

Het constructief ontwerp voor “De Visserij Experience”

Onderzoeksrapport Bachelor Bouwkunde



4 januari 2015
T. (Tim) de Groot
Studentnummer: 46470
HZ University of Applied Sciences,
Bachelor of Buildenvironment

Het constructief ontwerp voor “De Visserij Experience”

Onderzoeksrapport Bachelor Bouwkunde

Auteur :	T. de Groote
Studentnummer:	46470
Datum:	4 januari 2016
Plaats van uitgave:	Goes
Stagebedrijf:	Koch Adviesgroep Beukenstraat 56 4462 TT Goes Nederland
Bedrijfsbegeleider:	ing. M.P.J.B. Koch PMSE RC
Instelling:	HZ University of Applied Sciences, Bachelor of Buildenvironment Edisonweg 4 4382 NW Vlissingen Nederland
1 ^e begeleider:	ing. M. Moonen MSEng
2 ^e begeleider:	ir. C.C. Mabelis

Samenvatting

In dit onderzoek is de optimale draagstructuur voor het gebouw “De Visserij Experience” bepaald. Dit gebouw komt ter vervanging van de vismijn, het visserijmuseum en de KNMR aan de Keerdam in Breskens. Een belangrijk onderdeel van het gebouw is een vissersschip. Dit vissersschip komt in het dak van het gebouw, waarbij het dak de vorm van een boeggolf krijgt. Dit moet een landmark worden.

Als eerste is de draagstructuur van het gebouw zelf onderzocht. Daarin is naar voren gekomen dat een staalconstructie voor het dak en de verdiepingsvloer het meest geschikt is. Dit vanwege de hoge bouwsnelheid en het lage gewicht. Daarnaast past de uitstraling van staal in de randvoorwaarden. Als verdiepingsvloer is een kanaalplaatvloer gekozen. Dit type vloer is ook licht en heeft een hoge bouwsnelheid.

De beganegrondvloer wordt in het werk gestort. Zo is de beganegrondvloer waterdicht. Dit is nodig omdat het gebouw buitendijks staat.

Als fundering worden er Fundex palen gebruikt. Deze zijn gekozen vanwege de randvoorwaarden dat er trillingsvrij en grondverdringend gefundeerd moet worden. Daarnaast komt er trek in de palen, wat goed opgekomen kan worden door Fundex palen.

Als tweede is de draagstructuur van het vissersschip bepaald. Het schip ligt in het dak en ook in de ruimte op de verdiepingsvloer. De bezoekers kunnen er rondom lopen en het aanraken. De beleving van dat schip staat centraal en er dienen zo min mogelijk belemmeringen in de ruimte aanwezig te zijn. Er is naar voren gekomen dat het schip stijf genoeg is om zichzelf te dragen, er is dus geen onderslag balk nodig. Als ondersteuning zijn er vervolgens twee hoofdvarianten onderzocht.

In variant één wordt het schip opgehangen aan portalen met een overstek. Het schip hangt helemaal vrij rondom, wat een voordeel is. Hoe groter het overstek, hoe zwaarder de profielen. De gekozen oplossing is een overstek van 1,5m in S355 of wanneer meer vrijheid belangrijk is een overstek van 3,5 m in S460.

In variant twee wordt het schip direct ondersteund door kolommen. De verschillende varianten verschillen niet veel qua prijs en gewicht. Er is daarom gekozen voor de meest praktische oplossing: een ondersteuning van twee rijen van drie kolommen. Op deze manier staat het schip stabiel en zijn de krachten die ingeleid moeten worden het laagst.

Van de twee varianten is voor variant twee gekozen. Deze manier van ondersteunen is veel goedkoper en de kolommen zijn bijna geen belemmering in de ruimte.

Abstract

In this thesis the optimal supporting structure of the building “De Visserij Experience” is determined. The building will replace de vismijn, het visserijmuseum and de KNRM at the Keerdam in Breskens. An important part of the building is an integrated ship, a fishing cutter. This ship will be integrated in the roof, where the roof will form the bow wave of the ship. This will be a landmark.

First the supporting structure of the building itself is determined. In this studie it appears a supporting structure of steel is optimal for the roof and the storey floor. This is because of the low weight and high construction speed. Furthermore does the appearance fit well with the boundary conditions. For the storey floor a hollowcore slab system is chosen. This system is also light weight and has a high construction speed.

The ground floor will be made of in situ concrete. This is done so the floor will be watertight. This is necessary because the building is situated outside the seawall.

For the foundation piles Fundex piles are chosen. These are chosen because of the boundary conditions. These are a vibration-free and ground displacing method of foundation.

Second the supporting structure of the fishing cutter is determined. The ship is integrated in the roof and the space on the storey floor. Visitors can walk around and touch it. The experience of the ship is important and there are to be as little obstructions as possible in the room. It is determined the ship is rigid enough to be self-supporting. Therefore no girder is needed.

Subsequently, two main variants are researched for the supporting structure.

Variant one is the supporting of the ship by suspending it at a gantry with an overhang. The ship is completely free, which is a pro. However, the larger the overhang is, the heavier the beams of the gantry. The chosen solution is an overhang of 1,5 m in the steel grade S355. When more clearance around the ship is important, an overhang of 3,5m in the steel grade S460 is chosen.

Variant two is the supporting of the ship directly by columns. The different variants do not differ much by price or weight. Therefore the chosen solution is practical: a support of two rows of three columns. In this way the stability of the ship is secured and the acting forces are lower.

Of the two variants, variant two is chosen. This way of supporting is the cheapest by far and the few columns are not a real obstruction in the room.

Inhoud

Samenvatting.....	1
Abstract	2
1. Inleiding	5
2 Omschrijving van het gebouw	7
3 Draagconstructie van het gebouw	11
3.1 Theoretisch kader voor het gebouw	12
3.1.1 Brandveiligheid.....	13
3.2 Methode.....	15
3.3 Resultaten en discussie	16
3.3.1 Structuur.....	16
3.3.2 Dak.....	16
3.3.3 Verdieping	18
3.3.4 Kolommen	23
3.3.5 Fundering.....	24
3.3.6 Stabiliteit	26
3.4 Eindconclusie en aanbevelingen voor de constructie van het gebouw	27
4 Draagconstructie schip	29
4.1 Theoretisch kader, schip.....	30
4.1.1 Voorstudie schipbelastingen	30
4.1.2 Windbelasting.....	31
4.1.3 Constructie van het schip	33
4.2 Methode 1, ophangen door een portaal.....	36
4.3 Resultaten, methode 1	40
4.4 Conclusie, aanbevelingen en discussie, methode 1	42
4.5 Methode 2, ondersteunen door kolommen	44
4.6 Resultaten, methode 2	45
4.7 Discussie, methode 2.....	46
4.7.1 Variant A	46
4.7.2 Variant B	46
4.7.3 Variant C	46
4.8 Conclusie en aanbevelingen, methode 2	48
4.9 Eindconclusie en aanbevelingen, ondersteuningsconstructie schip.....	49
Bronnen	50

Bijlageboek 1	51
Bijlageboek 2	52

1. Inleiding

Om de opleiding hbo bouwkunde af te ronden en het diploma bachelor of build environment te verkrijgen wordt een scriptie geschreven. Aan de hand van deze scriptie dient aangetoond te worden dat aan de benodigde onderzoeks- en beroepscompetenties voldaan wordt. Dit wordt gedaan door een onderzoek uit te voeren en dit vast te leggen in een scriptie. Dit leidt tot een beroepsproduct. Dit rapport is dat beroepsproduct.

Het onderzoek wordt uitgevoerd voor Koch Adviesgroep. Dit is een ingenieurs- en architectenbureau te Goes, met ook een vestiging in Terneuzen. Er werken ongeveer 20 personen. Het heeft naast een afdeling constructies ook een afdeling civiele techniek, bouwkunde, installatietechniek en projectmanagement. Het architectenbureau Allant Architecten is ook onderdeel van Koch Adviesgroep.

De gemeente Sluis wil de vissershaven en handelshaven van Breskens herinrichten. Er staat nu een grote loods waarin zich de vismijn, waar gevangen vis opgeslagen wordt en de visafslag, een plek waar vishandelaren vis opkopen, bevinden. De visvangst in Breskens is de laatste jaren alleen sterk teruggelopen. Nog maar 1 viskotter heeft Breskens als thuishaven. De behoefte aan een grote visopslag is er daarom niet meer, maar er wordt nog wel veel vis verhandeld. Deze wordt vaak aangevoerd per vrachtwagen. De behoefte aan een visafslag is er dus nog wel. De bestaande loods is hier echter te groot voor.

Er bevinden zich ook nog andere bedrijven, verspreid rondom de vissers- en handelshaven : De KNRMI, het visserijmuseum en een vishandel.

Wanneer het gebied heringericht wordt, moeten deze bedrijven behouden blijven. Deze kunnen gehuisvest worden in één gebouw, zodat de rest van het gebied beschikbaar komt voor andere bebouwing. Het gebouw met de visafslag, de KNRMI, het museum en de vishandel wordt “De Visserij Experience”.

Voor het ontwerp van dit gebouw heeft de gemeente Sluis een architectuur prijsvraag uitgeschreven. Het architectenbureau van Koch, Allant Architecten, heeft deze prijsvraag gewonnen. Er is een schetsontwerp gemaakt dat aan de door de gemeente gestelde randvoorwaarden voldoet. De belangrijkste randvoorwaarde is het integreren van een viskotter, in het gebouw. De viskotter moet een centrale functie hebben in het aanzicht van de visserij experience. In het ontwerp is de viskotter in het dak verwerkt. Het schetsontwerp is alleen ruimtelijk. Er moet nog een constructief ontwerp voor gemaakt worden. Dit moet uiteraard ook voldoen aan de randvoorwaarden. Het uitwerken van dit constructief ontwerp is de opdracht die in dit rapport beschreven wordt.

Dit wordt gedaan aan de hand van de volgende hoofdvraag:

Wat is de optimale draagstructuur voor het gebouw “Visserij Experience”, met in het bijzonder de draagstructuur van de viskotter?

Om antwoord te geven op deze hoofdvraag, wordt gebruik gemaakt van de volgende deelvragen :

- 1 Wat is de optimale draagconstructie voor het gebouw “Visserij Experience”?
- 2 Hoe kan het beste de stabiliteit van het gebouw “Visserij Experience” verzorgd worden?

- 3 Wat is de optimale draagstructuur voor de viskotter, wanneer prijs en eisen uit de prijsvraag als criteria genomen worden?

Het doel van dit onderzoek is een constructief ontwerp te verkrijgen voor het gebouw “de visserij experience” en voor de draagconstructie van de viskotter. Er dient hier zo goed mogelijk voldaan te worden aan de in de prijsvraag gestelde eisen. Omdat het project zich in de ontwerpfase bevindt, wordt de constructie ook tot op dit niveau uitgewerkt. Toetsing op detailniveau kan later plaats vinden, wanneer het bouwkundig ontwerp ook definitief is.

Het rapport is opgedeeld in twee delen. Eerst wordt de draagstructuur van het gebouw bepaald. Daarna wordt de optimale draagstructuur van de viskotter onderzocht. Dit is gedaan om eerst een inzicht te krijgen in het gebouw en daarna af te sluiten met het belangrijkste onderdeel van het onderzoek.

Als verwijzing zijn er ook 2 bijlagenrapporten bijgevoegd.

In bijlagenrapport 1 zijn de geschreven bijlagen samengevoegd. Hier wordt naar verwezen in de vorm *bijlage 1,2..* etc. in de tekst. In bijlagenrapport 2 zijn de gemaakte schetsen en gegeven tekeningen te vinden. Hier wordt naar verwezen in de vorm *schets 1, 2, en tekeningen 1, 2 ..* etc. in de tekst.

2 Omschrijving van het gebouw

In dit hoofdstuk wordt het gebouw waar dit onderzoek op toegepast is omschreven. Voor meer verduidelijking is in [bijlage 1](#) de presentatie te zien van het ontwerp aan de gemeente. In bijlagenboek 2 zijn de tekeningen te zien op A3 formaat op [tekeningen 1](#) tot en met [4](#).

Ligging

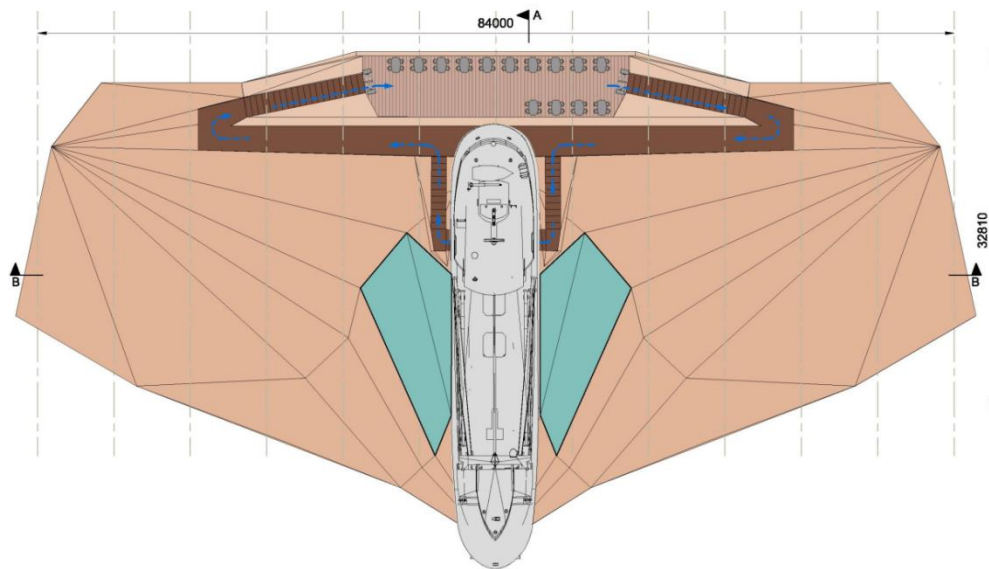
Het gebouw de “Visserij Experience” komt aan de handelshaven aan de keerdam in Breskens. De ligging is te zien in figuur 1. Zoals te zien is, ligt het gebouw buitendijks. Dit betekent dat het gebouw niet beschermd is door de dijken bij hoogwater.



Figuur 1

Dak

De dakplattegrond is te zien in figuur 2. In het midden van het dak ligt het schip. Deze gaat door de dakconstructie wat te zien is op de doorsnede in figuur 4 en 5. Het dak heeft de vorm van een boeggolf, gemaakt door het schip. Deze vormt wordt gemaakt door hellende dakvlakken. De buitenste schil van het dak is van Cortenstaal. Dit is onderhoudsarm en heeft een ruwe, ambachtelijke uitstraling, beiden worden gevraagd vanuit de prijsvraag in [bijlage 2](#). Het schip kan vanuit buiten betreden worden door personen.



