

10.42.a

**ONTWERP VAN EEN HOUTEN STEIGER ALS LOSPLAATS
VOOR EEN VISSERIJHAVEN IN LAGOS, NIGERIA**

Deelontwerp Constructieve Waterbouwkunde

Juni 1986

F.L.Barel

Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Planning, Ontwerpen en Organisatie

**ONTWERP VAN EEN HOUTEN STEIGER ALS LOSPLAATS
VOOR EEN VISSERIJHAVEN IN LAGOS, NIGERIA**

Deelontwerp Constructieve Waterbouwkunde

Juni 1986

F.L.Barel

Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Planning, Ontwerpen en Organisatie

Inhoudsopgave:

| | | |
|--------|---------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| | Samenvatting | i |
| 1. | Inleiding, afbakening van de opdracht | 1 |
| 2. | Formuleren van functionele eisen, Uitgangspunten en randvoorwaarden, Selectiecriteria | 2 |
| 3. | Mogelijke constructies en keuze | 10 |
| 4. | Mechanica van de houten paal in de grond | 17 |
| 4.1. | Afleiding van de berekeningsformules van Blum | |
| 4.2. | Berekening op stoot | |
| 4.3. | Berekening op troskracht | |
| 4.4. | Veerkarakteristiek | |
| 4.5. | Gevallen met een niet horizontaal maaiveld | |
| 4.6. | Beïnvloeding door nabijgelegen palen | |
| 4.6.1. | Invloed van naast-gelegen palen | |
| 4.6.2. | Invloed van achter-gelegen palen | |
| 5. | Uitwerking van de houten steiger | 30 |
| 5.1. | Beschrijving van de voorgestelde constructie | |
| 5.2. | Belastingen, belastinggevallen, en toelaatbare spanningen | |
| 5.3. | Fenderconstructie, statische berekeningen van sterkte, stijfheid en verplaatsingen | |
| 5.3.1. | Schematisatie | |
| 5.3.2. | Zonder bijdrage van de gording | |
| 5.3.3. | Met bijdrage van de gording, beschouwd als elastisch ondersteunde ligger | |
| 5.3.4. | Bijdrage van de gording, beschouwd als ligger op drie en vier verende steunpunten. | |

| | | |
|--------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 5.4. | Dynamische berekening van de versnellingen | |
| 5.4.1. | Opstellen van het massa-veer model | |
| 5.4.2. | De stijfheid van de samengestelde paalconstructie, verwachte verplaatsingen en verdeling van de belastingen | |
| 5.4.3. | Berekening van de versnelling door translatie | |
| 5.4.4. | Berekening van de versnelling door rotatie | |
| 5.5. | Keuze van constructie en fendering | |
| 5.6. | Controleberekening | |
| 6. | Dekconstructie | 53 |
| 6.1. | Belastingen, toelaatbare spanning | |
| 6.2. | Dekplanken | |
| 6.3. | Dwarsdraggers | |
| 6.4. | Hoofddraagbalken | |
| 7. | Conclusies | 61 |
| 8. | Literatuur | 62 |

Bijlagen:

| | | |
|----|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|
| 1. | Sonderingen ondergrond | |
| 2. | Gegevens grondsoorten | |
| 3. | Tabellen voor K_p en K_a voor horizontaal maaiveld | |
| 4. | Tabellen voor K_p en K_a , van Caquot en Kérisel | |
| 5. | Overzicht van paalberekening volgens Blum | |
| 6. | Formules voor de stijfheid van ligger op meerdere steunpunten zoals de gording, met behulp van hoekverdraaiingsvergelijkingen | |

Tekeningen:

| | |
|----|--------------------------------|
| 1. | Plattegrond Masterplan |
| 2. | Steigerconstructie met details |

Deelstudie Constructieve Waterbouwkunde

Ontwerp van een houten steiger als losplaats
voor een visserijhaven in Lagos, Nigeria.

F.L. Barel

Begeleiding: Ir. G.P Bourguignon,
Prof. ir. A. Glerum.
Sectie Constructieve Waterbouwkunde.

