorgespannen beton toegepast, waarbij in eerste instantie de onderzijde van de constructie maatgevend is. Na enig proberen is onderstaande doorsnede haalbaar gebleken. Let wel, dit is slechts één mogelijkheid van de vele.



figuur 10-4 doorsnede dek

#### bepaling van voorspanning

I.v.m. het agressieve milieu en de waterdichtheid van de constructie wordt aan de onderzijde van de constructie geen trek toegelaten t.g.v. macromoment, golfmoment en hydrostatische waterdruk.

#### berekening macromoment:

Er wordt ervan uitgegaan dat de landingsgestellen 5 m uit elkaar staan. Als ongunstigste aanname wordt genomen dat de belasting van het hele vliegtuig verdeeld wordt over een oppervlak van 5 bij 5 meter. De invloed hiervan is overigens niet zo groot, gezien het gedrag van de ln-functie.

$$m_{\text{macro}} = \frac{1 + \nu}{4\pi} * P \left( \ln\left(\frac{1}{u}\right) + 1,177 \right)$$

$$D = \frac{EI}{1 - \nu^2} = \frac{3,6 \cdot 10^{10} * 0,687}{1 - (0,2)^2} = 2,576 \cdot 10^{10}$$

$$l = \sqrt[4]{\left(\frac{D}{k}\right)} = \sqrt[4]{\left(\frac{2,576 \cdot 10^{10}}{10^4}\right)} = 40,1 \text{ m}$$

Het moment bedraagt zo:

$$\frac{1 + 0,2}{4\pi} * 60 \cdot 10^4 * \left( \ln\left(\frac{40,1}{5}\right) + 1,177 \right) = 1,87 \cdot 10^5 \text{ Nm/m}$$

De betonspanning in de onderste vezel is dan:



$$\frac{m * z}{I} = \frac{1,87 \cdot 10^5 * 1,790}{0,687} = 4,9 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2 = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

De invloed van de door vliegtuig veroorzaakte puntlasten is blijkbaar niet erg groot. Als de puntlast van één landingsgestel wordt beschouwd en deze wordt verdeeld over een vierkant van zeg 0,5 bij 0,5 m, dan geeft dit een nog kleiner moment.

$$\sigma_{m \text{ golf}} = \frac{811 \cdot 10^6 * 1790}{687 \cdot 10^{11}} = 2,1 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{\text{hydr dr-eg}} = -0,87a^2 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{\text{hydr dr-eg}} = \frac{-0,87 \cdot 10^3 \cdot a^2}{1/6 \cdot 1 \cdot (0,125)^2} = 3,34 \cdot 10^5 \cdot a^2 \text{ N/m}^2$$

$$\text{met } a = 2,5 \text{ m}; \sigma_{\text{hydr dr-eg}} = 2,1 \text{ N/mm}^2$$

De maximale trekspanning in het onderdek t.g.v. de golf en die van de hydrostatische druk zullen nooit tegelijk optreden. Als benadering wordt voor de trekspanning aangehouden;

$$\sigma_{m \text{ golf}} + \frac{1}{2} * \sigma_{\text{hydr dr-eg}} = 2,1 + \frac{1}{2} * 2,1 \text{ N/mm}^2. \text{ Er wordt geen trek toegelaten, hieruit volgt voor de drukspanning t.g.v. de voorspanning: } \sigma_{\text{vsp}} = -(0,5 + 2,1 + \frac{1}{2} * 2,1) = -3,7 \text{ N/mm}^2.$$

Het is in principe gewenst de voorspanning centrisch aan te brengen. Indien de voorspanning b.v. onder het zwaartepunt van de doorsnede wordt aangebracht zal het dek bol gaan staan. Dit wordt dan wel gedeeltelijk gecompenseerd door de waterdruk. Om praktische redenen is dit niet gewenst. Het is niet noodzakelijk dat de voorspankabels in de bodem of het dek liggen. De lokale bezwijkveiligheid zal ook zonder in het dek liggende kabels voldoende blijken te zijn. Het is zelfs mogelijk de voorspanning buiten het beton aan te brengen. Er is dan uiteraard geen aanhechting meer en de bezwijkveiligheid van de doorsnede als geheel zal iets afnemen, omdat de staalspanning nauwelijks hoger zal zijn dan de werkvoorspanning, als de constructie bezwijkt.

De golf veroorzaakt een trekspanning in de bovenvezel van  $811 \cdot 10^6 \cdot 1210 / 6,87 \cdot 10^{11} = 1,4 \text{ N/mm}^2$ .

controle dek

Eerst wordt beschouwd de situatie met druk in de bovenflens door de golfbelasting.

maximaal lokaal inklemmingsmoment:

$$\text{(verdeelde belasting)} \quad -0,53 \cdot (2,5 \cdot 10^3)^2 = -3,31 \cdot 10^3 \text{ Nm/m}$$

$$\begin{aligned} \text{(puntlasten, dynamisch)} \quad 1,5 * -6,51 \cdot 10^4 &= -9,77 \cdot 10^4 \text{ Nm/m} \\ &\quad + \\ &\quad -10,10 \cdot 10^4 \text{ Nm/m} \end{aligned}$$

neem aan  $A_s = 1000 \text{ mm}^2/\text{m}$

neem  $h_{xu} = 77 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \epsilon_{su} &= \frac{|\epsilon_{cu}|}{h_{xu}} (d_s - h_{xu}) \\ &= \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{77} \cdot (200 - 77) = 4,2 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

$\sigma_{su} = 500 \text{ N/mm}^2$  (wapening vloeit)

$$N_{su} = A_s \sigma_{su} = 1000 * 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$\Sigma H = 0$  de doorsnede moet evenwicht maken met  $N_{cu}$ ,  $N_{su}$  en de normaalkracht door de golf en de voorspanning, zonder macromoment, want de puntlast is dynamisch meegenomen.

$$\begin{aligned} |N_{cu}| &= 3,7 * 1000 * 250 + 1,7 * 1,4 * 1000 * 250 + 7,5 \cdot 10^5 \\ &= 1,52 \cdot 10^6 + 7,5 \cdot 10^5 \\ &= 2,27 \cdot 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$h_{xu} = \frac{2,27 \cdot 10^6}{2/3 * 1000 * 44} = 77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= N_{su} (d_s - \beta h_{xu}) + N (d_m - \beta h_{xu}) \\ &= 5 \cdot 10^5 * (200 - 3/8 * 77) + 1,52 \cdot 10^6 * (125 - 3/8 * 77) \\ &= 2,74 \cdot 10^8 \text{ Nmm/m} \end{aligned}$$

$$\text{veiligheid} = \frac{2,74 \cdot 10^8}{10,10 \cdot 10^7} = 2,7 > 1,7 \quad \text{voldoet}$$