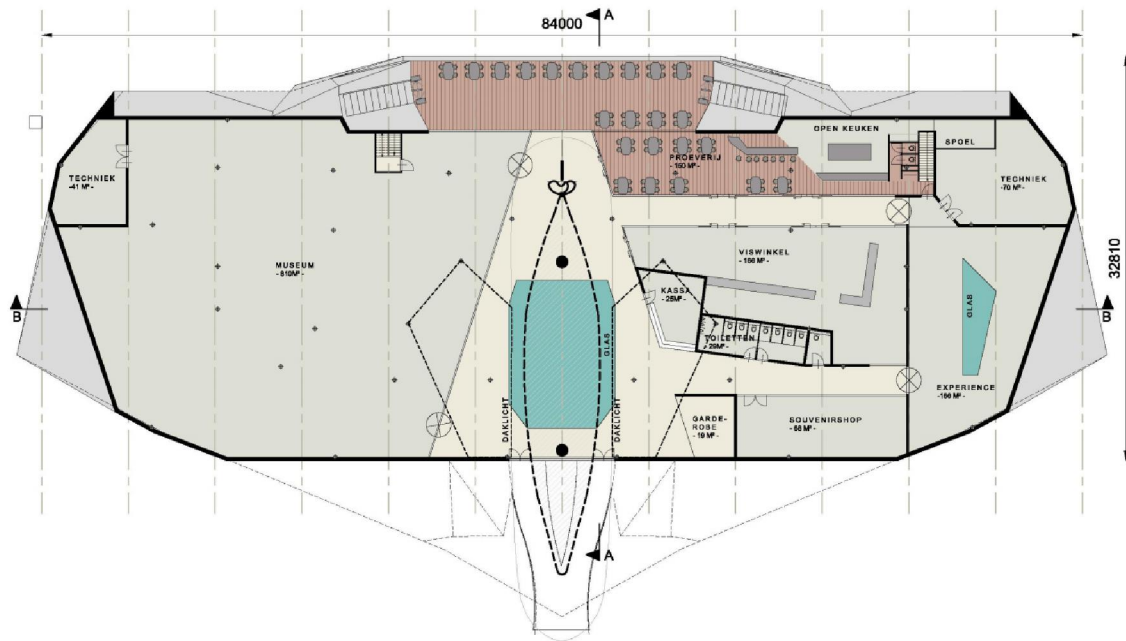
Figuur 2

Verdieping

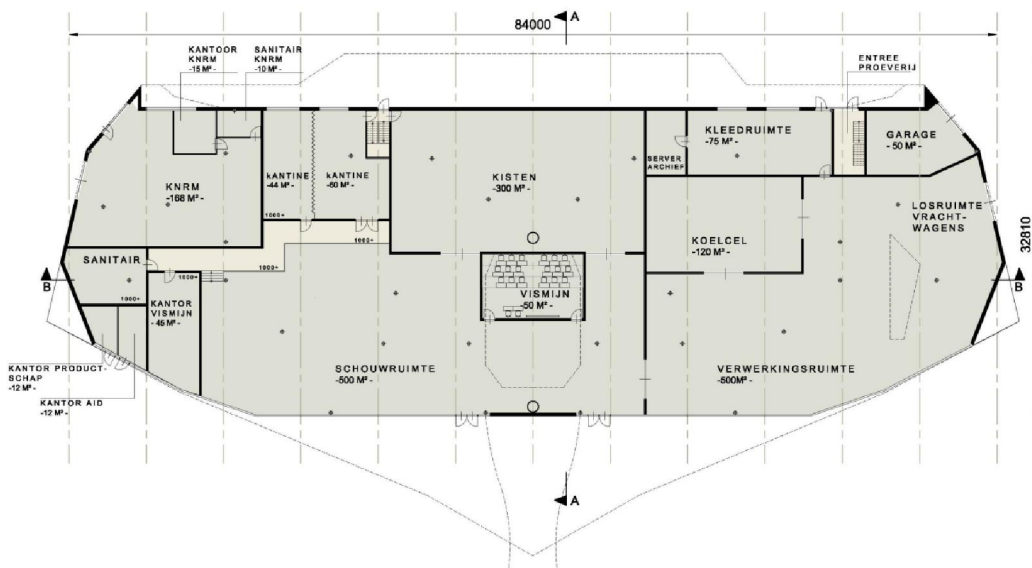
De “Visserij Experience” heeft één verdieping. Deze is te zien in figuur 3. Hierin bevinden zich de volgende functies : een Museum, een visproeverij, een viswinkel en de Experience. De Experience houdt in dat bezoekers het schip kunnen zien en aanraken en dat men door de glazen vloer de activiteiten onder zich kunnen zien in de vismijn. Het Museum is een grote open ruimte met een tentoonstelling is over de visserij.

Beganegrond

De beganegrond heeft als functie vooral het opslaan, verwerken en verhandelen van vis. Dit is te zien vanaf de beganegrond door glazen vloeren. De plattegrond is te zien op figuur 4. Daarnaast bevinden er zich kantoorfuncties links bovenin op de plattegrond. Deze liggen verhoogd wat te zien is op de doorsnede van figuur 5. Dit is omdat het gebouw zich buitendijks bevindt en er daardoor kans is op overstromen. In de visopslag en vismijn is dit niet zo’n probleem. Bij de kantoor functies is dit schadelijker en daarom zijn ze verhoogd.



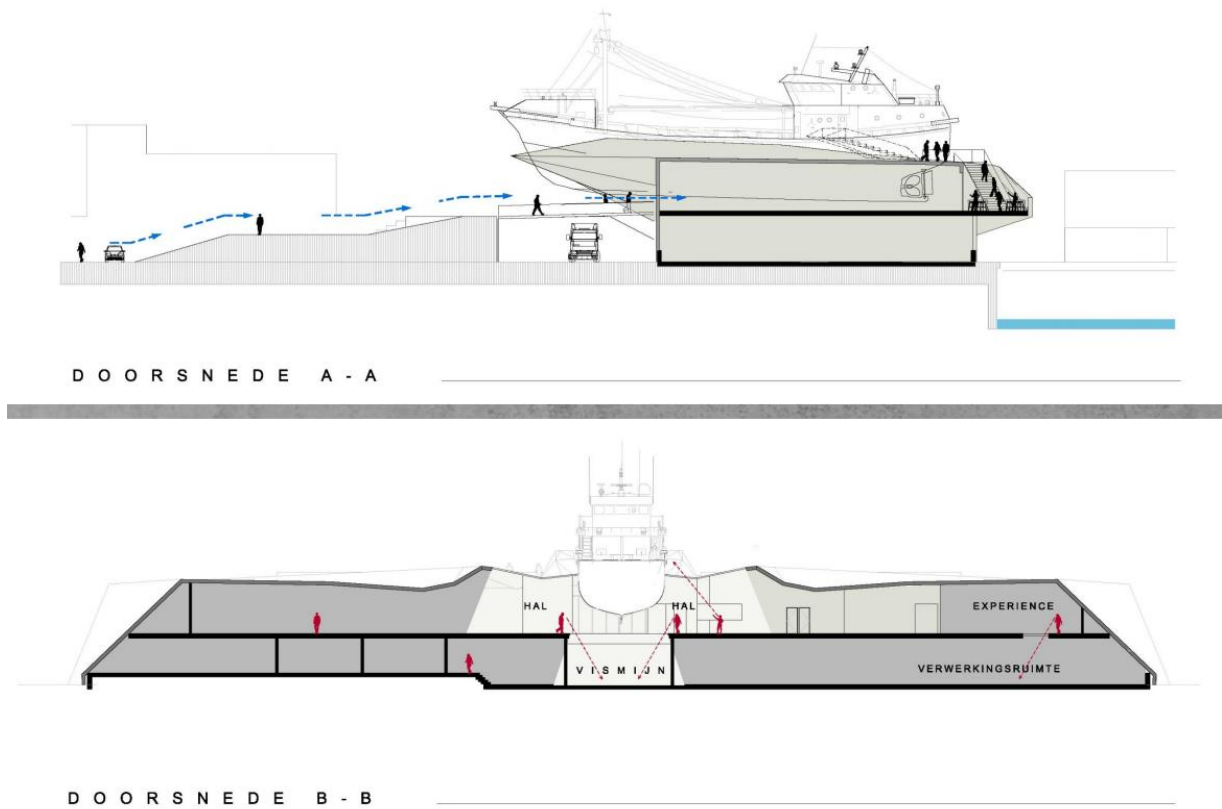
Figuur 3



Figuur 4

Doorsnede

Op de doorsnede in figuur 5 is goed te zien dat het schip door het dak gaat en zich in het gebouw bevindt. Op doorsnede BB is goed te zien dat men op de verdieping rondom het schip kan lopen en in de vismijn kan kijken. Op doorsnede AA is goed te zien dat het dak een boegwolk vormt door het schip. Het schip zorgt hier voor een groot overstek.



Figuur 5

3 Draagconstructie van het gebouw

In dit hoofdstuk wordt de hoofddraagconstructie en stabiliteit van het gebouw de “visserij experience” onderzocht. Dit wordt gedaan door antwoord te geven op deelvraag 1 en 2, zoals ook genoemd in de inleiding :

- 1 Wat is de optimale draagconstructie voor de rest van het gebouw “Visserij Experience”?
- 2 Hoe kan het beste de stabiliteit van het gebouw “Visserij Experience” verzorgd worden?

Eerst wordt theoretisch kader behandeld met zoals de randvoorwaarden, de geldende belasting en de geldende normen. Vervolgens wordt in het hoofdstuk methode uitgelegd hoe er tot de resultaten is gekomen.

Daarna worden de resultaten en de discussie behandeld. Dit is gedaan omdat het ontwerpen een iteratief proces is. Resultaat → Discussie → Aanpassing → (Eind)resultaat. Het kan dus niet los van elkaar gezien worden. Logisch en Chronologisch lopen de processen door elkaar heen, op het eindresultaat na.

Dit wordt dan ook behandeld in de conclusie, waar antwoord gegeven wordt op de deelvragen.

3.1 Theoretisch kader voor het gebouw

In dit hoofdstuk worden de normen, belastingen en randvoorwaarden behandeld die gelden voor het gebouw. Deze zijn bepalend voor het ontwerpen van een draagstructuur. Daarnaast wordt ook kort de brandveiligheid behandeld.

Het schetsontwerp dat de architectuur prijsvraag heeft gewonnen is te zien in *bijlage 1* en op tekeningen *1* tot en met *4* uit bijlageboek 2.

Normen en gebouwkwalificaties

De normen die gelden voor het constructief ontwerp zijn beschreven in :

Eurocode 0 - Grondslagen

NEN-EN 1990: Grondslagen van het constructief ontwerp

Eurocode 1 – Belastingen op constructies

NEN-EN 1991-1-1: Algemene belastingen – Volumieke gewichten, eigengewicht, opgelegde belastingen voor gebouwen.

NEN-EN 1991-1-3: Algemene belastingen – Sneeuwbelasting

NEN-EN 1991-1-4: Algemene belastingen – Windbelasting

gevolgklasse CC2, $\gamma_Q=1,5$ $\gamma_G = 1,2$ of $1,35$

Peil

MV +3,4 NAP [7]

Hoogwaterpeil februari 1953 +4,8 NAP

Belastingen:

Sneeuwbelasting :

$0,56 \text{ kN/m}^2$ uit de norm, vanwege de onregelmatige dakvorm is 1 kN/m^2 $\psi_0=0$.

Windbelasting:

Extreme winddruk is $1,32 \text{ kN/m}^2$, $\psi_0=0$, dit is bepaald in het hoofdstuk : theoretisch kader ondersteuningsconstructie schip.

Verdiepingsvloer:

Bijeenkomstfunctie, klasse C5-grote mensenmassa's $5,0 \text{ kN/m}^2$, $\psi_0=0,4$

tabel 6.2 NEN-EN 1991-1-1:2002/NB:2007

Veranderlijk beganeground:

Voor de beganeground is een veranderlijke belasting aangehouden van : $10,0 \text{ kN/m}^2$, $\psi_0=0,8$

De eis komt uit het gebruik :
- opslag voor kisten en pallets
- rijden met heftrucks

Deze eis is gesteld door de gebruiker.

Gestelde eisen vanuit de architectuur vraagprijs: (de volledige tekst uit de prijsvraag is te zien in [bijlage 2](#))

Flexibel indeelbaar; flexibel op termijn, universeel bruikbaar

In de vraagprijs wordt ook een budget voorgeschreven. Dit is van belang voor de constructie, omdat er hierdoor wel een afweging gemaakt dient te worden tussen kosten en andere randvoorwaarden en er niet geldt : "The sky is the limit".

Esthetische eisen:

Om aan de eisen aan de ruimtelijke kwaliteit in de vraagprijs te voldoen, heeft staal de voorkeur voor de draagstructuur in het schetsontwerp van de architect. Het gebouw mag een ambachtelijk of industrieel karakter hebben. Er mogen ruwe randjes zichtbaar zijn, als dit maar functioneel en verzorgd is.

Constructie hoogte:

Verder geldt dat het bestemmingsplan bindend is voor de gebouwhoogte.

Dit heeft tot gevolg dat de verdiepingshoogtes vastliggen, er is geen ruimte om te schuiven.

De constructiehoogte wordt hierdoor ook beperkt. Voor de dakconstructie geldt een maximum dikte van 1000 mm.

Voor de verdiepingvloer geldt een maximum dikte van 650 mm.

3.1.1 Brandveiligheid

In deze paragraaf wordt beschouwd welke eisen er gelden ten aanzien brandveiligheid voor de constructie wanneer naar het ontwerp gekeken wordt. Het brandveilig maken van het gebouw valt buiten de beschouwing van dit onderzoek.

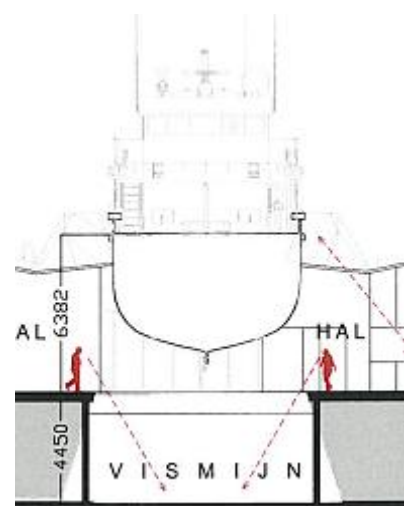
Op tekening [tekening 4](#) doorsnede B-B is te zien de afstand tussen het dek van het schip en de verdiepingvloer 6,3 meter is. Het desbetreffende deel van de tekening is ook te zien in figuur 6.

In figuur 7 is een stuk uit afdeling 2.2 sterkte bij brand uit het bouwbesluit te zien. Hierin is te zien dat voor de draagconstructie van het schip een brandwerendheid van 90 minuten geldt.

De rest van de vloeren liggen binnen 5 meter van het meetpunt.

Daar geldt dus een brandwerendheid van 60 minuten voor de constructie.