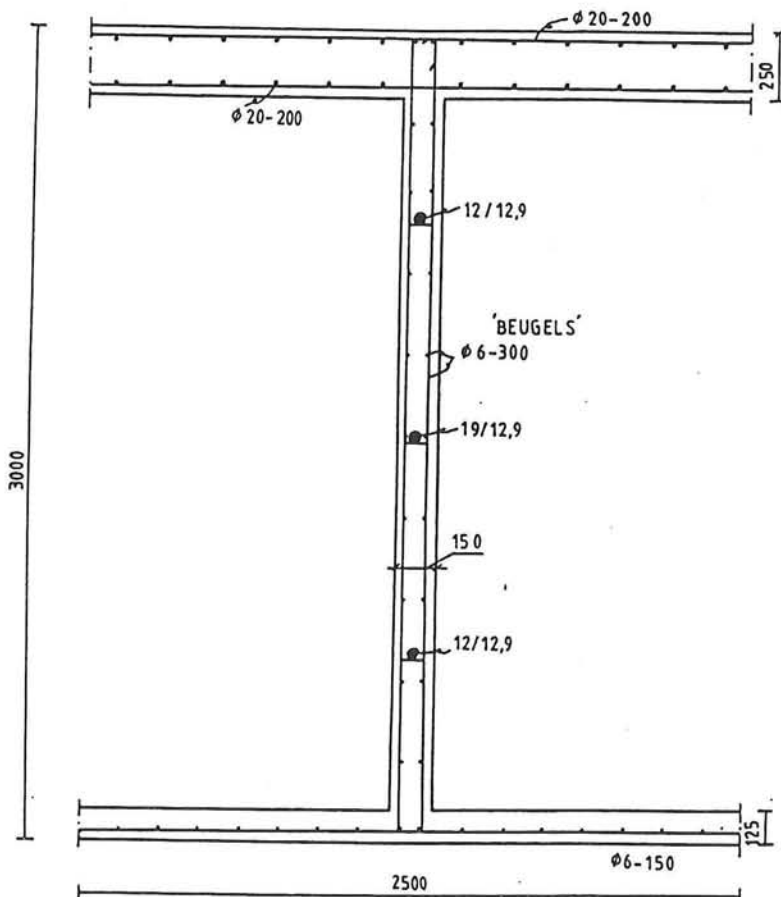
controle bovendek, trek in bovenflens

$$\begin{aligned} N_{cu} &= 3,7 * 1000 * 250 - 1,7 * 1,4 * 1000 * 250 + 7,5 \cdot 10^5 \\ &= 3,3 \cdot 10^5 + 7,5 \cdot 10^5 \\ &= 10,8 \cdot 10^5 \text{ N} \end{aligned}$$

$$h_{xu} = \frac{10,8 \cdot 10^5}{2/3 * 1000 * 44} = 37 \text{ mm}$$

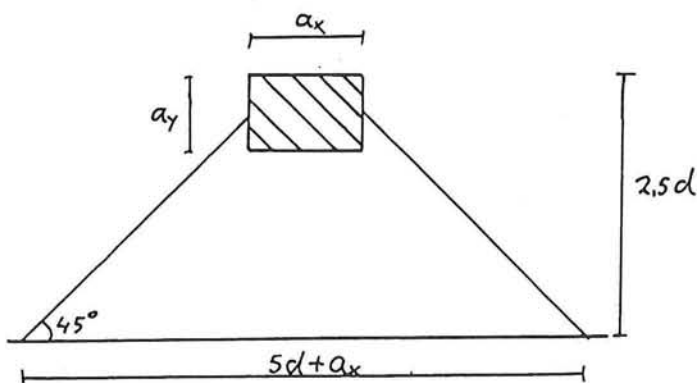
$$\begin{aligned} M_u &= 7,5 \cdot 10^5 * (200 - 3/8 * 37) + 3,3 \cdot 10^5 * (125 - 3/8 * 37) \\ &= 1,76 \cdot 10^8 \text{ Nmm/m} \end{aligned}$$

$$\text{veiligheid} = \frac{1,76 \cdot 10^8}{10,10 \cdot 10^7} = 1,74 \text{ voldoende}$$



## dwarskracht

Bij zwaarbelaste constructies is vaak de dwarskracht maatgevend. Indien een last dichterbij dan 2,5 x de effectieve constructiehoogte bij een oplegging staat neemt de bijdrage van de boogwerking sterk toe. Als maatgevend geval voor de dwarskracht wordt dan ook een afstand van de puntlast van 2,5 x de effectieve constructiehoogte genomen. De puntlast mag dan verdeeld worden over een lengte van 5 x de effectieve constructiehoogte + de lengte van de puntlast.



figuur 10-5 verdeling puntlast

Aangehouden wordt een effectieve dekhoogte van 200 mm

De berekening is als volgt:

$$\tau_d = \frac{2 * 1,7 * 1,5 * 1,38 \cdot 10^5}{2090 * 200} = 1,68 \text{ N/mm}$$

Volgen de voorschriften is een schuifspanning  $\tau_1$  van  $\frac{1}{2} f_{ct\infty} + 0,15$  \* drukspanning toegestaan. Hieruit volgt;

$$\tau_1 = \frac{1}{2} * 2,3 + 0,15 * 2,2 = 1,5 \text{ N/mm}^2$$

Dit is in theorie iets te weinig. De puntlasten liggen echter zover uit elkaar dat een groot deel van de belasting naar de andere wanden wordt afgedragen.

Een ander punt dat maatgevend kan zijn voor de dikte van het dek is pons. De controle op pons gaat als volgt:

$$F_u = f_{ct\infty} * \pi * d_m * (b_{eq} + d_m)$$

$$b_{eq} = \frac{2 * (b_1 + b_2)}{\pi} = \frac{2 * (320 + 320)}{\pi} = 407 \text{ mm}$$

$$F_u = 2,3 * \pi * 200 * (407 + 200) = 8,7 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$\text{veiligheid} = \frac{8,7 \cdot 10^5}{1,5 * 1,38 \cdot 10^5} = 4,2 \quad \text{ruim voldoende}$$

Deze waarde is zelfs nog iets te ongunstig. Als de belasting dynamisch beschouwd wordt (middels de factor 1,5), neemt het oppervlak van de wielprent toe en zo ook de veiligheid.

De hier uitgevoerde berekeningen vormen slechts een voorbeeld. Het is mogelijk met de vele variabelen te variëren om een ideale oplossing te verkrijgen. Een grotere voorspankracht maakt een dunner dek mogelijk mogelijk, of een grotere stramienmaat. Ook is het mogelijk het dek te verjongen en zo materiaal te besparen. Al deze variaties moeten afgewogen worden tegen de kosten.

### 10.3. Uitvoering

Voor de uitvoering van dit alternatief gelden dezelfde problemen als voor het grote volledig aan de golven blootgestelde dek. Echter de uitvoering zal, praktisch gezien wel een stuk eenvoudiger zijn. De natuurlijke omstandigheden zijn een stuk vriendelijker en de elementen van het dek zijn door hun geringere afmetingen een stuk eenvoudiger te hanteren. Ter illustratie zullen de krachten op een tijdelijke verankering worden bepaald.



*figuur 10-6 tijdelijke verankering*

Voor de uitvoering wordt een maximale golfhoogte verondersteld van één meter, bij een golflengte van 20 meter. Dit levert een moment op van maximaal:

$$2 * 5 * 20/2\pi * 20/2\pi = 101 \text{ kNm/m}$$

Indien de vijzels 10 m uit elkaar staan en er per dek-element 2 verankeringen worden gebruikt, dient één vijzel een druk of trek te leveren van  $(101 * 30)/(2 * 10) = 151,5 \text{ kN} = 15 \text{ ton}$ . Dit geeft geen enkel probleem.

#### 10.4. Kosten

De kosten worden bepaald aan de hand van eenheidsprijzen.

beton:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van  $f300,-/m^3$ .