Echter mag de constructie ook niet bezwijken binnen 90 minuten door een aangrenzend brandcompartiment. Hoeveel van de totale constructie dit is hangt dus af van de brandcompartimentering.



Figuur 6

4. Een bouwconstructie van een gebruiksfunctie met een vloer van een gebruiksgebied hoger dan 5 m boven het meetniveau of lager dan 5 m onder het meetniveau bezwijkt bij brand in een brandcompartiment waarin de bouwconstructie niet ligt, niet binnen 90 minuten door het bezwijken van een bouwconstructie binnen of grenzend aan het brandcompartiment.
5. Een bouwconstructie bezwijkt bij brand in een brandcompartiment waarin de bouwconstructie niet ligt, niet binnen de in tabel 2.10.2 aangegeven tijdsduur door het bezwijken van een bouwconstructie binnen of grenzend aan het brandcompartiment.

Tabel 2.10.2

gebruiksfunctie niet zijnde een woonfunctie	tijdsduur van de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken in minuten
Indien geen vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 5 m boven het meetniveau	60
Indien een vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 5 m en geen vloer van een gebruiksgebied hoger ligt dan 13 m boven het meetniveau	90
Indien een vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 13 m boven het meetniveau	120

Figuur 7

3.2 Methode

De onderzoeksvraag is ontwerpend. De onderzoeksmethode is dus een ontwerp onderzoek.

Dit bestaat uit 2 fasen, een voorstudiefase en een ontwerpfase.

In de voorstudiefase wordt het probleem geformuleerd en de randvoorwaarden bepaald. Dit is gedaan in de inleiding en het theoretische kader.

Daarna volgt de ontwerpfase. Dit is een cyclisch proces van grof naar fijn.

Er wordt gebruik gemaakt van een kwalitatieve methode.

Aan de hand van de gestelde randvoorwaarden en het bouwkundig schetsontwerp worden één of meerdere draagstructuren geschetst.

Vervolgens worden de dragende elementen aan de hand van ontwerpformules of tabellen gedimensioneerd

Vervolgens worden er keuzes gemaakt, of wordt een keuze aangepast. Dit wordt herhaald tot de constructie zowel aan de randvoorwaarden voldoet, als past in het bouwkundig schetsontwerp.

Er is begonnen met het ontwerp van de dakconstructie, daarna met de verdieping, de beganegrond en uiteindelijk de fundering. Parallel aan het ontwerp loopt het maken van een gewichtsberekening, omdat de belasting van bovenliggende verdiepingen nodig zijn voor het ontwerp van de volgende bouwlaag.

3.3 Resultaten en discussie

In deze paragraaf worden de resultaten besproken van het onderzoek. De discussie wordt tegelijkertijd gevoerd omdat het ontwerpen een iteratief proces is. Er wordt een ontwerp gemaakt, dit wordt geëvalueerd en er worden aanpassing of alternatieven gemaakt.

3.3.1 Structuur

De structuur van het gebouw is gekozen op een stramienmaat van 8400x7000 mm². Dit geeft in lengterichting 10 stramienlijnen met een totaalmaat van 84000 mm en 4 stramienlijnen in dwarsrichting met een totaalmaat van 28000 mm. Deze maat maakt het gebouw symmetrisch om as F en 3. De dakvorm is goed in te passen in dit stramien. De verdieping en de beganegrond kunnen ook goed op dit systeem gelegd worden. Dit is te zien *in schets 1 en 2* in bijlageboek 1. Er is iets geschoven in de plattegronden ten opzichte van het eerste schetsontwerp, maar de grootte van de verschillende ruimtes is in tact gebleven.

Deze stramienmaat is vooral tot stand gekomen door de verdiepingsvloer, verderop in het rapport wordt dit nader behandeld.

3.3.2 Dak

Voor het constructieve ontwerp van het dak zijn er drie varianten onderzocht, te weten:

1. Onregelmatige vorm.
2. Volledig vrij indeelbare verdieping.
3. Vrij indeelbare verdieping met extra kolommen.

In deze paragraaf worden de varianten nader beschouwd en worden de voor en nadelen beschreven. Uiteindelijk wordt er een keuze gemaakt tussen deze varianten.

Dakplattegrond variant één, onregelmatige vorm

Dit constructieprincipe is te zien op *schets 3* in bijlageboek 1. De onregelmatige vorm van het dak wordt gevolgd.

Nadelen : -Onregelmatig systeem, dit bemoeilijkt de bouw en maakt de constructie duurder.
 - Door de vorm van het dak te volgen ontstaan grote overspanningen. Dit zijn de liggers van as 1A naar 4D en 3E en hun symmetriepunten. Een korte overspanning kan in principe wel voor deze liggers, maar dan komen er 4 kolommen in een anders vrije open ruimte.
 - Veel tussenkolommen (12 stuks) in de ruimte, dus verminderde flexibiliteit.

Voordelen : -De dakvorm en de constructievorm komen overeen, dit bespaart materiaal. Dit betekent dat de scheidende en de dragende functie in één element vallen.

 -Deze constructie is goed stabiel te krijgen, zoals te zien is aan de gele kruizen en groene stabiliteitswanden.

Dakplaattegrond variant twee, volledig vrij indeelbare verdieping

Dit constructieprincipe is te zien op [schets 4](#) in bijlageboek 1. Als uitgangspunt is genomen dat de volledige verdieping vrij indeelbaar is, dit betekent dus een hoge mate van flexibiliteit. Dit wordt bereikt door de gehele verdieping in 1 keer te overspannen.

Nadelen : -Grote overspanning, dus de zware profielering.
 -Grotere belasting op de gevelkolommen.

Voordelen : - Uniform systeem en een eenvoudige bouwsystematiek.
 -Gehele verdieping vrij indeelbaar, dus de hoogste mate van flexibiliteit.
 -Er zijn maar twee tussen kolommen voor de stabiliteit, die goed samenvallen met
bouwkundige wanden. Deze zijn wel belangrijk, want ze zorgen er voor dat de portalen geschoord
zijn. Ongeschoord zou de profielering nog zwaarder worden.

Dakplaattegrond variant drie, vrij indeelbare verdieping met extra kolommen

Dit constructieprincipe is te zien op [schets 5](#) in bijlageboek 1. Als uitgangspunt is dezelfde overspanning van de spanten als in v2 gekozen. Er zijn kolommen toegevoegd waar deze passen binnen de bouwkundige plaattegrond. Dit zijn de kolommen op de assen 3C, 3E, 3H, 3J en 2G. Om niet overal een kolom te plaatsen, is er ook gebruik gemaakt van onderslagbalken. Dit zijn de balken op as 3. Deze toevoegingen zijn gedaan om de overspanningslengte te verkleinen en de constructie dus lichter te maken.

Nadelen : -Enkele tussenkolommen en dus een verminderde flexibiliteit. (7 stuks)
 -Verminderde uniformiteit ten opzichte van variant twee.

Voordelen: -Kortste overspanningslengtes en dus lichtere profielen.
 -Meer gelijkmatige verdeling van de dakbelasting over meerdere kolommen.

De uiteindelijke keuze

De keuze is gemaakt om variant drie verder uit te werken. In deze keuze is variant één als eerste afgefallen. Het onregelmatige systeem en vele tussenkolommen was daarbij doorslaggevend. Bij de keuze tussen variant twee en variant drie is voor variant drie gekozen omdat de lichtere constructie opweegt tegen de afname in flexibiliteit, er ook gedacht worden aan het budget. Het dimensioneren van v3 is te zien in [bijlage 3](#), de krachtswerking is gedaan met technosoft vanwege de statisch onbepaaldheid en het belang van de reacties op de onderslag liggers. Het resultaat is ook te zien in [schets 5](#) in bijlageboek 1.

Omdat de keuze tussen variant twee en variant drie vooral gebaseerd is op een afweging tussen een lichtere en goedkopere constructie enerzijds en een hogere mate van flexibiliteit anderzijds, is het verschil in gewicht ook inzichtelijk gemaakt in [bijlage 4](#). Het spant van variant twee is gedimensioneerd op doorbuiging. Deze aanname is correct, want door de beperkte verdiepingshoogte van 3,6 m is een zeeg niet gewenst.

Het gewicht van de constructie variant twee komt op ongeveer 61000 kg.

Het gewicht van variant drie komt op ongeveer 45000 kg. Dit geeft een verschil van 16000 kg, wat neer komt op een reductie van 26%. Dit is bereikt met een toevoeging van 426 kg aan kolommen in variant drie. Dit is minder dan 1% van het totaal gewicht. Met de bepaalde kostprijs van staal komt deze gewichtsreductie neer op een kostenbesparing van €58000 aan staal alleen.

De bepaling van de kostprijs van staal is te zien in *bijlage 10*.

Uiteindelijk is het uiteraard aan de opdrachtgever om te bepalen hoeveel extra flexibiliteit hem waard is.

In dit geval is bepaald dat 5 extra kolommen de reductie in gewicht en prijs waard zijn. De afname in flexibiliteit is gering en het is de vraag in welke mate de kolommen afbreuk doen aan de flexibiliteit en functionaliteit van de ruimtes.

3.3.3 Verdieping

In deze paragraaf wordt het ontwerp van de verdiepingsvloer behandeld. Eerst worden er twee methoden toegelicht waarop de overspanning bereikt kan worden. Daarna wordt gekeken hoe met de eerste methode de overspanning bereikt kan worden en vervolgens hoe met de tweede methode de overspanning bereikt kan worden. Uiteindelijk wordt er een keuze gemaakt. Een randvoorwaarde is een maximale constructiehoogte van 650 mm.

Overspanningsrichting

De verdiepingsvloer is bedacht om op twee manieren te kunnen overspannen. Deze twee manieren worden hier toegelicht.

Methode 1

Als eerste is gekeken naar een overspanning zoals in *schets 6* of *schets 7*.

Hierbij is het bouwkundig schetsontwerp als vast aangenomen en als uitgangspunt dat de flexibiliteit zo hoog mogelijk dient te zien. Dit betekent zo min mogelijk kolommen in de ruimtes. Daarbij is aangenomen dat kolommen de functionaliteit van de ruimtes beperken. Er moet namelijk een heftruck rondrijden in de visopslag op de beganegrond.

In deze opzet is de hoofddraagstructuur van gevel, tot middenas tot gevel. Dit zijn uiteindelijk as 1, 3 en 5 geworden. De rechter kant van het gebouw overspant anders, wat ook een nadeel is (onregelmatigheid). Er zijn verder meerdere overspanningslengtes, waarvan 14 m de grootste is.

Methode 2

Als tweede is er gekeken naar het overspannen van de verdiepingsvloer met kleinere overspanningslengtes. Om dit te bereiken zijn er kolommen toegevoegd. Het toevoegen van kolommen geeft een raster van 8,4x7 m. Deze structuur is te zien in figuur 8. De vloer kan dan in beide richtingen overspannen.



Figuur 8

Door het toevoegen van kolommen, komen er ook kolommen in de ruimtes te staan. De vraag is of voor de functionaliteit van de ruimtes: schouwruimte, kisten, verwerkingsruimte, koelcel het een probleem is dat die kolommen er staan. Bovendien is het de vraag of het toevoegen van kolommen de flexibiliteit van het gebouw ernstig aantast en of dit in overeenstemming is met het bouwkundig schetsontwerp.

Als eerste de functionaliteit van de eerder genoemde ruimtes. Hier moet een heftruck kunnen rondrijden. In [bijlage 9](#), zijn de specificaties van een heftruck te zien. De draaicirkel is 2,2 m. Dit kan dus makkelijk binnen de stramienmaat.

Als tweede de flexibiliteit van het gebouw. Met wat schuiven van de wanden kan de bouwkundige plattegrond met behoud van oppervlakten van ruimtes goed op de stramienmaat gepast worden. Dit is te zien op de bouwkundige plattegronden van [schets 1](#) en [schets 2](#).

Methode 1

In dit deel wordt besproken hoe de eerste manier van overspannen bereikt kan worden. Eerst worden prefabbetonnen systemen behandeld en daarna in het werk gestorte varianten.

Prefab

Er zijn twee soorten geprefabriceerde betonvloeren waarmee de overspanning overbruggt kan worden.

Kanaalplaatvloer

Voor de keuze van het type kanaalplaat is uitgegaan van gegevens van Ergon BV te Lier [8]. De overspanning van 14m kan net gehaald worden, met de zwaarste kanaalplaatvloer de SP500. Er dient wel een druklaag van 70 mm aangebracht te worden vanwege de anders te lage eigenfrequentie van de vloer. De kanaalplaat heeft een lagere hoogte.

TT-ligger

Overspanning tot 28 meter. Hoge constructie hoogte, maar dit zijn alleen de ribben.

Bij een overspanning van 14 meter is de TTP-500 mogelijk, de prijs is ongeveer 130 % van een kanaalplaatvloer en de hoogte is 500 mm. Ook deze vloer heeft een druklaag nodig van 70 mm. Deze informatie is ook verkregen via Ergon BV. Met dit vloertype is ook de gehele verdiepingsvloer in één keer te overspannen. Dan heb je wel een vloerhoogte van 800 mm nodig.

Het voordeel van de prefabvloeren is dat ze in het algemeen het goedkoopste zijn [3], wanneer ze systematisch toegepast kunnen worden bij een enkelvelds overspanning.

In het werk gestort beton

De overspanning van 14 m is niet economisch te overspannen met een in het werk gestorte vloer. Dit komt omdat het aandeel van het eigengewicht in de belasting steeds groter wordt.

Overspanningen van in het werk gestort beton zijn in de regel economisch tot zo'n 10 m.

Een alternatief is een balkenrooster voor de overspanning van 14 m. De in het werkgestorte vloer overspant dan van balk naar balk. De balken kunnen van beton of van staal gemaakt worden. Door de beperkte hoogte wordt bij beton een brede platte balk gebruikt. Dit is eigenlijk oneconomisch gebruik van materiaal. Dit is eigenlijk een stroken vloer. Normaal wordt dit type vloer toegepast bij een puntvormig ondersteunde vloer om de opneembare ponskracht te vergroten, door de grotere dikte ter plaatse van de strook.

Het ontwerp van een betonvloer is gedaan in *bijlage 5*. Met een hoh maat van de stroken van 7,5 m en een breedte van de strook van 1,2 m en betonklasse c28/35 wordt het maximum wapeningspercentage overschreden met $9642 < 12819 \text{ mm}^2$.

Een oplossing is een hogere betonsterkte klasse. Wanneer C40/45 wordt toegepast, wordt

$A_{s,\max}=13794 > 12819$.

Een andere oplossing is de betonstrook verbreden van 1,2m naar 2,4 m. Dan wordt ook voldaan met $19284 > 14472$.

Een andere optie is een staalbetonvloer. De moerbalk is van staal en daarover komt een betonvloer. Wanneer er deuken aangebracht worden, gaan de betonvloer en de stalen ligger samen werken. Er ontstaat een samengestelde doorsnede.

In *bijlage 6* is eerst een balk ontworpen. Ook hier is de hoogte maatgevend. Uiteindelijk wordt de hoh maat verkleind tot 4,8 m. Met een HE450M in S355 wordt voldaan in elk geval voldaan aan de sterkte. Uiteindelijk blijkt uit de berekening dat een HE450M in combinatie met de Comflor 100 ook aan de doorbuiging voldoet.

De doorbuiging is hier echter maatgevend. Om die te toetsen is de samengestelde doorsnede bepaald met [4]. Dit is te zien in *bijlage 7*, de doorbuiging voldoet ruim met $60 > 35 \text{ mm}$.

De betonvloer kan op twee manieren bekist worden; met een breedplaat of met een staalplaat.

De breedplaten worden in breedtes van 2,4 of 1,2 m geleverd. De stramienmaat van 8,4 m is hier uit voort gekomen. Doordat de bouwkundige plattegrond en het dak hier zo goed op passen en vanwege de symmetrie, is dit ongeacht het toepassen van een breedplaat, behouden.

De staalplaten zijn geprofileerd en daardoor iets lichter dan de een breedplaat. Qua prijs en bouwsnelheid is het verschil tussen deze twee varianten niet zo groot., ze zijn dan ook concurrerend met elkaar. De breedplaten zijn zwaarder en hebben dus ook een zwaardere kraan nodig om te

leggen, maar ze zijn sneller te leggen. Bovendien is een groot deel van de onderwapening al verwerkt.

De staalplaat is zoals gezegd lichter en vereist een lichtere kraan. Alle wapening moet nog gelegd worden en is dus iets arbeidsintensiever.

In dit geval is gekozen voor de staalplaat vanwege het lagere gewicht. De bovenconstructie is namelijk ook al lichte staalbouw en voor de fundering is dit ook gunstiger.. Het dimensioneren van de staalplaat is gedaan met een spreadsheet van comfloor, dit is te zien in [bijlage 8](#).

Wanneer de verdiepingsvloer in twee velden overspannen zou worden, zou dit gedaan zijn met een HE450M en een Comflor 100.

Methode 2

In dit systeem is er uiteindelijk gekozen voor een stalen kolom- en liggerstructuur, met als vloer kanaalplaten. De reden voor de stalen kolommen en liggers is een lichte constructie en een hoge bouwsnelheid, zoals in de constructie daar boven.

Als vloer is voor de kanaalplaat gekozen, deze is ook licht met een hoge bouwsnelheid.

Nu het raster op 8,4x7 is gezet leent deze bouwmethode zich perfect, omdat er een hoge systematiek in de constructie aanwezig is.

Het dimensioneren is gedaan voor twee overspanningsrichtingen ; versie 1 in *schets 8* en versie 2 in *schets 9*.

Voor beide overspanningsrichtingen kan dezelfde kanaalplaat 200 gebruikt worden [5].

In *bijlage 10* zijn de balken in versie 1 en versie 2 gedimensioneerd.

De sterkte is voor beiden maatgevend en de liggers zijn niet kipgevoelig door aanstorten van een druklaag. Daarom is ook naar S355 als staalsoort gekeken.

Tabel 1

		soort	gewicht	staalprijs	kosten	totaal lengte	gewicht
			[kg/m]	[euro/kg]	[euro/m]	[m]	[kg]
V1	s235	HE400A	125	3,6	450	238	29800
	s355	HE320A	97,6	3,9	381	238	23200
V2	s235	HE450A	140	3,6	504	360	50400
	s355	HE340A	105	3,9	410	360	37800

In tabel 1 is te zien is dat versie 1 de lichtste balk heeft en ook het laagste totaalgewicht.

Daarnaast is zowel voor versie 1 als versie 2 S355 een eventuele directe kostenbesparing. De bepaling van de staalprijsen is te zien in *bijlage 11*. De profielen voldoen ook nog steeds aan de doorbuiging.

Uiteindelijk is voor versie 1 gekozen. Dit is in de eerste plek gedaan omdat er een overstek op de verdieping is boven as. Dit is eenvoudiger te maken in versie 1 dan in versie 2 door de liggers door te trekken.

Keuze

Uiteindelijk is er gekozen voor het overspannen op manier twee. Daarin is weer gekozen voor versie 1. Er is aangetoond dat zowel manier 1 als manier 2 mogelijk is om de verdiepingsvloer te overspannen. Wanneer op manier 1 wordt overspannen, wordt een zware kanaalplaat gebruikt, of er wordt in het werk gestort. Er is gekozen voor een hoge bouwsnelheid en een lichte constructie, dus daar leent manier 2 zich beter voor. Zeker wanneer blijkt dat de extra kolommen niet afdoen aan de functionaliteit en de flexibiliteit is dit goede oplossing.

3.3.4 Kolommen

Om de kolommen te ontwerpen, is gebruik gemaakt van de gewichtsberekening. Deze is te zien in *bijlage 12*.

Vervolgens zijn de kolommen gedimensioneerd, dit is voornamelijk gedaan aan de hand van kniktabellen uit *[6]*. De verdeling van de belasting uit het dak is te zien in *schets 10* in bijlageboek 1.

De kolomkeuze is hier gebaseerd op de grootste normaalkracht. Deze treedt op kolom op as 3C : 493 kN. Gekozen is een HE160A met een $N_{z;c;s;d} = 527$ kN. Ook is gekeken naar de gevelkolommen bij extreme windbelasting. Dit is te zien op pagina 7 van bijlage 11. De spanningen blijven ruim binnen de vloeigrens en ook de uitwijking voldoet.

Deze kolom wordt op de gehele verdieping toegepast. De eerste reden is praktisch, lichtere kolommen toepassen levert weinig besparing op, er is verder uniformiteit en daarom minder kans op bouwfouten. De tweede reden is esthetisch en gevoelsmatig, het is geen fijn aanzicht om HE450A's te ondersteunen met HE100A's.

Voor de beganegrond is de krachtsverdeling te zien in *schets 10*. Hier zijn er meer kolommen en is niet elke kolom afzonderlijk gedimensioneerd. De kolommen zijn in groepen verdeeld, wat kan door de symmetrie van het gebouw. Per groep steeds de maatgevende kolom van gedimensioneerd.

De opzet is weer eenduidig gehouden : de standaard kolom is een HE220A. De gevelkolommen op as 1 zijn HE240A in verband met het grote lastvlak van het overstek. Behalve 1B, C, I en J omdat de lastvlakken daar klein zijn.

De doorgaande kolommen zijn HE240A gekozen.

De andere gevelkolommen zijn HE200A gekozen, ook door de kleine lastvlakken. Het moment door wind is steeds klein ten opzichte van de optredende normaalkracht. Daar is niet op gedimensioneerd.

3.3.5 Fundering

De beganegrond van het gebouw is een plaat. Deze dient bestendig te zijn tegen hoogwater. De plaat moet dus waterdicht zijn. Daarom wordt de plaat vervaardigd van in het werk gestort beton, met een dikte van 250 mm. Voor het opdrijven is het extreme waterniveau van +4,8 NAP aangehouden. Tot dit niveau komt een opstort rondom het gebouw. Wanneer O.K. beganegrond wordt aangenomen op +3,3 NAP (-0.1 MV), is gerekend met een waterdruk van 15 kN/m^2 . Dit geval is een calamiteit en de belasting kan ook niet hoger worden, omdat de rand dan overstroomt. Er is daarom gerekend met een belastingfactor $\gamma=1,0$.

Het gebouw weegt in totaal, $G_k=28900 \text{ kN}$. Dit verdeeld over 2150 m^2 geeft $P_{g;k}= 28900 \cdot 0,9/2150 = 12,1 \text{ kN/m}^2$.

Dit heeft tot gevolg een opwaartse kracht van: $15-12,1 = 2,9 \text{ kN/m}^2$.

Er zal dus trek komen in sommige palen.

Verderop in het verslag zal gekeken worden of het gebouw wel in evenwicht is, met het eigengewicht van de funderingspalen. Dit kan pas gedaan worden wanneer de fundering gedimensioneerd is.

In *bijlage 13* is een sondering van die locatie te zien. Te zien is dat ter plaatse van het maaiveld zich geen draagkrachtige laag bevindt. De plaat moet dus gefundeerd worden op palen.

Nu zijn er enkele eisen gesteld vanuit Rijkswaterstaat aan een fundering vanwege de nabije zeewering. De funderingspaal dient trillingsvrij en grondverdringend te zijn.

Om aan deze eis te voldoen is een Fundexpaal gekozen.

In *bijlage 13* is het funderingsontwerp te zien. Deze is gemaakt aan de hand van het paalpunt draagvermogen.

Kleef is buiten beschouwing gelaten, omdat het om een ontwerp gaat.

De eerste draagkrachtige laag bevindt zich op -11 M.V. = -7.8 NAP.

Deze is met 2 meter vrij dun, zodat geen paalpuntnivo gekozen kan worden zonder dat de slappe laag er boven of er onder het draagvermogen altijd verminderd.

Daarom is ook gekeken naar een dieper gelegen laag op -18 M.V. = -14.2 NAP

Door de grotere dikte van de laag kan het draagvermogen hier beter uitgenut worden.

Dit geeft de rekenwaarde van de volgende paalpunt draagvermogens :

$\emptyset 450 = 560 \text{ kN}$

$\emptyset 560 = 862 \text{ kN}$

$\emptyset 660 = 1200 \text{ kN}$

In *bijlage 13* is aan de hand van de gewichtsberekening uit *bijlage 12* een paalontwerp gemaakt.

Dit is gedaan voor 2 maatgevende kolommen uit het kolomontwerp. Daarnaast is er ook een paalontwerp gemaakt voor de ondersteuningsconstructie van de viskottereen paalontwerp berekend. De uitkomst staat hieronder :

Maatgevende kolommen:

Voor gevelkolom 1E, $F_{Ed}=1300 \text{ kN}$. tweepaalspoer $2 \times \emptyset 560 = 1724 \text{ kN}$

Voor middenkolom 3C. $F_{Ed}=1397 \text{ kN}$. Tweepaalspoer $2 \times \emptyset 560 = 1724 \text{ kN}$

Voor de ondersteuning onder het schip:

Middenkolom, $F_{Ed}=2188 \text{ kN}$. Tweepaalspoer $2 \times \emptyset 660 = 2400 \text{ kN}$

Gevelkolom, $F_{Ed}=1144 \text{ kN}$. Tweepaalspoer $2 \times \emptyset 560 = 1724 \text{ kN}$

Als paalrooster voor de ondersteuning van de rest van de plaat is gekozen $3,5 \times 4,2 \text{ m}^2$.

De paalpuntbelasting is hierbij :

$F_{Ed} = 353 \text{ kN}$, met een paalpunt draagvermogen van $1 \times \phi 450 = 560$. Dit voldoet dus qua draagvermogen.

De pons is ook gecontroleerd, zonder naar de wapening te kijken kan uitgegaan worden van de capaciteit van de ongewapende doorsneden en deze voldoet met $0,53 \text{ N/mm}^2 > 0,42 \text{ N/mm}^2$.

De standaardpaal is nu gekozen op $\phi 450$. Deze heeft een lastvlak van $3,5 \times 4,2 = 14,7 \text{ m}^2$. In het begin van de paragraaf is naar voren gekomen dat er een netto opwaartse kracht van $2,9 \text{ kN/m}^2$ werkt. Dit komt neer op een kracht van $2,9 \times 14,7 = 43 \text{ kN}$.

Het eigengewicht van de standaard paal is $0,9 \times \pi \times 0,225^2 \times 18 \times 15 = 39 \text{ kN}$. $39 - 43 \text{ kN} = 4 \text{ kN}$. Er werkt dus een netto opwaartse kracht op het gebouw.

Er zal trek in de palen ontstaan, vooral op de tussenpalen in de fundering. Hier kan later naar gekeken worden in een detailberekening.

Het uiteindelijke palenplan is te zien in *schets 11* in bijlageboek 1.

3.3.6 Stabiliteit

Het stabiliteitsontwerp is te zien voor het dak in *schets 5* en voor de verdieping in *schets 7 in* bijlageboek 1.

In het dakplan zijn met groen de stabiliteitselementen aangegeven. Deze worden vervaardigd door kolommen af te kruizen. De schijfwerking is aangegeven met geel. Dit wordt bereikt door de liggers af te kruizen. Doordat het schip het dak in twee dakdelen scheidt, zijn er 2 x 3 stabiliteitselementen nodig. Wel ontstaat er hierdoor een excentriciteit.

Er is voor gekozen de stabiliteitselementen zoveel als mogelijk bij de gevel aan te brengen, zodat er in de ruimtes voldaan wordt aan de randvoorwaarde van flexibiliteit. Het aanzicht van kruizen in de gevel is architectonisch geen probleem, er wordt zelfs verwezen naar een ambachtelijk karakter in de prijsvraag.

De schijfwerking in de vloeren wordt verzorgd door een constructieve druklaag van 70 mm op de kanaalplaatvloer, deze was echter ook al nodig voor de overspanningslengte. De stabiliteitswanden van de verdieping zijn doorgezet, directe krachtsafdracht is altijd gunstig. Doordat het de gehele verdieping hier 1 schijf is, is er hier geen excentriciteit.

Doordat het gebouw slechts twee bouwlagen heeft, is in dit rapport geen extra aandacht besteed aan de dimensionering van de stabiliteitselementen. De krachten zullen immers vrij laag zijn.

3.4 Eindconclusie en aanbevelingen voor de constructie van het gebouw

Nu de resultaten zijn doorlopen, kan antwoord gegeven worden op de twee deelvragen.

- 1 Wat is de optimale draagconstructie voor het gebouw “De Visserij Experience”?
- 2 Hoe kan het beste de stabiliteit van het gebouw “Visserij Experience” verzorgd worden?

Eerst wordt vraag 1 beantwoord en daarna vraag 2, in dezelfde volgorde als het verslag .

Wat is de optimale draagconstructie voor het gebouw “De Visserij Experience”?

Als structuuropzet, past een stramienmaat van $8,4 \times 7 \text{ m}^2$ goed. De dakvorm kan hier op passen gemaakt worden en ook het bouwkundige schetsontwerp past hier op, met behoud van de gewenste oppervlakten. Dit terwijl er een uniform systeem ontstaat, wat de bouwsnelheid en dus ook de bouwkosten ten goede komt.

De onregelmatige dakvorm wordt als bouwkundig beschouwd. De dragende constructie wordt een portaalconstructie zoals te zien is in *schets 5* van bijlageboek 1, volgens een vaste systematiek. De conclusie is dat met een paar middenkolommen meer, ook voldaan wordt aan alle randvoorwaarden. Wanneer deze kolommen strategisch geplaatst zijn, wordt eigenlijk geen afbreuk gedaan aan de mate van flexibiliteit, terwijl bouwkosten en gewicht gedrukt worden.