-hoeveelheid per segment:

$$2,5 * 2,5 * (0,25 + 0,125) + 2 * 0,15 * 2,625 * 2,5 = 4,3 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow 0,69 \text{ m}^3/m^2$$

totaal bedrag:

$$200 * 2000 * 0,69 * 300 = f82,8 \text{ mln}$$

voorspanstaal:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van  $f6000,-/ton$ .

-hoeveelheid:

De voorspanning bedraagt  $3,7 \text{ N/mm}^2$

$$A_c = 5,32 \cdot 10^5 \text{ mm}^2/m$$

$$\Rightarrow 3,7 * 5,32 \cdot 10^5 = 1,97 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

$$\text{Toegepast } 2 * 12/12,9 + 19/12,9 \Rightarrow 2 * 1451 + 2297 = 5199 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow 2080 \text{ kN/m}$$

$$A_p = 1720 \text{ mm}^2/m$$

In twee richtingen voorspannen:

$$\text{in totaal } 2 * 1720 \cdot 10^{-6} * 200 * 2000 = 1376 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow 10802 \text{ ton} \Rightarrow f64,8 \text{ mln}$$

betonstaal:

■ dek:  $\phi_k$  20-200 (in twee richtingen)

$$\Rightarrow 1571 \text{ mm}^2/m$$

$$\text{hoeveelheid: } 2 * 2 * 1571 \cdot 10^{-6} * 200 * 2000 = 2514 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow 19732 \text{ ton}$$

■ wanden:  $\phi_k$  6-300 (in twee richtingen)

$$\Rightarrow 93 \text{ mm}^2/m$$

$$\text{hoeveelheid: } 2 * 2 * 93 \cdot 10^{-6} * 3/2,5 * 200 * 2000 = 179 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow 1405 \text{ ton}$$

■ vloer:  $\phi_k 6-150$  (in twee richtingen)

=>  $188 \text{ mm}^2/\text{m}$

hoeveelheid:  $2 * 188 \cdot 10^{-6} * 200 * 2000 = 150 \text{ m}^3$

=> 1181 ton

totaal: 22318 ton

=> f44,6 mln

bekisting:

Als bekisting staan ons drie methoden ter beschikking:

- 1) het gebruik van polystyreenblokken in de holle ruimten van het dek
- 2) het gebruik van een traditionele houten verloren bekisting
- 3) het gebruik van een meermalen te gebruiken bekisting, gecombineerd met de toepassing van later aan te brengen prefab dekplaten

ad 1) Het gebruik van polystyreen heeft als voordeel dat het dek drijfvermogen houdt, ook al is het lek. Aandacht dient besteed te worden aan de verankering van het polystyreen om opdrijven te voorkomen.

ad 2) Gezien het enorme aantal herhalingen lijkt deze mogelijkheid niet aan te bevelen.

ad 3) Door het grote aantal herhalingen is een fabrieksmatig productieproces mogelijk. De kosten van een op maat gemaakt bekistingssysteem verdienen zich dan snel terug door de materiaalbesparing en het geringere aantal manuren dat nodig is voor bekisten en ontkisten.

Om later de dekplaten aan te brengen moeten opleggingen worden aangebracht. Dit kan moeilijkheden geven met het verwijderen van de bekisting. Onderzocht dient te worden of ventilatie van de holle ruimten nodig is, om het ophopen van vocht te voorkomen. Een bekistingsprijs van f20,-/m<sup>2</sup> lijkt zeker haalbaar.

-hoeveelheid per segment:

■ wanden:  $4 * 2,5 * 3 = 30 \text{ m}^2$

■ vloer :  $2,5 * 2,5 = 6,25 \text{ m}^2$

■ dak :  $2,5 * 2,5 = 6,25 \text{ m}^2$

totaal oppervlak per segment:

$42,5 \text{ m}^2 \Rightarrow 6,8 \text{ m}^2/\text{m}^2$

totaal bedrag:

$$200 * 2000 * 6,8 * 20 = f54,4 \text{ mln}$$

verankering: f10 mln (niet onderzocht)

afdichtingsrubber:

Uitgegaan wordt van een eenheidsprijs van f10,-/liter.

Indien uitgegaan wordt van segmenten van 50 x 100 m, dan is in totaal 10000m profiel nodig. Gesteld wordt dat het profiel een doorsnede heeft van 0,02 m => totaal:  $0,02 \cdot 10 * 10000 = 200000 \text{ m}$ .

totaal bedrag:

$$10 * 200000 = f2,0 \text{ mln}$$

sleepbootdiensten:

Voor het verslepen wordt een sleepbootdag per element gerekend. In totaal 80 sleepbootdagen. De prijs van een 4000 pk sleepboot is f15000,-/dag

totaal bedrag f1,2 mln

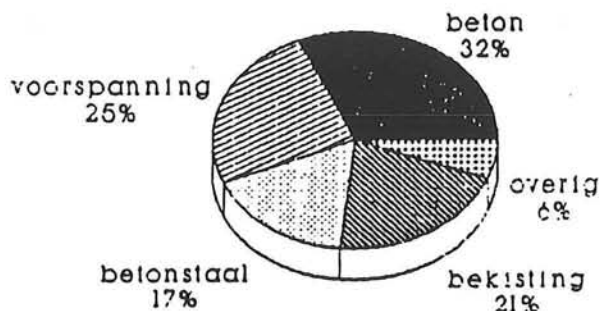
Voor het aanbrengen van de voegconstructies wordt f2,0 mln gerekend. Dit is verder niet onderbouwd.

Sommeren van de bedragen leidt tot:

totaal generaal f257 mln

De kostenverdeling uitgezet in een figuur levert het volgende beeld:

### kostenverdeling



figuur 10-7



## HOOFDSTUK 11 CONCLUSIES

### 11.1. Kostenvergelijking

Een afweging tussen de verschillende varianten om een offshore vliegveld te realiseren wordt door vele factoren bepaald. Veelal is één faktor overheersend: de kosten. Andere factoren kunnen vaak via de belasting en daaruitvolgende constructieafmetingen tot kosten herleid worden.

De kosten zijn in deze studie slechts voor twee typen vliegvelden op een aantal karakteristieke lokaties bepaald. Door de goede keuze van de lokaties kan uit de kosten een aantal conclusies getrokken worden voor de verschillende varianten. Hiervoor moeten de kosten omgerekend worden naar een gelijk nuttig oppervlak.

De kosten van de kunstmatige eilanden staan voor het gehele eiland, bestaande uit twee banen op de vereiste afstand met daartussen de terminal en hangars, gegeven.

Voor de drijvende constructies staan de kosten per baan gegeven. Gesteld wordt dat de ruimte welke nodig is buiten de banen gelijk is aan het oppervlak van één baan. De kosten per baan moeten dus met drie vermenigvuldigd worden. De kosten van het vliegveld op palen zijn gegeven per vierkante meter. Deze moeten met drie maal het oppervlak van een baan vermenigvuldigd worden. Hieronder zijn alle kosten omgerekend naar totale kosten voor een vliegveld:

groot vliegveld

	palen	blokken kering	duin	drijvend
Noordzee 12m	4,2	2,2	1,9	
Noordzee 20m	5,1	3,5	3,0	
Nice		8,8		16,7/7,9#
beschut				

# semi-sub

## klein vliegveld

	palen	blokken kering	duin	drijvend
Noordzee 12m	0,6	1,1	0,9	
Noordzee 20m	0,8	1,6	1,7	
Nice		4,0		
beschut				0,8

kosten in miljarden guldens

## Bespreking kostengrafieken

## ■ Lokatie Zandvoort

Voor het grote vliegveld is het dek op palen duidelijk duurder, terwijl deze vorm voor het kleine vliegveld goedkoper is. Dit komt doordat in het talud van een kunstmatig eiland voor een klein vliegveld relatief meer materiaal verloren gaat.

## ■ Lokatie Noordzee 20 meter waterdiepte

Het bij Zandvoort vermelde verschil doet zich hier in sterkere mate voor. Verder valt op te merken dat het verschil in kosten tussen een duin en een blokkenkering minder wordt. Voor het kleine vliegveld is het duin zelfs duurder.

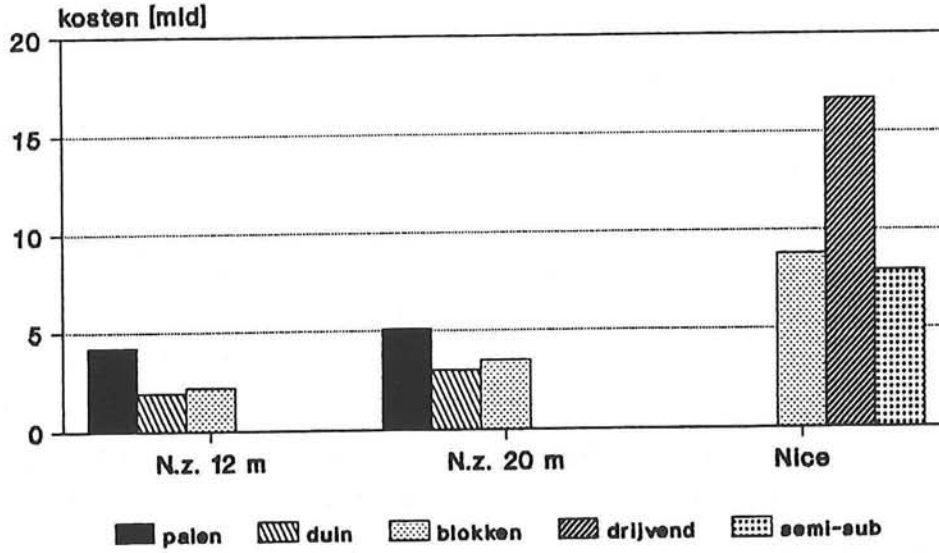
## ■ Lokatie Nice

Het drijvende vliegveld bestaande uit een betonnen bak vertoont een uitschieter naar boven. Dit komt door de hoge golfbelasting. Een semi-sub is hier een goed alternatief. Deze is minder duur dan een kunstmatig eiland. Voor een klein vliegveld is geen semisub uitgerekend. Het zal hier zeker een goed alternatief zijn.

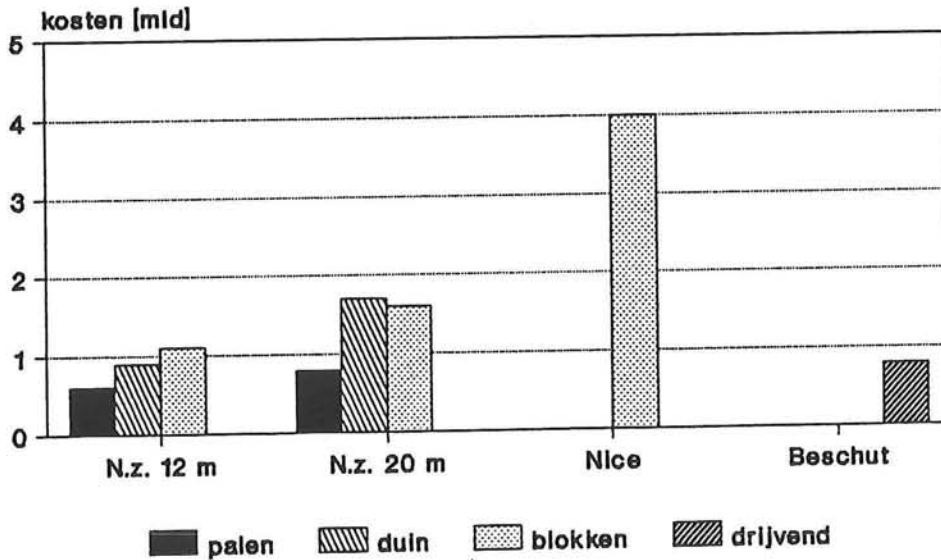
## ■ Beschut water

Wanneer een vliegveld in beschut water gelegd kan worden bestaat dit slechts uit een dunne betonnen bak welke tegen lage kosten gemaakt kan worden. Een dergelijke constructie is goedkoper dan een kunstmatig eiland en van gelijke grootte orde als een vliegveld op palen.

## VERGELIJKING KOSTEN groot vliegveld



## klein vliegveld



figuur 11-1 kostenvergelijking ontwerpen

### 11.2. Conclusie m.b.t. drijvende vliegvelden

Zoals hierboven al vermeld kunnen behalve kosten nog andere factoren een rol spelen. Voor een drijvend vliegveld kunnen deze factoren bijvoorbeeld zijn: mogelijke transporteerbaarheid van de constructie of een bezwaar tegen onderbreking van de stroming. Buiten deze bijzondere eisen zijn er twee goede toepassingsmogelijkheden voor een drijvend vliegveld:

- 1) Een semi-sub in zeer diep water
- 2) Een drijvende bak in beschut water

Voor eerstgenoemde constructie zijn de mogelijkheden gering. Indien de omstandigheden werkelijk zo extreem zijn dat de toepassing van een semi-sub vliegveld gerechtvaardigd is, kan beter uitgezien worden naar een wat minder vijandige lokatie. De kosten van een verbinding naar die andere lokatie zullen hoogstwaarschijnlijk overtroffen worden door de meerkosten van een semi-sub. De tweede constructie kan op zeer veel plaatsen toegepast worden. Te denken valt hier aan grote steden welke aan het beschut water liggen en op het land geen ruimte hebben om een vliegveld te bouwen of uit te breiden.

## Bijlage I Controleberekeningen voorspanning en afschuiving

### Groot vliegveld

#### Controle voorspanning dek

Controle grenstoestand m.b.t. de aanvangdruksterkte in het beton ( $M_g = 0$ ) Art. F-401.9.

$$P_0(e+k) \leq 0,45/1,25 \cdot f'_{ck} \cdot W \Rightarrow 1,46 < 1,97$$

Het aantal voorspanstrengen volgt uit de aanvangspanning in het voorspanstaal Art. F-401.7;

$$P_0 \leq 0,75 f_{pk} \cdot A_p \cdot n \Rightarrow n > 246$$

$$P_0 \leq 0,9 \sigma_{p,0,2k} \cdot A_p \cdot n \Rightarrow n > 236$$

Er moeten 246 voorspanstengens in de doorsnede worden geplaatst. Dit gebeurt in drie lagen.

#### Voorspanverliezen

Voorspanverliezen treden op t.g.v.