Door de constructie van de verdiepingsvloer volgens de stramiensystematiek op te zetten, wordt ook weer het best aan de randvoorwaarden voldaan. Dit is een stalen portaalconstructie die langs de verticale as overspant, te zien in *schets 7* van bijlageboek 1. Doordat de liggers doorgaand zijn, kan ook het overstek boven as 1 eenvoudig gemaakt worden. Het plaatsen van kolommen om de 7 m, maakt de constructie veel lichter en goedkoper, zonder af te doen aan de functionaliteit van de ruimtes en slechts in geringe mate de flexibiliteit te reduceren.. Uiteindelijk is het aan de opdrachtgever hoeveel de kleine hoeveel extra flexibiliteit hem waard is.

De vloer zelf bestaat uit een kanaalplaat met een dikte van 200 mm. Dit past heel goed bij de eerder gemaakte keuze voor de staalconstructie; een lichte en snelle bouwmethode.

Voor de kolommen is geprobeerd deze zo uniform mogelijk te houden. Op de verdieping is praktisch gedimensioneerd en op constructieve integriteit ; een HE160A voldoet overal. Lager dimensioneren is nauwelijks een besparing.

Op de beganegrond zijn er voor de kolommen een paar varianten gekozen. De standaard kolom is HE220A. De doorgaande kolommen en de kolommen bij het overstek zijn een maatje zwaarder met een HE240A. Voor de overige gevelkolommen is een HE220A te zwaar en is gekozen voor een HE200A. De verdeling van de kolommen is te zien in *schets 9* en *schets 10* van bijlageboek 1.

Als aanbeveling kan gekeken worden naar ronde of vierkante buisprofielen als ondersteuning. Deze profielen kunnen het best druk op nemen en gebruiken dus minder materiaal. Maar ze zijn ook ongeveer anderhalf keer duurder dan H-profielen.

Waar nog aan gedacht kan worden, is dat deze kolommen volgestort kunnen worden, zodat ze eenvoudiger aan de brandveiligheids eis voldoen.

Voor de fundering is de paalstructuur fijnmaziger gemaakt, naar een stramien van 4,2x3,5 m². Deze opzet is te zien in *schets 11* van bijlageboek 1. Dit is gedaan om pons te voorkomen en doorbuiging te verlagen.

Vanuit de randvoorwaarden dat er trillingsvrij en grondverdringend gefundeerd moet worden, is de fundexpaal gekozen. De standaard paal is Ø450, ter plaatse van de kolommen wordt 2x Ø560 toegepast en ter plaatse van het schip 2x Ø660. Het paalpuntniveau is gekozen op -14,2 NAP, de draagkrachtige laag is daar voldoende dik om voldoende draagkracht te garanderen.

Hoe kan het beste de stabiliteit van het gebouw “De Visserij Experience” verzorgd worden?

De stabiliteit van het gebouw de visserij experience kan het best verzorgd worden door stabiliteitselementen in de gevel. Op deze manier wordt voldaan aan de randvoorwaarde voor de flexibiliteit.

Doordat door het schip het dak in twee delen is gesplitst, zijn er 2 stabiliteitsvoorzieningen van 3 wanden nodig. Dit is te zien op *schets 5* van bijlageboek 1. De schijfwerking wordt bereikt door het afkruizen van liggers en kolommen

Voor de verdieping is er gekozen dit door te zetten, omdat directe krachtsafdracht het meest gunstig is. Dit is te zien in *schets 7* van bijlageboek 1.

De gehele vloer fungeert als een schijf, door een constructieve druklaag.

Schijfwerking in de wanden wordt bereikt door afkruizen.

4 Draagconstructie schip

In dit hoofdstuk worden de verschillende mogelijkheden voor het ondersteunen van de viskotter besproken. Er zijn meerdere mogelijkheden voor het ondersteunen, waarvan er twee hoofdsoorten te onderscheiden zijn : ophangen aan een portaal en direct ondersteunen door kolommen.

In het hoofdstuk theoretisch kader worden de aannames, randvoorwaarden en belastingen besproken. Ook de technische specificaties van de viskotter komen hier aan bod.

Het bepalen van de specificaties van de viskotter is een klein vooronderzoek. Het doel is voldoende theoretisch kader te verkrijgen voor het beantwoorden van deelvraag 3 :

Wat is de optimale draagstructuur voor de viskotter, wanneer de prijs en ook de eisen uit de prijsvraag als criteria genomen worden?

Er worden twee constructieprincipes behandeld. Te weten methode één, het ondersteunen door een portaal en methode twee, het direct ondersteunen door kolommen.

Deze worden uitgevoerd als subonderzoekje, met elk hun eigen conclusie en eindproduct.

Vervolgens wordt de uitkomst van deze twee subonderzoekjes gebruikt om antwoord te geven op deelvraag 3.

4.1 Theoretisch kader, schip

In dit hoofdstuk worden de technische specificaties van de viskotter bepaald. Eerst wordt de herkomst van het schip bepaald. Daarna wordt de geldende belasting uiteengezet. Vervolgens wordt behandeld hoe het schip als element gezien wordt. Verder zijn de randvoorwaarden voor het schip hetzelfde als de in *paragraaf 3.1 Theoretisch kader voor het gebouw* genoemde randvoorwaarden. Daar komt nog bij dat de ruimte rondom het schip zo open mogelijk moet zien. Deze eis is gesteld door de architect vanwege de beleving van het schip.

4.1.1 Voorstudie schipbelastingen

In dit hoofdstuk worden de gegevens die benodigd zijn om de optimale draagstructuur van de viskotter te bepalen geïnventariseerd. Het schip is afkomstig uit Urk, de UK88 "Wilma". Het schip is gekocht door de gemeente Sluis van de gebroeders Romkes BV. Te Urk en ligt nu in de haven van Breskens. Er zijn originele bouwtekeningen van de kotter, maar het schip is verlengd van 25 m naar 40 m. Er zijn geen tekeningen van deze wijziging. Daarom heeft de gemeente het schip laten inmeten. Dit is verwerkt tot een 3d model in autocad. Op basis hiervan kunnen afmetingen van het schip bepaald worden. De constructieve opbouw van het schip is hier niet van af te lijden.

Voor meer informatie is contact geweest met Damen Maaskant te Stellendam. Deze scheepsbouwer heeft veel grote viskotters voor Breskens gebouwd. De eerste insteek was een tekening van een vergelijkbare viskotter verkrijgen. Daar heb ik te horen gekregen dat elk schip anders is, dus om de precieze constructieve te bepalen, kunnen alleen de tekeningen van de Wilma gebruikt worden. Wel wordt elk schip ongeveer op dezelfde wijze opgebouwd; een constructieve bodemplaat met dwarsschotten is de basis. Vervolgens bestaat het schip uit verstijvingsribben met daaroverheen de huid van staalplaat. De huid gaat daar rondom het gehele schip en vormt als het ware een grote koker. De koker wordt opgedeeld in compartimenten door schotten die over de gehele hoogte van het schip doorgezet zijn.

Omdat elk schip anders is, is het precieze gewicht alleen te bepalen aan de hand van het ontwerp. Maar het gewicht kan voor deze studie benaderd worden voor de studie met de formule : $0,45 \times \text{lengte} \times \text{breedte} \times \text{diepte}$. Deze formule wordt soms gebruik door Damen Maaskant om het gewicht van een schip te schatten voor het in het dak gaat.

Uit *tekening 5* Figuur 9 2, zijn de volgende afmetingen gehaald : $0,45 \times 40 \times 8 \times 4 = 575$ ton
Dit betekent een permanente belasting $G_k = 575 \text{ ton} \times 10 \text{ kN/ton} = 5750 \text{ kN}$

De veranderlijke belasting is aangenomen aan de hand van het beloopbaar oppervlak van het schip : 40×8 (oppervlakte vierkant) - $6 \times 4 \times 0,4 \times 4$ (hoekenpunten) = 280 m^2 . De functie van het gebouw is een bijeenkomstfunctie, dus dit betekent een veranderlijke belasting van $5,0 \text{ kN/m}^2$. Dit heeft tot gevolg een $Q_k : 280 \times 5 = 1400 \text{ kN}$.

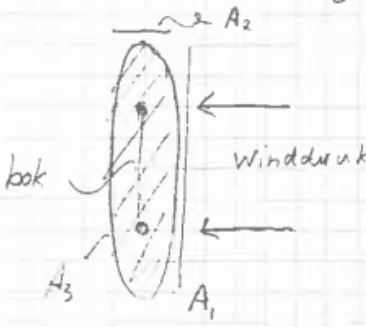
Uit de formules 6.10a en 6.10b van NEN-EN 1990 komt met $\psi_0 = 0,4$ en $\gamma_Q = 1,5$ $\gamma_G = 1,2$ of $1,35$:

$$\begin{array}{lll} 6.10a & 1,2 \times 5750 + 1,5 \times 1400 & = 9000 \text{ kN} \\ 6.10b & 1,35 \times 5750 + 0,4 \times 1,5 \times 1400 & = 8603 \text{ kN} \end{array}$$

Dus 9000 kN is de maatgevende belasting.

4.1.2 Windbelasting

De windbelasting is volgens onderstaande berekening bepaald :



$$\begin{aligned}
 A_1 &= 60,2 \text{ m}^2 + 30 \text{ m}^2 + 181 \text{ m}^2 \\
 &= 210 \text{ m}^2 \\
 A_2 &= 55 \text{ m}^2 \\
 A_3 &= 280 \text{ m}^2 \\
 h &= 10 \text{ m, kust, windgebied II} \\
 \text{extreme stuwdruk is } &1,32 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

druk + zuiging	:	$(0,8 + 0,7) \times 1,32 \times 210$	=	416
wrijving dak	:	$0,04 \times 1,32 \times 280$	=	14,8
wrijving zijkant	:	$0,04 \times 2 \times 55 \times 1,32$	=	6
				440 kN

$$\begin{aligned}
 \text{druk + zuiging} &= 1,5 \times 1,32 \times 55 = 109 \text{ kN} \\
 \text{wrijving dak} &= 280 \text{ m}^2 \times 1,32 \times 0,04 = 15 \text{ kN} \\
 \text{wrijving zijkant} &= 40 \times 6 \times 2 \times 0,02 \times 1,32 = 10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

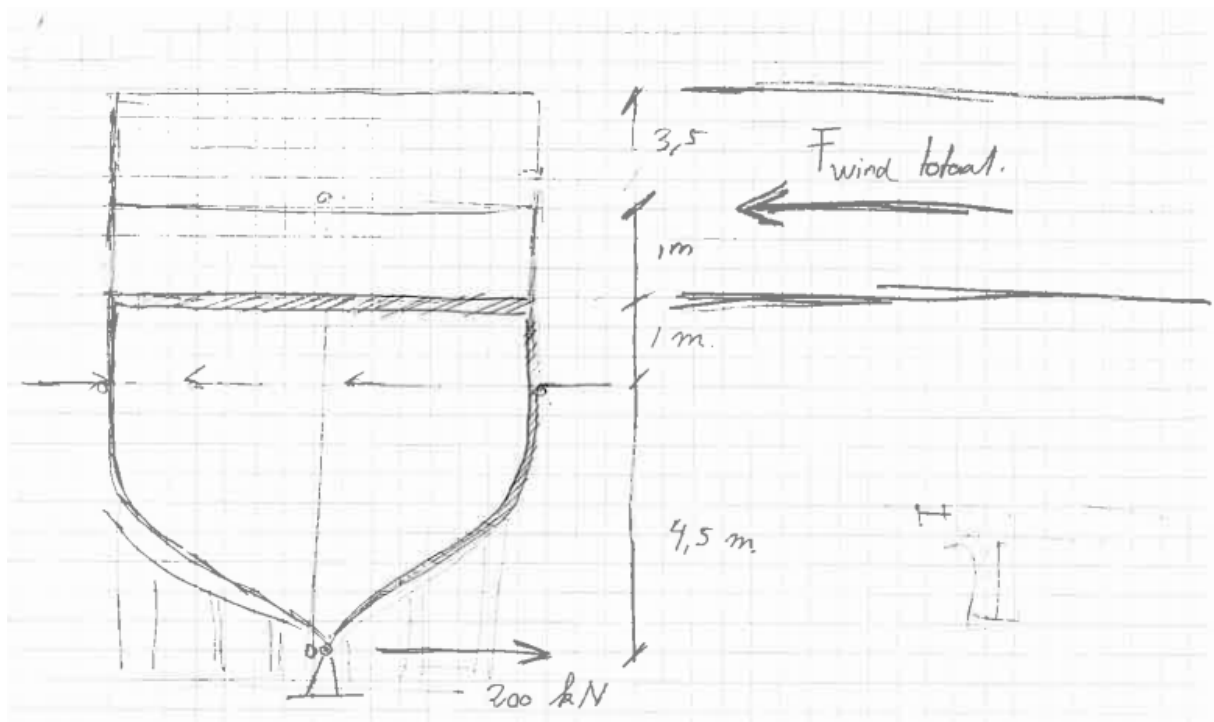
134 kN

$$F_{\text{wind};1} = 440 \text{ kN}$$

Maatgevend

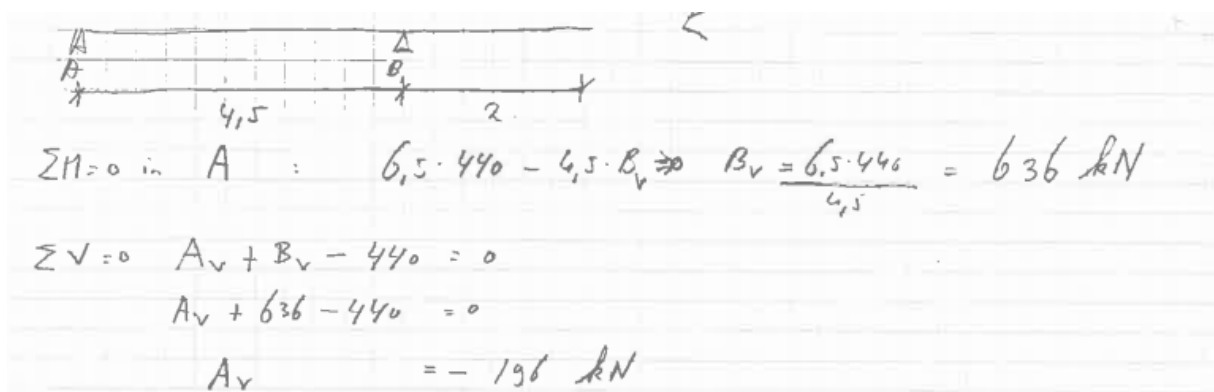
$$F_{\text{wind};2} = 134 \text{ kN}$$

De maatgevende belasting resulteert in de volgende kracht op de constructie die te zien is in figuur 9 :



Figuur 9

Dit kan geschematiseerd worden tot :



De kracht B_v wordt opgenomen door een constructie in het dak. De kracht A_v wordt opgenomen als horizontaalkracht op de ondersteunende constructie.