##### ■ Vertraagd optredende verliezen

##### ■ kruip

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{p,\phi} &= (\epsilon'_{\phi 1} - \epsilon'_{\phi 2}) E_p \\ \epsilon'_{\phi 1} &= \sigma'_b / E'_b \cdot \sigma_{i1} \\ \epsilon'_{\phi 2} &= (2,4 + 1) \sigma_b / E'_b \\ \Delta \sigma_{p,\phi} &= 73,56 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

##### ■ krimp

$$\Delta \sigma_{p,r} = \epsilon'_p \cdot E_p = 310 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 10^5 = 62 \text{ N/mm}^2$$

##### ■ relaxatie

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_p &= 3 \cdot \Delta \sigma_{p,1000} (1 - 2 \cdot \Delta \sigma_{p,r+\phi} / \sigma_{p0}) \\ \Delta \sigma_p &= 107,9 \text{ n/mm}^2 \end{aligned}$$

Totaalvertraagd optredende verliezen = 243 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_{p\infty} = 1116 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{p\infty} + \Delta \sigma = 1359 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p\infty} / \sigma_{p0} = 0,82 \Rightarrow \text{verlies} = 18\% \text{ (aannname was } 20\%)$$

■ Elastische verkorting; wordt gecompenseerd door overspannen

$$\Delta P = \frac{P}{1 + \frac{E'_b \cdot A_b}{E_p \cdot A_p}} = \frac{3,438 \cdot 10^7}{1 + (36900 \cdot 4,274 \cdot 10^6) / (2 \cdot 10^5 \cdot 246 \cdot 100)} = 9,712 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Staalspanning inclusief overspannen:

$$\sigma_p = \frac{3,438 \cdot 10^7 + 9,712 \cdot 10^5}{246 \cdot 100} = 1437 \text{ N/mm}^2$$

Maximum overspanning mag zijn:  $1,1 \cdot 0,75 f_{pk} = 1535 \text{ N/mm}^2$   
=> overspannen toelaatbaar

Bezwijkmoment

In een itererend proces wordt de hoogte van de drukzone bepaald. De resultante van de staaltrekspanning moet gelijk zijn aan de betondrukspanning =>  $h_{xu} = 302$

$$k_{xu} = h_{xu} / d_p = 302 / (575 + 299) = 0,35$$

$$N'_b = 44 \cdot 86 \cdot 5000 + (44 + 15,4) / 2 \cdot 139 \cdot 5000 + 0,5 \cdot 15,4 \cdot 75 \cdot 2891 = 41,21 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\epsilon_{pu} = \frac{1 - k_{xu}}{k_{xu}} \cdot \epsilon'_{u} + \epsilon_{p,\omega} = \left( \frac{1 - 0,35}{0,35} \cdot 3,5 + 5,58 \right) \cdot 10^{-3} = 12,08 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{pu} = \frac{(12,08 - 10,35)}{(35 - 10,35)} \cdot (1860 - 1670) + 1670 = 1683 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{pu} = 1683 \cdot 100 \cdot 246 = 41,41 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$N_{pu} / N'_b = 1,00$$

Bezwijkmoment  $M_u$

$$44 \cdot 86 \cdot 5000 \cdot (575 + 299 - 86/2) + 15,4 \cdot 139 \cdot 5000 \cdot (874 - 86 - 139/2) + (44 - 15,4) / 2 \cdot 139 \cdot 5000 \cdot (874 - 86 - 139/3) + 0,5 \cdot 15,4 \cdot 2891 \cdot (874 - 86 - 139 \cdot 75/3) = 3,07 \cdot 10^{10}$$

$$\text{Veiligheidsfactor } 3,07 / 1,58 = 1,95 > 1,7$$

Scheurmoment  $M_r$

$$\left( \frac{P_\omega}{A_b} + \frac{P_\omega e}{W} + 2,5 f_b \right) W = (27,5 \cdot 10^6 \left( \frac{1}{4,27 \cdot 10^6} + \frac{299}{1,0 \cdot 10^9} \right) + 2,5 \cdot 2,4) W$$

$$M_r = 2,066 \cdot 10^{10}$$

$$M_r \text{ mag niet groter zijn dan } 0,9 M_u = 2,763 \cdot 10^{10}$$

Hieraan wordt voldaan.

### Controle hoogte drukzone

In alle voorspankabels dient op het moment dat de betonbreukstuik wordt overtreden de 2,5 ‰ rekgrens overschreden te zijn. De ligging van de hoogste kabel is hierbij maatgevend.

$$h_{xu} \leq \frac{d_p * \epsilon_{cu}}{\epsilon_{p,0.2} - \epsilon_{p\infty} + \epsilon_{cu}} = \frac{(1150-56-2*50)*3,5}{10,35-5,58+3,5} = 421 \text{ mm} > 302$$

### Controle oplegbalk

Controle grenstoestand m.b.t. de aanvangdruksterkte in het beton

$$P_{\infty}(e+k) \leq 0,45/1,25 * f'_{ck} * W \Rightarrow 1,39 < 2,00$$

Het aantal voorspankabels;

$$P_0 \leq 0,75 f_{pk} * A_p * n \Rightarrow n > 125$$

$$P_0 \leq 0,9 \sigma_{p,0,2k} * A_p * n \Rightarrow n > 119$$

Er worden 125 voorspankabels in 8 lagen geplaatst.

### Voorspanverliezen

#### ■ Vertraagd optredende verliezen

##### ■ kruip

$$\epsilon'_{\phi 2} = (2,4 + 1) \sigma_b / E'_b$$

$$\Delta \sigma_{p,\phi} = 75,15 \text{ N/mm}^2$$

##### ■ krimp

$$\Delta \sigma_{p,r} = \epsilon'_p * E_p = 310 \cdot 10^{-6} * 2 \cdot 10^5 = 62 \text{ N/mm}^2$$

##### ■ relaxatie

$$\Delta \sigma_p = 107,6 \text{ n/mm}^2$$

Totaalvertraagd optredende verliezen = 245 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_{p\infty} = 1116 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{p\infty} + \Delta \sigma = 1361 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p\infty} / \sigma_{p0} = 0,82 \Rightarrow \text{verlies} = 18\% \text{ (aannname was } 20\%)$$

■ Elastische verkorting; wordt gecompenseerd door overspannen

$$\Delta P = \frac{1,25 * 13,91 \cdot 10^6}{1 + (36900 * 2,340 \cdot 10^6) / (2 \cdot 10^5 * 100 * 125)} = 4,893 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Staalspanning inclusief overspannen:

$$\sigma_p = \frac{1,25 \cdot 13,91 \cdot 10^6 + 4,893 \cdot 10^5}{125 \cdot 100} = 1430 \text{ N/mm}^2$$

Maximum overspanning mag zijn: 1535 N/mm<sup>2</sup>

=> overspannen toelaatbaar

Bezwijkmoment

De hoogte van de drukzone wordt bepaald op  $h_{xu} = 815 \text{ mm}$

$$k_{xu} = h_{xu}/d_p = 815/(1300+565) = 0,44$$

$$N'_b = 9/14 \cdot b \cdot h_{xu} \cdot f'_b \\ 9/14 \cdot 900 \cdot 815 \cdot 44 = 2,075 \cdot 10^7$$

$$\epsilon_{pu} = \left( \frac{1-0,44}{0,44} \cdot 3,5 + 5,58 \right) 10^{-3} = 10,04 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{pu} = \frac{(10,04-9,1)}{(10,35-9,1)} \cdot (1670-1620) + 1620 = 1658 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{pu} = \sigma_{pu} \cdot A_p \\ 1658 \cdot 100 \cdot 125 = 20,07 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$N_{pu}/N'_b = 1,00$$

$$M_u = 9/14 \cdot b \cdot h_{xu} (h - 67/189 \cdot h_{xu}) f'_b \\ = 9/14 \cdot 500 \cdot 815 (2434 - 67/189 \cdot 815) 44 = 4,45 \cdot 10^{10}$$

Veiligheidsfactor  $4,45/1,50 = 3,0 > 1,7$

Scheurmoment  $M_r$

$$(13,91 \cdot 10^6 \left( \frac{1}{2,34 \cdot 10^6} + \frac{565}{8,85 \cdot 10^8} \right) + 2,5 \cdot 2,4) \cdot 8,55 \cdot 10^8$$

$$M_r = 1,83 \cdot 10^{10}$$

$M_r$  is niet groter dan  $0,9 M_u = 4,0 \cdot 10^{10}$

Controle afschuiving

$$T_d = \text{e.g. } 0,5 \cdot L \cdot 2500 \cdot 10^{-9} \cdot 9,81 \cdot A = 287 \cdot 10^3 \text{ N} + \\ \text{bel } 375 \cdot 10^3 \cdot 9,81 = 3679 \cdot 10^3 \text{ N} + \\ 0,25 \cdot L \cdot B \cdot 2500^{-9} \cdot 9,81 \cdot 855 = 786 \cdot 10^3 \text{ N} + \\ = 4752 \text{ kN}$$



$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot T_d}{b \cdot h} = \frac{1,7 \cdot 4752 \cdot 10^3}{(2600-56) \cdot (900)} = 3,5 < 9 \text{ N/mm}_2$$

$$\frac{A_{ss}}{t} = \frac{(3,5-2,4) \cdot A}{0,9 \cdot h \cdot f_{sy}} = 2,3 \Rightarrow \frac{A_{ss}}{t} \approx \phi 8 - 90 \text{ mm}$$

Controle hoogte drukzone

$$d_p = 2600 - 56 - 7 \cdot 50 = 2194$$

$$h_{xu} \leq \frac{2194 \cdot 3,5}{10,35 - 5,58 + 3,5} = 929 > 815$$

### Klein vliegveld

#### Controle voorspanning in het dek

Aantal voorspankabels:

$$P_0 \leq 0,75 f_{pk} \cdot A_p \cdot n \Rightarrow n > 151$$

$$P_0 \leq 0,9 \sigma_{p,0,2k} \cdot A_p \cdot n \Rightarrow n > 145$$

Er worden 151 voorspanstrengen in 2 lagen geplaatst.

Voorspanverliezen

#### ■ Vertraagd optredende verliezen

##### ■ kruip

$$\epsilon'_{\phi 2} = (2,4 + 1) \sigma_b / E'_b$$

$$\Delta \sigma_{p,\phi} = 72,31 \text{ N/mm}^2$$

##### ■ krimp

$$\Delta \sigma_{p,r} = \epsilon'_p \cdot E_p = 310 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 10^5 = 62 \text{ N/mm}^2$$

##### ■ relaxatie

$$\sigma_p = 108,13 \text{ n/mm}^2$$

Totaalvertraagd optredende verliezen = 242 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_{p\infty} = 1116 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{p\infty} + \sigma = 1358 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p\infty} / \sigma_{p0} = 0,82 \Rightarrow \text{verlies} = 18\% \text{ (aannname was } 20\%)$$

#### ■ Elastische verkorting

$$P = \frac{1,25 \cdot 16,88 \cdot 10^6}{1 + (36900 \cdot 3,00 \cdot 10^6) / (2 \cdot 10^5 \cdot 100 \cdot 151)}$$

$$= 5,603 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Staalspanning inclusief overspannen:

$$\sigma_p = \frac{1,25 \cdot 16,88 \cdot 10^6}{151 \cdot 100} = 1434 \text{ N/mm}^2$$

Maximum overspanning mag zijn: 1535 N/mm<sup>2</sup>

=> overspannen toelaatbaar

Bezwijkmoment

De hoogte van de drukzone wordt bepaald op  $h_{xu} = 178 \text{ mm}$

$$k_{xu} = h_{xu}/d_p = 0,33$$

$$N'_b = 9/14 \cdot b \cdot h_{xu} \cdot f'_b$$

$$9/14 \cdot 5000 \cdot 178 \cdot 44 = 25,17 \cdot 10^6$$

$$\epsilon_{pu} = \left( \frac{1-0,33}{0,33} \cdot 3,5 + 5,58 \right) \cdot 10^{-3} = 10,08 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{pu} = \frac{(10,08 - 9,10)}{(10,35 - 9,10)} \cdot (1670 - 1620) + 1620 = 1660 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{pu} = \sigma_{pu} \cdot A_p$$

$$1660 \cdot 100 \cdot 151 = 25,07 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$N_{pu}/N'_b = 1,00$$

$$M_u = 9/14 \cdot b \cdot h_{xu} \cdot (h - 67/189 \cdot h_{xu}) \cdot f'_b$$

$$= 9/14 \cdot 5000 \cdot 178 \cdot (544 - 67/189 \cdot 178) \cdot 44 = 1,21 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$\text{Veiligheidsfactor} = 12,1/4,28 = 2,8 > 1,7$$

Scheurmoment

$$M_r = (16,88 \cdot 10^6 \left( \frac{1}{3,0 \cdot 10^6} + \frac{132}{3,0 \cdot 10^8} \right) + 2,5 \cdot 2,4) \cdot 3,0 \cdot 10^8$$

$$= 5,7 \cdot 10^9$$

$$M_r \text{ is niet groter dan } 0,9 M_u = 1,1 \cdot 10^{10}$$

Controle afschuiving

$$T_d = \text{e.g. } 0,5 \cdot 15000 \cdot 2500 \cdot 10^{-9} \cdot 9,81 \cdot 3 \cdot 10^6 = 552 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\text{bel } 45 \cdot 10^3 \cdot 9,81$$

$$= 441 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$= 993 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot T_d}{b \cdot h} = \frac{1,7 \cdot 993 \cdot 10^3}{(600-56)(5000)} = 0,6 < 2,4 \text{ N/mm}^2$$

Er is dus geen afschuifwapening nodig

Controle hoogte drukzone:

$$h_{xu} \leq \frac{(600 - 56 - 50) \cdot 3,5}{10,35 - 5,58 + 3,5} = 209 > 178$$

### Berekening oplegbalk

Controle grenstoestand m.b.t. de aanvangdruksterkte in het beton

$$P_w(e+k) \leq 0,45/1,25 \cdot f'_{ck} \cdot W \Rightarrow 0,6 < 0,9$$

Het aantal voorspanstrengen;

$$P_0 \leq 0,75 f_{pk} \cdot A_p \cdot n \Rightarrow n > 71$$

$$P_0 \leq 0,9 \sigma_{p,0,2k} \cdot A_p \cdot n \Rightarrow n > 68$$

Er worden 71 voorspanstrengen geplaatst in 6 lagen.