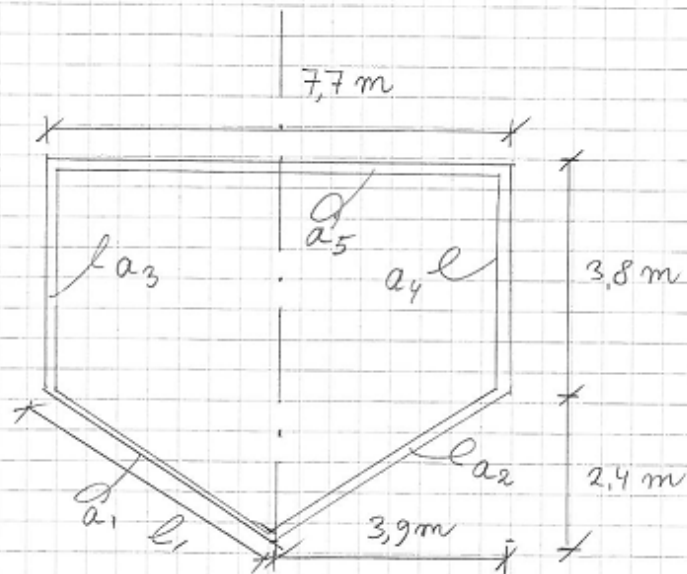
4.1.3 Constructie van het schip

Bij het bepalen van de ondersteuningsconstructie van het schip, is het schip eerst als rustende belasting beschouwd. Deze last diende opgevangen te worden door een onderslagbalk. Wanneer het schip puur als q-last werd beschouwd, kon dit niet normaal opgevangen worden door een onderslagbalk. Dit komt door het grote moment ten gevolge van het overstekende schip. Hier is naar gerekend, met de hand en met technosoftware, maar deze berekeningen zijn niet nuttig voor de hoofdstudie, omdat de aanname dat het schip alleen een rustende belasting is, niet juist is.

Zoals eerder gezegd wordt het schip omgeven door een stalen huid. Het schip is dus een groot kokerprofiel. Wanneer het schip zo beschouwd wordt, is het een ligger die vele malen stijver is dan een onderslagbalk bestaande uit gangbare staalprofielen. De onderslagbalk heeft dan geen toegevoegde waarde en het schip is zelfdragend. Er dient in de toetsingsfase wel gekeken te worden naar lokale instabiliteit van het schip, de krachten moeten ingeleid worden. Dit is voor het ontwerp van de draagconstructie nog niet van belang.

Wel moet er gekeken worden of het schip als zelfdragende constructie beschouwd kan worden. Hiervoor is *tekening 5*, bijlageboek 2 weer gebruikt. De doorsnede is geschematiseerd tot een benadering met rechthoeken. Voor de huid is een dikte van 4 mm aangenomen. Dit is gebaseerd op [\[1\]](#)

Reglement onderzoek schepen op de Rijn. Artikel 3.02



$$l_1^2 = 3.9^2 + 2.4^2 \Rightarrow l_1 = 4.6 \text{ m}$$

$$a_1 = a_2 = 4.579 \times 4 = 18317 \text{ mm}^2$$

$$a_3 = a_4 = 3800 \times 4 = 15200 \text{ mm}^2$$

$$a_5 = 7700 \times 4 = 30800 \text{ mm}^2$$

$$A = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 + a_5 = 18317 \times 2 + 15200 \times 2 + 30800 \\ = 97834$$

$$A \cdot Z = a_1 \cdot z_1 + a_2 \cdot z_2 + a_3 \cdot z_3 + a_4 \cdot z_4 + a_5 \cdot z_5$$

$$Z = \frac{18317 \cdot (1200 + 3800) \times 2 + 15200 \times 1900 \times 2 + 30800 \times 2}{97834}$$

$$= 2463 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 I_1 &= \frac{1}{12} \cdot t \cdot l^3 \cdot \sin^2 \alpha \\
 &= \frac{1}{12} \cdot 4 \cdot 4600^3 \cdot \sin^2 31,6 \\
 &= 8912 \cdot 10^6 = I_2
 \end{aligned}$$

$$I_3 = I_4 = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \cdot 4 \cdot 3800^3 = 1,83 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_5 = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 7,7 \cdot 4^3 = 41066 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned}
 I &= (8912 \cdot 10^6 + A_1 \cdot (z_1 - z)^2) \times 2 \\
 &+ (1,83 \cdot 10^{10} + A_2 \cdot (z_2 - z)^2) \times 2 \\
 &+ (41066 + A_5 \cdot (z_5 - z)^2) \\
 &= ((8912 \cdot 10^6 + 18317 \cdot (5000 - 2463)^2) \times 2 \quad 2,54 \cdot 10^{11} \\
 &+ (1,83 \cdot 10^{10} + 15200 \cdot (1900 - 2463)^2) \times 2 \quad 4,62 \cdot 10^{10} \\
 &+ (41066 + 30800 \cdot (4 - 2463)^2) \quad 1,26
 \end{aligned}$$

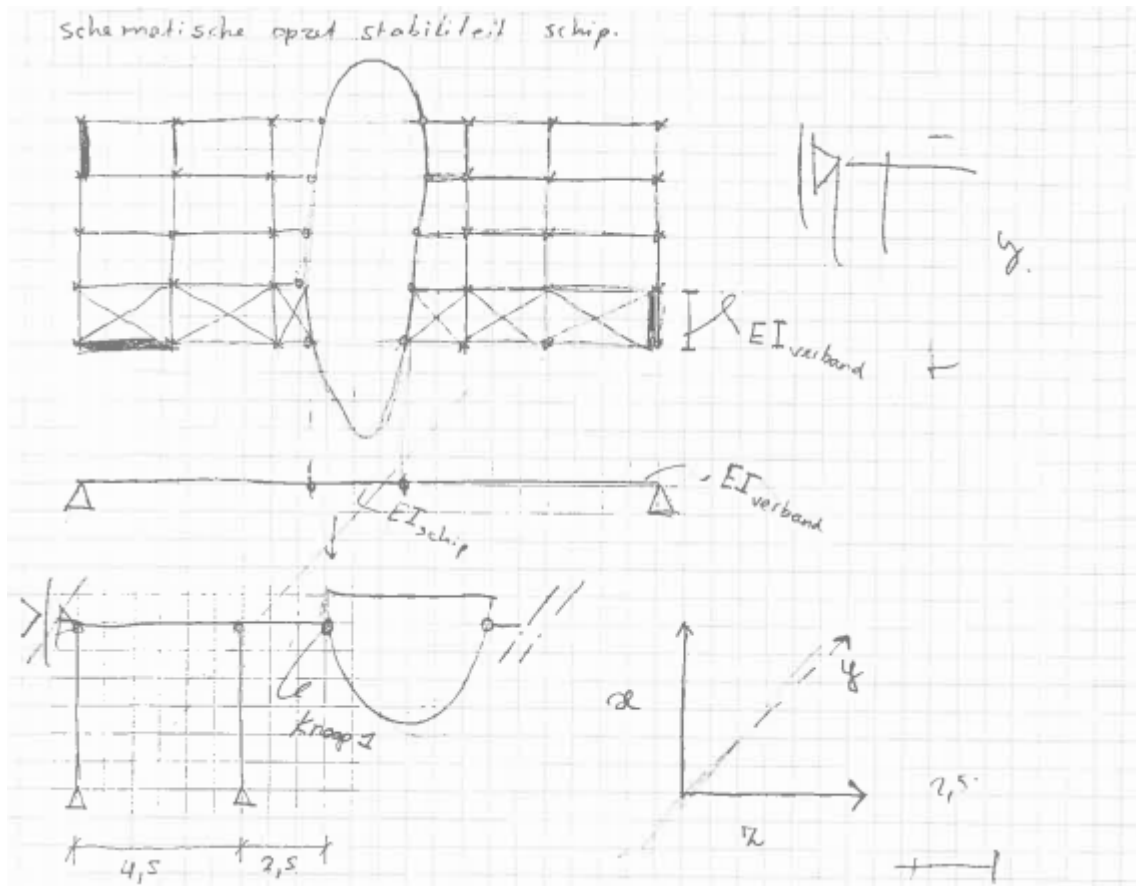
$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I}$$

$$\text{de spanning bovenin: } \frac{17125 \cdot 3000 \cdot 10^6}{4,86 \cdot 10^{11}} = 106 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{de spanning onderin: } \frac{17125 \cdot 3200 \cdot 10^6}{4,86 \cdot 10^{11}} = 113 \text{ N/mm}^2$$

4.2 Methode 1, ophangen door een portaal

Het principe van ophangen is hieronder in figuur 10 te zien in eerst een plattegrond en dan een doorsnede.



Figuur 10

Voordelen :

- Schip is rondom vrij. Dit is een eis vanuit
- De dakconstructie en de ondersteunende constructie voor de viskotter worden gecombineerd.

Nadelen:

- Er komen trekkrachten in de portalen en dus ook trekkrachten in de funderingspalen.
- De portalen moet allemaal geschoord worden, omdat ze anders instabiel zijn.
- De dakconstructie wordt veel zwaarder, met meer kolommen dan alleen een dakconstructie. De mate van flexibiliteit van de verdiepingsvloer wordt dus minder.
- De vorm van de portalen komt niet overeen met de constructielijnen van de dakvorm. 1 op 1 combineren van de dakconstructie met de ondersteunende constructie is dus niet mogelijk. Omdat er een aanvullende constructie gemaakt moet worden voor het dak, is de besparing dus beperkt.

Het belangrijkste voordeel van deze methode, is dus het rondom vrij zijn van het schip. Hoe groter het overstek van het portaal, hoe "vrij" de ruimte rondom het schip. Hoe groter het overstek, hoe zwaarder de profilering. Overstek en sterkte verhoudt zich 1 op 1, maar overstek en doorbuiging exponentieel.

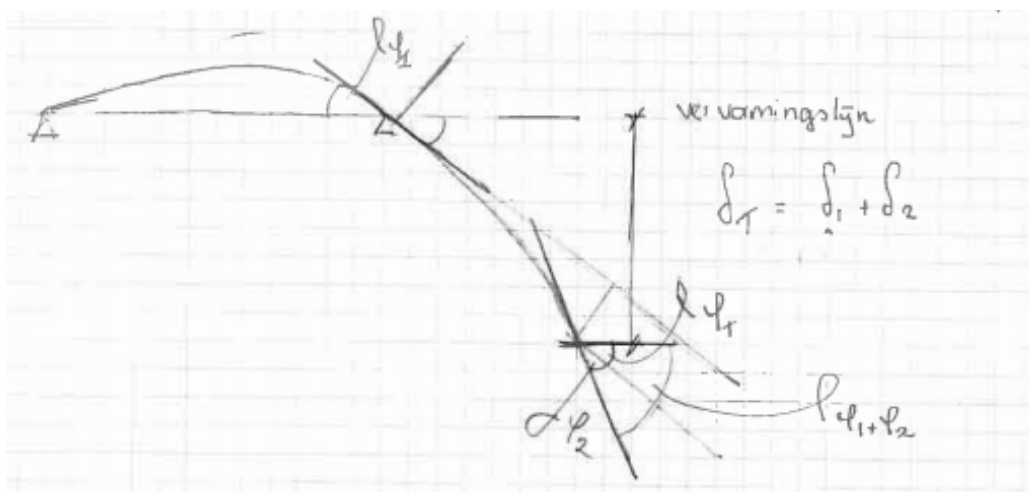
Om de gevolgen hiervan in kaart te brengen. Zijn portalen met verschillende afmetingen ontworpen. De afweging is gemaakt dit met technosoft te doen. Het probleem hierbij is dat technosoft meer een toetsingsprogramma is dan een ontwerp programma. Parameters aanpassen gaat niet heel snel. De geometrie moet dan aangepast worden. Staalsoorten en profielsoorten wisselen gaat onhandig en langzaam. Het toetsingsprogramma biedt een voordeel, doordat het ook op kip en knik kan toetsen, wat met de hand bewerkelijk is. Dit geeft echter vaak onwerkelijke waarden zoals oneindig of vertienvoudiging van de uc met wisseling van een profiel. De krachtsverdeling is wel nuttig van het programma, maar dat is eigenlijk vrij eenvoudig in dit model. Er is daarom besloten om de berekening handmatig uit te werken en in een Excel bestand te zetten.

Aan de hand van vergeet me nietjes is de formule voor de zakking bepaald. Deze bestaat uit een deel dat ontstaat door het buigend moment, δ_1 en een deel dat ontstaat door de puntlast F , δ_2 . De som van deze twee kan herschreven worden voor I .

De ontwerptoets op sterkte gebeurt op basis van het Moment M_b .

Deze formule wordt ingevoerd in Excel. Uiteindelijk wordt het aantal kilogram staal bepaald. Hier wordt, met behulp van een kiloprijs, een kostenraming van gemaakt. Het bepalen van de staalprijs is gedaan in [bijlage 10](#)

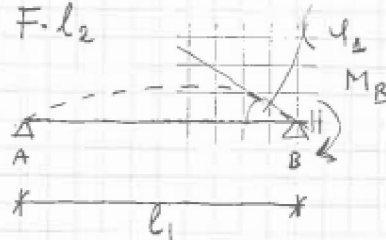
Er is voor de het grootste overstek ook een vakwerk uitgerekend als alternatief. Deze berekening is te zien in [bijlage 16](#).



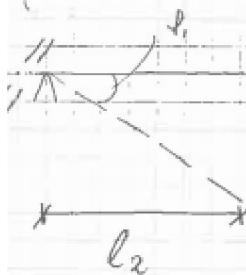
φ_1 ontstaat door het moment in B, M_B

M_B ontstaat door F en is $F \cdot l_2$

$$\varphi_1 = \frac{M_B \cdot l_1}{3EI} = \frac{F \cdot l_1 \cdot l_2}{3EI}$$



Maar we willen de zakking δ_1 in punt F weten :



$$\begin{aligned} \delta_1 &= \tan \varphi_1 \cdot l_2 \\ &= \tan \left(\frac{F \cdot l_1 \cdot l_2}{3EI} \right) \cdot l_2 \\ &\approx \frac{F \cdot l_1 \cdot l_2^2}{3EI} \end{aligned}$$

$$\delta_1 = \frac{F \cdot l_1 \cdot l_2^2}{3EI}$$

$$\delta_2 = \frac{F \cdot l_2^3}{3EI}$$

anders herschrijven naar $I_{benodigd}$ $\delta = 0,004 \times 2 \times l_2$

$$\delta = \frac{F \cdot l_1 \cdot l_2^2}{3EI} + \frac{F \cdot l_2^3}{3EI} = \frac{F l_1 \cdot l_2^2 + F \cdot l_2^3}{3EI}$$

$$I_{ben} = \frac{F \cdot l_1 \cdot l_2^2 + F \cdot l_2^3}{3E \cdot 0,004 \times 2 \times l_2}$$

$$= \frac{F \cdot l_1 \cdot l_2 + F \cdot l_2^2}{E \cdot 0,024}$$

$$= \frac{F \cdot l_2 (l_1 + l_2)}{E \cdot 0,024}$$

	1	2	3	4	5	6	7	8
L1	2500	4500	4500	2500	4500	2500	4500	2500
L2	1500	1500	2500	2500	3500	3500	4500	4500

Tabel 2

De nummers in tabel 2 staan voor de lengte van L1 en L2. L1 is de lengte van het portaal en L2 de lengte van het overstek.

In tabel 3 geven de verschillende decimalen geven andere staalsoorten aan :

Tabel 3

	.1	.2	.3
ligger	s235	s355	s460
kolom	s235	s355	s355

En de toevoegingen A, B en C geven varianten in profielkeuze weer. Vaak zijn dit A massief profiel, B slankere profielen en C een raatligger.

rl staat voor raatligger en 2x voor een dubbele ligger.

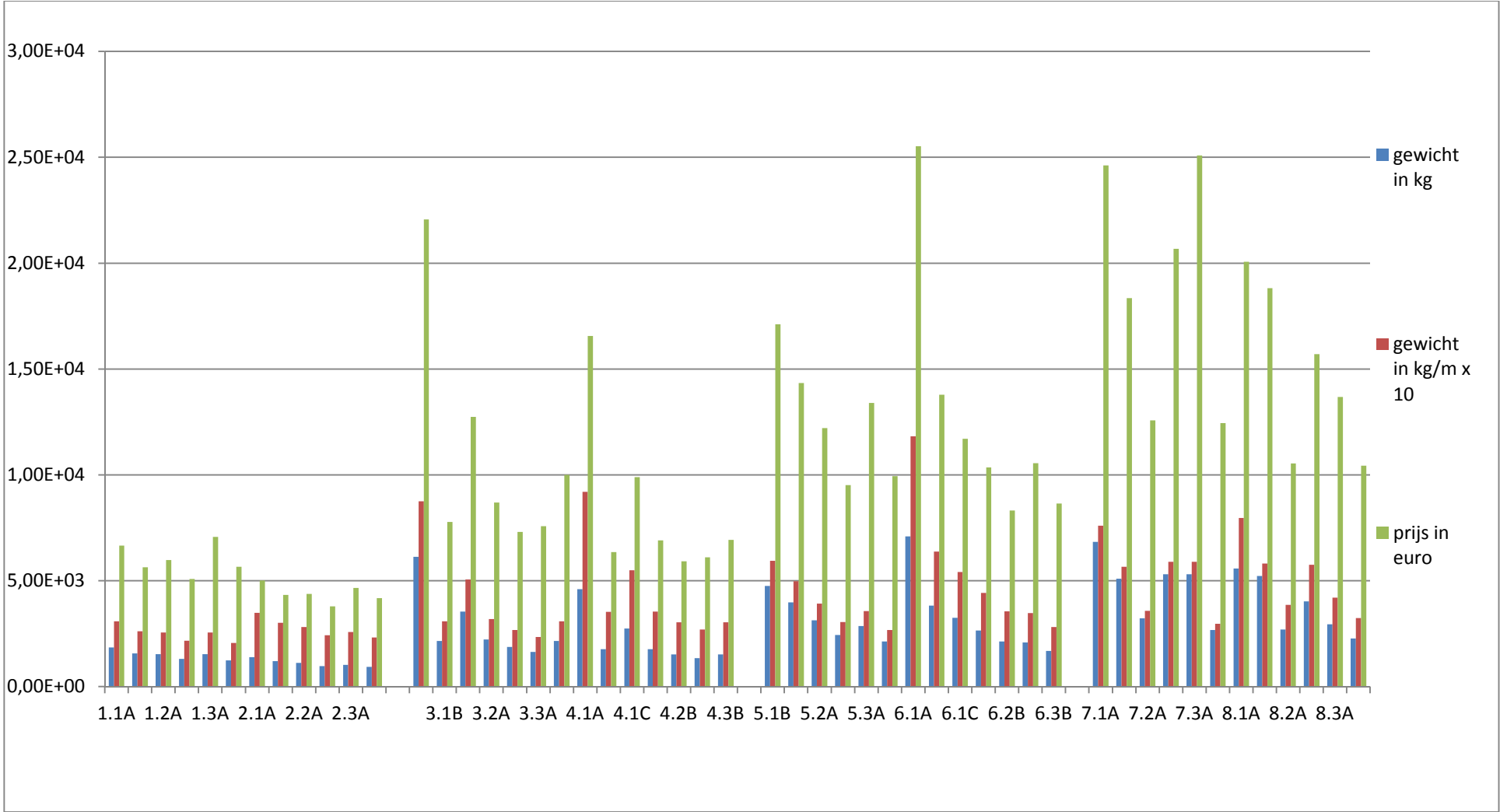
4.3 Resultaten, methode 1

	gewicht	gewicht			Prijs
	[kg]	[kg/m]	P1	P2	[euro]
1.1A	1,85E+03	3,08E+02	HE900A	HE300A	6659
1.1B	1,57E+03	2,61E+02	rI HE700A	HE300A	5640
1.2A	1,53E+03	2,55E+02	HE700A	HE260A	5975
1.2B	1,30E+03	2,17E+02	rI HE550A	HE260A	5083
1.3A	1,53E+03	2,55E+02	HE600A	HE260A	7077
1.3B	1,24E+03	2,06E+02	rI HE500A	HE260A	5663
2.1A	1,39E+03	3,48E+02	HE900A	HE280A	5016
2.1B	1,20E+03	3,01E+02	rI HE700A	HE280A	4336
2.2A	1,12E+03	2,81E+02	HE700A	HE260A	4383
2.2B	9,71E+02	2,43E+02	rI HE550A	HE260A	3788
2.3A	1,03E+03	2,57E+02	HE700A	HE260A	4665
2.3B	9,27E+02	2,32E+02	rI HE500A	HE260A	4175
3.1A	6,13E+03	8,76E+02	HD400x818	HE300A	22069
3.1B	2,16E+03	3,09E+02	rI HE900A	HE300A	7781
3.1C	3,54E+03	5,06E+02	2xHE800A	HE300A	12739
3.2A	2,23E+03	3,19E+02	HE1000A	HE260A	8697
3.2B	1,87E+03	2,68E+02	rI HE800A	HE260A	7311
3.3A	1,64E+03	2,34E+02	rI HE650A	HE260A	7580
3.3B	2,16E+03	3,08E+02	HE900A	HE260A	10004
4.1A	4,60E+03	9,20E+02	HD400x818	HE360A	16557
4.1B	1,76E+03	3,53E+02	rI HE900A	HE360A	6351
4.1C	2,75E+03	5,50E+02	2xHE800A	HE360A	9893
4.2A	1,77E+03	3,54E+02	HE1000A	HE300A	6908
4.2B	1,52E+03	3,03E+02	rI HE800A	HE300A	5918
4.3A	1,35E+03	2,69E+02	rI HE650A	HE300A	6110
4.3B	1,52E+03	3,04E+02	HE800A	HE300A	6935
5.1B	4,75E+03	5,94E+02	2xHE1000A	HE300A	17114
5.1C	3,98E+03	4,98E+02	rI 2xHE800A	HE300A	14333
5.2A	3,13E+03	3,92E+02	HE1000M	HE280A	12215
5.2B	2,44E+03	3,05E+02	rI HE800B	HE280A	9515
5.3A	2,86E+03	3,57E+02	HE1000B	HE280A	13398
5.3B	2,14E+03	2,67E+02	rI HE800A	HE280A	9942
6.1A	7,09E+03	1,18E+03	HD400x1086	HE400A	25523
6.1B	3,83E+03	6,38E+02	2xHE1000A	HE400A	13784
6.1C	3,25E+03	5,42E+02	rI 2xHE800A	HE400A	11699
6.2A	2,65E+03	4,42E+02	HE1000M	HE320A	10346
6.2B	2,13E+03	3,56E+02	rI HE800B	HE320A	8321
6.3A	2,09E+03	3,48E+02	HE900B	HE280A	10555
6.3B	1,69E+03	2,81E+02	rI HE800A	HE280A	8642
7.1A	6,84E+03	7,60E+02	2xHE1000M	HE340A	24618
7.1B	5,10E+03	5,66E+02	rI 2xHE900A	HE340A	18352
7.2A	3,23E+03	3,58E+02	rI HE1000B	HE300A	12578
7.2B	5,30E+03	5,89E+02	2xHE1000A	HE300A	20679
7.3A	5,30E+03	5,89E+02	2xHE1000A	HE300A	25092
7.3B	2,67E+03	2,96E+02	rI HE900A	HE300A	12443
8.1A	5,57E+03	7,96E+02	2xHE1000M	HE500A	20064
8.1B	5,23E+03	5,81E+02	rI 2xHE900A	HE500A	18819
8.2A	2,70E+03	3,86E+02	rI HE1000B	HE360A	10539
8.2B	4,03E+03	5,75E+02	2xHE900A	HE360A	15705
8.3A	2,95E+03	4,21E+02	HE1000M	HE360A	13683
8.3B	2,27E+03	3,24E+02	rI HE900A	HE360A	10434

Tabel 4

In tabel 4 hierboven zijn de uitkomsten te zien van de spreadsheet.
In figuur 11 zijn de resultaten in een grafiek weergegeven.
De volledige spreadsheet is te zien in *bijlage 14*.

Figuur 11



4.4 Conclusie, aanbevelingen en discussie, methode 1

- 1 Voor S235 is de sterkte maatgevend voor alle overstekken. Het veranderen van L1 heeft hier geen effect op de profielkeuze en dus ook geen materiaalbesparing tot gevolg. Dat de sterkte maatgevend is komt door de grote last op het overstek. Zou deze lager zijn, dan zou deze eerder maatgevend worden. Nu ligt de overgang van dimensioneren op sterkte naar dimensioneren op doorbuiging, bij een overstek groter dan 4,5m.
- 2 Door de hoge last, zijn gangbare profielen niet bruikbaar voor S235 bij een overstek groter dan 1,5m. Het gevolg is dat er raatliggers, HD-profielen of dubbele liggers gebruikt moeten worden. Het nadeel van raatliggers is dat ze heel gevoelig voor kip zijn, terwijl ze ongesteund worden toegepast in deze constructie en dat ze veel duurder zijn dan gewone H-profielen. Het nadeel van een HD-profiel en dubbele liggers is het erg oneconomisch gebruik van materiaal.
- 3 Voor S355 is doorbuiging alleen maatgevend bij L2=4,5 m. Hierdoor kan er een lichter profiel toegepast worden in 8.2B dan in 7.2B.
- 4 Voor S355 zijn gangbare profielen toepasbaar, tot L2=3,5 m.
- 5 Voor S460 is doorbuiging op alle lengtes L2 maatgevend. Hier heeft het verkleinen van L1=4,5 m naar L1=2,5 m een kleiner profiel tot gevolg. Dit geldt alleen voor H-profielen. Bij raatliggers blijft de sterkte maatgevend. Dit komt omdat de I in relatie tot de W groter is dan bij gewone H-profielen, doordat het profiel slanker is (hoger).
- 6 Economisch gezien is S355 de optimale staalsoort voor alle L2. Dit komt door een materiaalbesparing, maar ook dat er daardoor economischere profielen gekozen kunnen worden. S460 levert wel een materiaalwinst op, maar is te duur om ook een financiële winst op te leveren. Alleen bij 8.3A heeft het een voordeel, omdat door het toepassen van S460 nog een “normaal” H-profiel gekozen kan worden.

7 -De HD balk is geen goed alternatief als ligger. Waar een HD ligger is toegepast valt erg op in de grafiek door de hoge kolommen.

8 -Het verkleinen van afstand L1, heeft weinig effect. Bij de kleine overstek lengtes is sterkte nog maatgevend, tenzij hogere sterkte staal toegepast wordt.
Bij de grotere overstek lengtes, waar doorbuiging maatgevend wordt en lengte L1 verkleinen effect heeft, wordt het moment te groot voor gangbare profielen. Alleen met hogere staal sterktes kan daar voor een standaard profiel gekozen worden.

9 -Overstekken vanaf 3,5 m zijn niet praktisch. Deze zijn eigenlijk alleen uitvoerbaar met dubbele liggers of raatliggers. Dubbele liggers zorgt voor hele grote zware, waar het materiaal ook niet optimaal benut wordt, HD-profielen zijn heel erg oneconomisch en raatliggers zijn kipgevoelig.

10 -De twee praktisch uitvoerbare portalen zijn dus die met een overstek van 2,5m of 1,5m. Bij beiden staan er kolommen in de ruimte rondom het schip. De ervaring van beide constructie typen verschilt dus niet zoveel.

Omdat de varianten qua esthetica gelijkwaardig zijn, kan dus het best voor de meest economische variant gekozen worden, namelijk versie 1 met de varianten 1.x en 2.x
De goedkoopste variant hiervan is 1.2A of 2.2A.

2.2A kost $4383 \times 8 = 35000$ euro en
1.2A kost $5975 \times 8 = 47800$ euro.

Dit prijsverschil komt door de verschillende afmetingen van de portalen.

Mocht er toch een voorkeur zijn voor variant 2, dan is 4.2A een goede oplossing.
Deze kost $6908 \times 8 = 55300$ euro.

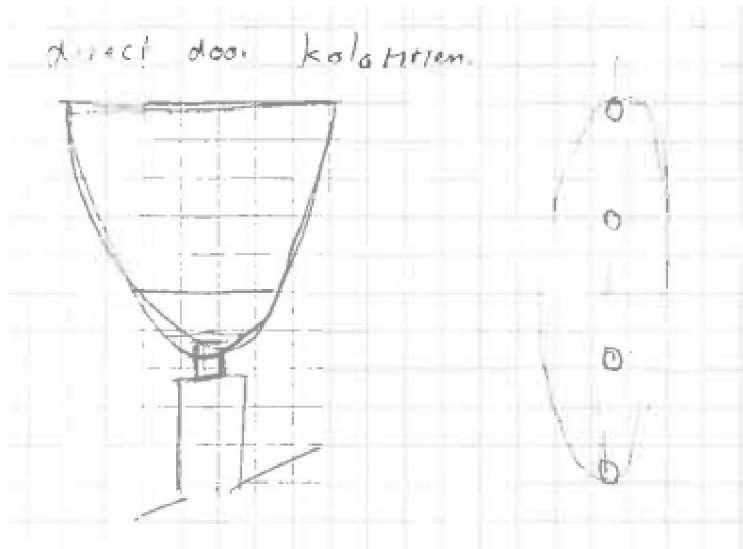
Is een groot overstek een noodzaak, dan is variant 6.2A of 6.3A een optie. Door gebruik van hogere sterkte staalsoorten, kan de grotere overstek gerealiseerd worden met gangbare profielen.

Deze wegen $8 \times 2650 = 21200$ kg S355 = € 82700
 $8 \times 2090 = 16720$ kg S460 = € 84440

11 -Voor het overstek van 4,5 m is een vakwerk het beste alternatief. Deze is met €11400 veel goedkoper dan de andere alternatieven in S235.
Als aanbeveling kan er ook gekeken worden naar vakwerken in S355 en S460.