### Voorspanverliezen

$$\text{kruip: } \Delta \sigma_{p,\phi} = 75,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{krimp: } \Delta \sigma_{p,r} = 62 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{relaxatie: } \Delta \sigma_p = 107,5 \text{ N/mm}^2$$

Totaal vertraagd optredende verliezen = 245 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_{p\infty} = 1116 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{p\infty} + \Delta \sigma = 1361 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p\infty}/\sigma_{p0} = 0,82 \Rightarrow \text{verlies} = 18\% \text{ (aanname was 20 \%)}$$

### Elastische verkorting

$$\Delta P = \frac{1,25 \cdot 7,93 \cdot 10^6}{1 + (36900 \cdot 1,33 \cdot 10^6) / (2 \cdot 10^5 \cdot 100 \cdot 71)}$$

$$= 2,79 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Staalspanning inclusief overspannen:

$$\sigma_p = \frac{1,25 \cdot 7,93 \cdot 10^6 + 2,79 \cdot 10^5}{71 \cdot 100} = 1435 \text{ N/mm}^2$$

Maximum overspanning mag zijn: 1535 N/mm<sup>2</sup>

=> overspannen toelaatbaar

Bezwijkmoment

De hoogte van de drukzone is = 645 mm

$$k_{xu} = h_{xu}/d_p = 645/(1025+445) = 0,44$$

$$N'_b = 9/14 * 650 * 645 * 44 = 11,86 \cdot 10^6$$

$$\epsilon_{pu} = \left( \frac{1-0,44}{0,44} * 3,5 + 5,58 \right) \cdot 10^{-3} = 10,03 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{pu} = \frac{(10,03-9,1)}{(10,35-9,1)} * (1670-1620) + 1620 = 1657 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{pu} = 1657 * 100 * 71 = 11,77 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$N_{pu}/N'_b = 1,00$$

$$M_u = 9/14 * 650 * 645 (2004 - 67/189 * 645) 44 = 2,11 \cdot 10^{10}$$

Veiligheidsfactor  $21,1/6,6 = 3,2 > 1,7$

Scheurmoment  $M_r$

$$(7,93 \cdot 10^6 \left( \frac{1}{1,33 \cdot 10^6} + \frac{445}{4,55 \cdot 10^8} \right) + 2,5 * 2,4) * 4,55 \cdot 10^8$$

$$M_r = 8,97 \cdot 10^9$$

$$0,9 M_u = 1,8 \cdot 10^{10} > M_r$$

Controle afschuiving

$$\begin{aligned} T_d &= \text{e.g. } 0,5 * 15000 * 2500 \cdot 10^{-9} * 9,81 * 2050 * 650 = 287 \cdot 10^3 \text{ N} + \\ &\quad \text{bel } 45 \cdot 10^3 * 9,81 = 441 \cdot 10^3 \text{ N} + \\ &\quad 0,25 * 15000^2 * 2500 \cdot 10^{-9} * 9,81 * 600 = 828 \cdot 10^3 \text{ N} + \\ &\quad = 1514 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\tau_d = \frac{1,7 * T_d}{b \cdot h} = \frac{1,7 * 1514 * 10^3}{650 * 2004} = 2,0 < 2,4 \text{ N/mm}^2$$

=>geen afschuifwapening nodig

Controle hoogte drukzone

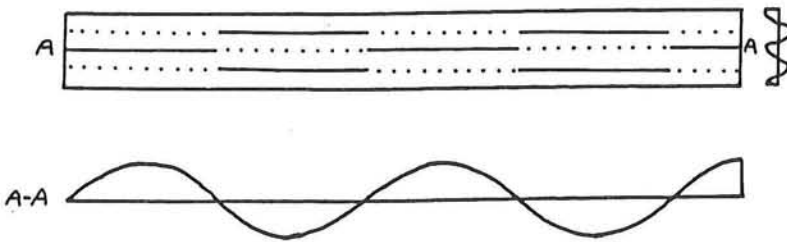
$$d_p = 2050 - 56 - 5 \cdot 50 = 1744$$

$$h_{xu} \leq \frac{1744 \cdot 3,5}{10,35 - 5,58 + 3,5} = 738 > 645$$



## bijlage II GOLFAANVAL KRITISCH BEKEKEN

Tot nu toe is er bij de bepaling van de golfbelastingen vanuit gegaan dat de golven loodrecht invallen. De golffronten zouden dan langer dan de constructie zijn. Op deze wijze bleef de golflengte beperkt tot 222 meter. Met enig inlevingsvermogen is het echter mogelijk om met bepaalde golfconfiguraties zo'n situatie te creëren dat het lijkt dat de constructie door een golf met een lengte vele malen groter dan de oorspronkelijke golflengte belast wordt. Dit is ongeveer als volgt in te zien



figuur bII-1

Op deze wijze kunnen 'golven' ontstaan loodrecht op de oorspronkelijke golfrichting met een lengte gelijk aan die van de constructie. De periode en golfhoogte van deze golven is echter wel gelijk aan die van de oorspronkelijke golven. In zo'n situatie voldoet een quasie-statische benadering niet meer en dient de dynamica in het spel betrokken te worden. Als belangrijkste hulpmiddel geldt hier het feit dat periodieke belastingen met een frequentie die veel groter is dan de eigenfrequentie van de bijbehorende trillingsvorm bijna geen effect hebben. Door de grote massa krijgt de constructie niet de kans om te vervormen en de belasting heeft zo een gering effect. Er dient onderzocht te worden wat de eigenfrequenties zijn van de constructie. Deze kunnen dan vergeleken worden met de frequentie van de belasting.

De constructie wordt gemodelleerd tot een elastisch ondersteunde buigligger. De zakking moet voldoen aan:

$$EI \frac{\delta^4 w}{\delta x^2} + \mu \frac{\delta^2 w}{\delta t^2} + kw = 0$$

$w$  = zakking

$\mu$  = massa van de ligger per strekkende meter

$k$  = beddingsconstante

Voor de harmonische oplossingen van deze vergelijking substitueren we de eigentrilling:

$$w(x,t) = w(x) \sin(\omega t - \phi)$$

De vergelijking gaat dan over in:

$$EI \frac{\delta^4 w}{\delta x^4} - \mu \omega^2 w + kw = 0$$

$$\text{stel nu: } \beta^4 = \frac{\mu \omega^2 - k}{EI}$$

$$\Rightarrow \frac{\delta^4 w}{\delta x^4} - \beta^4 w = 0$$

Als algemene oplossing geldt:

$$w(x) = A \cosh(\beta x) + B \sinh(\beta x) + C \cos(\beta x) + D \sin(\beta x)$$

De randvoorwaarden zijn:

$$x = 0; M = 0 \Rightarrow \frac{\delta^2 w(0)}{\delta x^2} = 0$$

$$x = 0; D = 0 \Rightarrow \frac{\delta^3 w(0)}{\delta x^3} = 0$$

$$x = 1; M = 0 \Rightarrow \frac{\delta^2 w(1)}{\delta x^2} = 0$$

$$x = 1; D = 0 \Rightarrow \frac{\delta^3 w(1)}{\delta x^3} = 0$$

Dit leidt tot het volgende stelsel vergelijkingen:

$$A - C = 0 \quad (1)$$

$$B - D = 0 \quad (2)$$

$$A \cosh(\beta 1) + B \sinh(\beta 1) - C \cos(\beta 1) - D \sin(\beta 1) = 0 \quad (3)$$

$$A \sinh(\beta 1) + B \cosh(\beta 1) + C \sin(\beta 1) - D \cos(\beta 1) = 0 \quad (4)$$