4.5 Methode 2, ondersteunen door kolommen

In deze paragraaf wordt de mogelijk tot ondersteunen met kolommen bekeken. Er worden 3 situaties bekeken : ondersteund door 2, 3 of 4 kolommen. Bij een ondersteuning door 2 of 3 kolommen, komen de kolommen op een rij te staan. Bij ondersteuning door 4 kolommen is uitgegaan van 2 rijen van 2 kolommen.



De belastingen en geometrie zijn uit de vorige paragraaf gehaald en ingevoerd in technosoft raamwerken. Het model is geschematiseerd tot een pendelstaaf met uitkraging. De uitdraaien zijn te zien in de [bijlage 15](#).

Als eenvoudige, maar veilige benadering, is als kracht op de kolommen 0,6 ; 0,4 ; en 0,3 F genomen. Dit is gedaan met zowel de horizontale als de verticale belasting.

De optredende horizontaalkracht is de reactiekracht bepaald aan de hand van het optredende moment door $F_{\text{wind } 1}$, door kanteling van het schip in paragraaf windbelasting.

De kolomdoorsneden zijn bepaald met technosoft. Daarbij komt nog een windvoorziening gerekend met 4 HE100A a 1,5 m voor $F_{\text{wind } 2}$ en 8 HE100A a 1,5 m voor $F_{\text{wind } 1}$.

De resultaten staan in de tabel hieronder.

De prijs is bepaald door het aantal kilo's staal, maar een kiloprijs te doen. Deze kiloprijs is bepaald in [bijlage 10](#)

4.6 Resultaten, methode 2

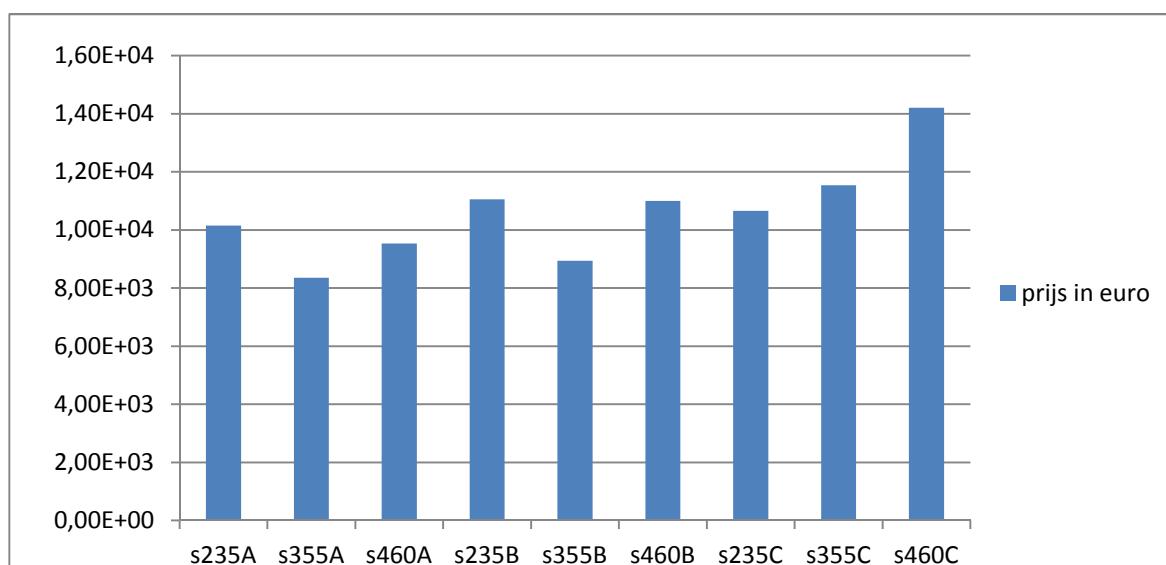
Hieronder in tabel 5 en figuur 12 zijn de resultaten te zien van berekeningen met het programma techonosft.

2 kolommen	staalsoort	Kolom	Oppervlak	Volume	Gewicht	Gewicht windvoorziening	Totaal	prijs
A	[-]	[-]	[mm ²]	[m ³]	[kg]	[kg]	[kg]	[euro]
wind	s235A	610x14,2	2,66E+04	3,19E-01	2,50E+03	3,14E+02	2,82E+03	1,01E+04
	s355A	508x12,5	1,95E+04	2,33E-01	1,83E+03	3,14E+02	2,14E+03	8,36+03
	s460A	508x11,0	1,72E+04	2,13E-01	1,67E+03	3,14E+02	1,99E+03	9,53+03

3 kolommen	staalsoort	Kolom	Oppervlak	Volume	Gewicht	Gewicht windvoorziening	Totaal	prijs
B	[-]	[-]	[mm ²]	[m ³]	[kg]	[kg]	[kg]	[euro]
wind	s235B	508x12,5	1,95E+04	3,51E-01	2,76E+03	3,14E+02	3,07E+03	1,10+04
	s355B	457x10	1,40E+04	2,52E-01	1,98E+03	3,14E+02	2,29E+03	8,94E+03
	s460B	457x10	1,40E+04	2,52E-01	1,98E+03	3,14E+02	2,29E+03	1,01+04

4 kolommen	staalsoort	Kolom	Oppervlak	Volume	Gewicht	Gewicht windvoorziening	Totaal	prijs
C	[-]	[-]	[mm ²]	[m ³]	[kg]	[kg]	[kg]	[euro]
wind	s235C	457x10	1,40E+04	3,37E-01	2,65E+03	3,14E+02	2,96E+03	1,07+04
	s355C	457x10	1,40E+04	3,37E-01	2,65E+03	3,14E+02	2,96E+03	1,15E+04
	s460C	457x10	1,40E+04	3,37E-01	2,65E+03	3,14E+02	2,96E+03	1,42E+04

Tabel 5



Figuur 12

4.7 Discussie, methode 2

Als eerste valt op, dat de alternatieven elkaar niet veel maken qua prijs. Alles ligt rond de €10.000. Doordat de normaalkracht in alternatief A het hoogst is, zijn de kolommen hier het meest gedrongen. Dit betekent dat ze 1), minder gevoelig zijn voor knik en 2) beter bestand tegen vervorming. Ze zijn beter bestand tegen vervorming, omdat bij een 2x groter profiel, de weerstand tegen vervorming 4x groter wordt. Dit betekent dat hogere sterkte staal hier een oplossing biedt. Dit komt omdat sterkte langer maatgevend is.

4.7.1 Variant A

Puur naar prijs gekeken is variant A in S355 het goedkoopste. In S460 is het nog lichter, maar dit is veel duurder per kilo. Bovendien zijn dit maar 2 kolommen, dus dit past het best bij de eis van vrijheid rondom het schip en hoge flexibiliteit.

4.7.2 Variant B

Variant B heeft als voordeel dat de krachten die ingeleid moeten worden, lager zijn. De voorzieningen hiervoor kunnen dus ook lichter uitgevoerd worden dan bij A. Qua eisen aan flexibiliteit en vrijheid rondom het schip, is het bijna gelijk aan A. Zeker wanneer naar de beganen grond plattegrond gekeken wordt, de drie kolommen kunnen samen vallen met (scheidende) wanden.

Nog een voordeel van 3 kolommen is veiligheid, mocht 1 ondersteuning op een detail bezwijken kunnen de andere 2 het overnemen. Al is dat in deze variant beperkt, doordat de toename van belasting nogal groot is, zorgt het wel voor waarschuwing.

Variant A en B hebben beide als nadeel, dat ze niet stabiel zijn. Er dienen dus horizontale steunen in de dakconstructie aangebracht te worden. In dit ontwerp zijn deze gerekend als HE100A's, vooral als windsteun. Wanneer er sprake is van een assymetrische belasting, of een scheefstand, kan dit veel zwaarder worden.

Ook hier is te zien dat S355 een optimum biedt, door gewichtsbesparing maar niet veel duurder is qua kiloprijs.

4.7.3 Variant C

Hier levert hogere sterkte staal geen winst op, omdat de kolommen slanker zijn door de lagere normaalkracht. Qua eis aan de vrijheid rondom voldoet deze variant minder, maar toch voldoende. Het zijn maar 2 punten waar het schip rondom niet vrij is. Qua flexibiliteit, is het eigenlijk net zo goed als variant A, er zijn nog steeds maar 2 ondersteuningspunten, die samenvallen met de daar ondergelegen indeling van de beganen grond.

Verder is dit de veiligste variant. Als eerste omdat het systeem op zichzelf stabiel is, zonder windvoorziening. Er is sowieso een dakconstructie en directe afdracht van krachten is altijd beter, dus is er wel een windvoorziening gerekend. Bovendien is prijs niet maatgevend bij deze alternatieven studie, omdat deze zo dicht bij elkaar licht.

Er dient wel rekening gehouden te worden met voorzieningen bij de oplegging, deze mogen niet glijdend opgelegd worden, want dan buigen de kolommen uit. Een goede oplossing is een oplegging aan het schip lassen, zodat de belastingafdracht volledig verticaal verloopt.

4.8 Conclusie en aanbevelingen, methode 2

Qua prijs maken de alternatieven elkaar niet veel. De prijs van de alternatieven is sowieso heel laag vergeleken met de totale geprojecteerde bouwkosten van 2,500.000 euro. Dit terwijl het wel een heel belangrijk onderdeel is van het gebouw, het draagt een element van 600 ton waar zich mensen op bevinden. Bezwijken of defect kan leiden tot grote schade. Wanneer de kosten van een constructie zo laag zijn in verhouding tot de gevolgen die het kan hebben, is het niet verstandig hier op prijs door te selecteren.

Wel een belangrijk aspect is de veiligheid. Zoals in de vergelijking is aangegeven is variant C als enige op zichzelf stabiel. Zonder veel af te doen aan de eis van vrijheid rondom het schip en flexibiliteit van de plattegrond.

Daarnaast zorgt deze variant goed voor een tweede draagweg.

Aan de hand van deze argumenten is variant C dan ook de beste optie.

Als aanbeveling kan er gekeken worden naar de variant 3x2 kolommen. Deze variant is nog veiliger, de in te leiden krachten zijn lager en het geheel is erg stabiel.

De afweging is dan puur esthetisch, hindert de derde rij kolommen dan zo dat het afbreuk doet aan de beleving in de ruimte rondom het schip? Dit is subjectief en een afweging die de opdrachtgever moet maken.

4.9 Eindconclusie en aanbevelingen, ondersteuningsconstructie schip

De twee hoofdvarianten met hun subvarianten zijn nu afgewogen. Aan de hand hiervan kan er antwoord gegeven worden op deelvraag 3:

Wat is de optimale draagstructuur voor de viskotter, wanneer prijs en eisen uit de vraagprijs als criteria genomen worden?

Bij het onderzoeken van de twee hoofdvarianten zijn de volgende opties naar voren gekomen :

Ondersteund door een portaal met overstek

- 1A Variant 2.2A, met een overstek van $L_2=1,5$ m een gewicht van 8960 kg en een prijs van €35000 (\$355)
- 1B Variant 6.2A, met een overstek $L_2=3,5$ m een gewicht 21200 kg en een prijs van €82700 (\$460)
- 1C Een vakwerk, met een overstek $L_2=4,5$ een gewicht van 22160 kg en een prijs van €91000

Ondersteund door kolommen

- 2A Variant C, 2x2 kolommen, gewicht = 2960 kg.
- 2B Variant D, 3x2 kolommen, gewicht = 3106 kg.

Qua gewicht en dus prijs, is de ondersteuning door kolommen de optimale draagstructuur. Het grootste voordeel van het portaal is dat het rondom en ook onder het schip vrij is. Een nadeel hierbij is dat er kort rond het schip kolommen staan, die ook op de begane grond doorgaan. De mate van flexibiliteit is dus laag. Daar komt ook bij dat een groot overstek, een wel heel erg zware constructie tot gevolg heeft.

Qua flexibiliteit en prijs is ondersteunen door kolommen de optimale structuur. De ondersteuning door kolommen is niet geheel vrij rondom het schip, maar dit is maar op 2 of 3 punten onder het schip. Dit is zo minimaal dat het niet opweegt tegen de voordelen. Daarom is de optimale draagstructuur ondersteunen door 2x2 of 3x2 kolommen.

Als hier een keuze tussen gemaakt moet worden, wordt de veiligheid van 3x2 kolommen verkozen boven de verminderde mate van flexibiliteit, waardoor 3x2 kolommen de uiteindelijke optimale draagstructuur is.

Bronnen

- [1] Reglement-onderzoek-schepen-op-de-Rijn-1-Artikel302
- [2] Snijder, H.H., Steenbergen, H.M.G.M. *Krachtswerking*. 1^e druk, 2^e gecorrigeerde oplage. Zoetermeer: Bouwen met Staal, 2011. ISBN 978-90-72830-87-6
- [3] Andy van den Dobbelsteen Martijn Arets Ricardo Nunes, (2007), "Sustainable design of supporting structures", Construction Innovation, Vol. 7 Iss 1 pp. 54 – 71
- [4] Stark, J.W.B., Stark R.J., *Staal-beton*, Zoetermeer : Bouwen met Staal, 2009. ISBN 978-90-72830-83-8.
- [5] Productblad VBI kanaalplaat 200 [online]. [geciteerd op 11-12-2013]
Beschikbaar op http://www.vbi-techniek.nl/Product_Selector/Vloeren_selector#/filter/MjAwMEAyJDQgdHJ1ZSMxfA==/product/3170
- [6] C.H. van Eldik. *Gids staalbouw 2005-2006*. Zoetermeer, Bouwen met Staal. Jaargang 38, juni 2005. ISSN 0166-6363.
- [7] *Algemene Hoogtekaart Nederland* [online]. Laatst geüpdate 10-09-2015. [geciteerd op 23-12-2015]. Beschikbaar op www.ahn.nl
- [8] *Ergon BV* [online]. [geciteerd op 5-11-2015]. Beschikbaar op www.ergon.be of +32 3 490 04 11
- [9] Braam, C.R., Lagendijk, P. *Constructie leer Gewapend Beton*. 4^e herziene druk. 's-Hertogenbosch : Cement&BetonCentrum, 2008. ISBN 978-90-71806-66-7
- [10] van Rotterdam, E.O.E. *Sterkte leer 2 toegepaste mechanica*. 2^e druk, 5^e oplage. Amerongen: DELTA PRESS BV, 2005. ISBN 978-90-6674-322-9
- [11] van Eldik, C.H., Potjes B., *Staalprofielen*. 1^e druk. Zoetermeer: Bouwen met staal, 2012 ISBN 978-90-72830-90-6
- [12] Brouwer, J.J.M., *Hogere bouwkunde Jellema 2, Onderbouw, bouwtechniek*. Leiden: SPRUYT, VAN MANTGEM & DE DOES BV, 1995. ISBN 90-212-9049-9

Bijlageboek 1

Bijlageboek 2