(1) en (2) invullen in (3) en (4) leidt tot:

$$\begin{pmatrix} (\cosh(\beta l) - \cos(\beta l))(\sinh(\beta l) - \sin(\beta l)) \\ ((\sinh(\beta l) + \sin(\beta l))(\cosh(\beta l) - \cos(\beta l))) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A \\ B \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Voor niet triviale oplossingen moet de determinant van dit stelsel nul zijn. Dit leidt tot de betrekking:

$$\begin{aligned} \cosh^2(\beta l) - 2\cosh(\beta l)\cos(\beta l) + \cos^2(\beta l) - \sinh^2(\beta l) + \sin^2(\beta l) &= 0 \\ \Rightarrow 2 - 2\cosh(\beta l)\cos(\beta l) &= 0 \\ \Rightarrow \cos(\beta l) &= \frac{1}{\cosh(\beta l)} \quad (5) \end{aligned}$$

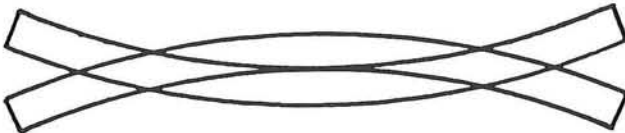
Voor grote waarden van  $\beta l$  ( $n \geq 2$ ), wordt  $\cosh(\beta l)$  groot. Hierdoor is vergelijking (5) te schrijven als  $\cos(\beta l) = 0$ . ofwel:

$$\beta l = (n - \frac{1}{2})\pi \quad n = \text{integer.}$$

Met  $\beta^4 = \frac{\mu^2 - k}{EI}$  volgen hieruit de eigenfrequenties.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{\frac{(n - \frac{1}{2})^4 \pi^4 EI}{l^4} + k}{\mu}}$$

Het blijkt dat  $n-1$  het aantal halve golflengten is dat in de constructielengte past. Voor de eerste eigentrilling moet zo  $n = 2$  worden ingevuld. De trillingsvorm ziet er dan uit als in de figuur.



figuur bII-2 eerste trillingsvorm

Met de gegevens:

$$E = 3,6 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$$

$$I = 44472 \text{ m}^4$$

$$\mu = 6,28 * 1025 * 400 = 2,57 \cdot 10^6 \text{ kg/m}$$

$$l = 4000 \text{ m}$$

$$k = 400 * 10^4 = 4 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

bedraagt de trillingstijd van de grondtoon 5 seconden. De hogere trillingsvormen hebben nog kortere perioden. Bij de eerste trillingsvormen wordt de trillingstijd voornamelijk bepaald door de grootte van  $k$ . Pas bij ongeveer bij  $n = 7$  begint de invloed van de stijfheid van de ligger mee te spelen en neemt de trillingstijd verder af. Dit betekent dat de belasting van de meeste grote golven statisch kan worden beschouwd. E.e.a. heeft als consequentie dat 'verspringende' golven zeer gevaarlijk kunnen zijn zodra de periode in de richting van 5 seconden komt. Echter hoe groter de periode is, des te onwaarschijnlijker is de situatie dat de golven op regelmatige wijze verspringen. Een golf met een periode van 5 seconde heeft al een lengte van zo'n 100 meter en een karakteristieke hoogte van zo'n 6.5 m. Het is zeer onwaarschijnlijk dat een golfbeeld van dergelijke afmetingen lang zal bestaan. Ook kleinere golven kunnen indien ze verspringen aanleiding geven tot virtuele golven, loodrecht op hun voortplantingsrichting. Hun invloed zal echter gering zijn en op de constructie als geheel geen effect hebben.

**LITERATUUR**

- 1 Zee-eilanden project, uitkomst voor de toekomst  
Boskalis Westminster Dredging Group N.V.  
Papendrecht, maart 1972
- 2 Toegepaste Mechanica, deel A, "Mechanica van rechte en gekromde lijnvormige elementen, toegepast op constructies"  
Bouma, Prof. ir. A.L.  
T.U.D. september 1983
- 3 Dynamica van constructies (handleiding bij het college b9N)  
Bouma, Prof. ir. A. L. Esveld, ir. C.  
T.U.D. augustus 1987
- 4 Constructies onder invloed van stochastische belastingen  
Bouma, Prof. ir. A.L. Spijkers ir. J.M.J.  
Afdeling der Civiele Techniek  
T.U.D.
- 5 Compendium van het voorgespannen beton  
Bouvy, ir. J.J.B.J.J. Feijen, ir. Th.A. Hofman, ir. J.W.  
V.N.L. 1985
- 6 Balkroosters  
Brakel, J.  
T.H. Delft 1969
- 7 Theorie en praktijk van het gewapend beton  
Bruggeling, Prof. dr. ir. A.S.G. de Bruijn, ir. W.A.  
Stichting Professor Bakkerfonds, Delft, juni 1986
- 8 Aanvullingen t.b.v. het Gedeeltelijk Voorgespannen Beton  
de Bruijn, ir. W.A. e.a.  
T.U.D. januari 1989
- 9 Flugbetriebsflächen

- Busenhart, W. Scazziga, I.  
Institut für Strassen, Eisenbahn und Felsbau an der  
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Zürich juni  
1977
- 10 C.U.R. rapport 24, betonplaten onder geconcentreerde  
belastingen  
1961
- 11 C.U.R. rapport 76 rekenregels geconcentreerde lasten op platen  
1978
- 12 Concrete ships & floating structures (proceedings)  
Berkeley Campus University of California  
Gerwick, Ben C. (editor) 15 - 19 september 1975
- 13 Planning and design of airports  
Horonjeff & Mc Kelvey  
Mc Graw-Hill series in transportation, third edition 1983
- 14 Tweede nationale luchthaven,  
een verder uitwerking voor de lokatie Goeree  
International Port and Harbour Construction b.v.  
november 1973
- 15 Laminated Concrete  
Lorns, M.E.
- 16 Concrete International, oktober 1989 Offshore technology  
Hydrodynamic aspects of offshore structures  
Workgroup offshore technology, Delft University of Technology  
Massie, W. W. april 1978
- 17 Coastal engineering volume 3 breakwater design  
Massie, W. W. P.E. (editor)  
Coastal Engineering Group  
Delft University of Technology, december 1979
- 18 Rules for the design, construction and inspection of offshore  
structures

Det Norske Veritas 1977

- 19 Pomp Accumulatie Centrale Noordzeekust  
P.A.C.-projectgroep  
november 1985
- 20 Kreisplatten auf elastischer Unterlage  
Schleicher, Dr. Ing. Ferd.  
Verlag von Julius Springer 1926
- 21 Theory of plates and shells  
Timoshenko, S. Woinonsky, Krieger S.  
Mc Graw-Hill 1959 second edition
- 22 Floating Ports ; design and construction practices  
Tsinker, G.P.  
Gulf, Houston 1986
- 23 Shore protection manual  
U.S. Army coastal eng. research center 1973
- 24 Fundering en constructie (college diktaat g81)  
Weele, Prof. ir. A. F. van  
T.U.D. april 1987
- 25 Concrete afloat (proceedings)  
Thomas Telford Ltd. London march 1977
- 26 Industrial Islands (international conference on)  
Mechanical Engineering Publications Limited for The  
Institution Of Mechanical Engineers, London november 1981
- 27 Vestigingsplaats analyse tweede nationale luchthaven  
Staatsuitgeverij 's Gravenhagen 1974