SAMENVATTING

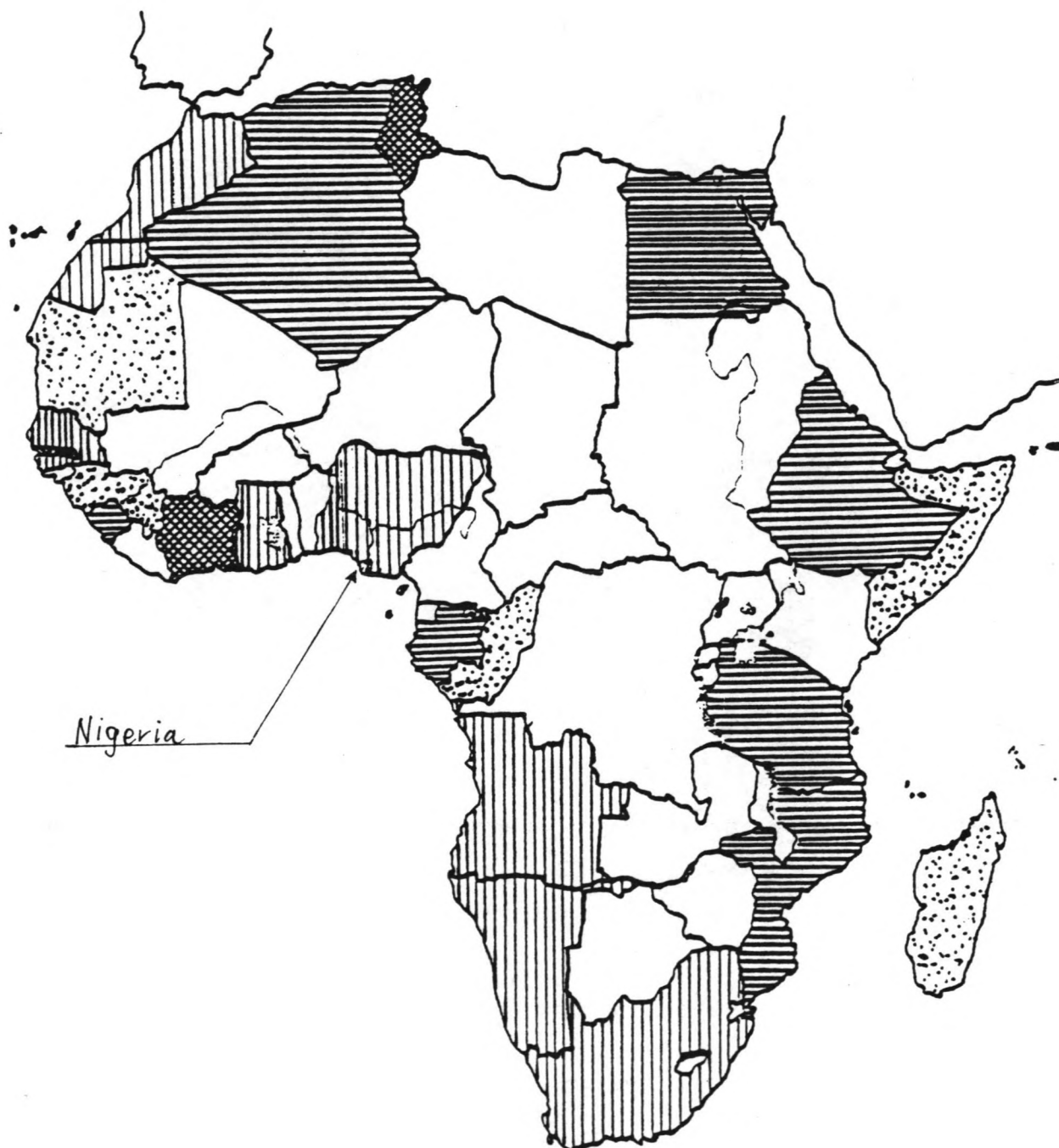
Voor de visserijhaven van Lagos, Nigeria, waarvoor het masterplan in het deelontwerp verkeerswaterbouwkunde is opgesteld, wordt de losplaats constructief ontworpen. De ligging van de haven is aangegeven in figuur b. De plaats van Nigeria op de kaart van Afrika vindt U in figuur a.

Uitgangspunt is geweest dat voor de constructie zoveel mogelijk gebruik wordt gemaakt van de lokaal aanwezige materialen en uitvoeringscapaciteit. De arbeidsintensieve bouwwijze en het gegeven dat Azobé in Nigeria zelf groeit hebben doen besluiten voor een houten steiger te kiezen.

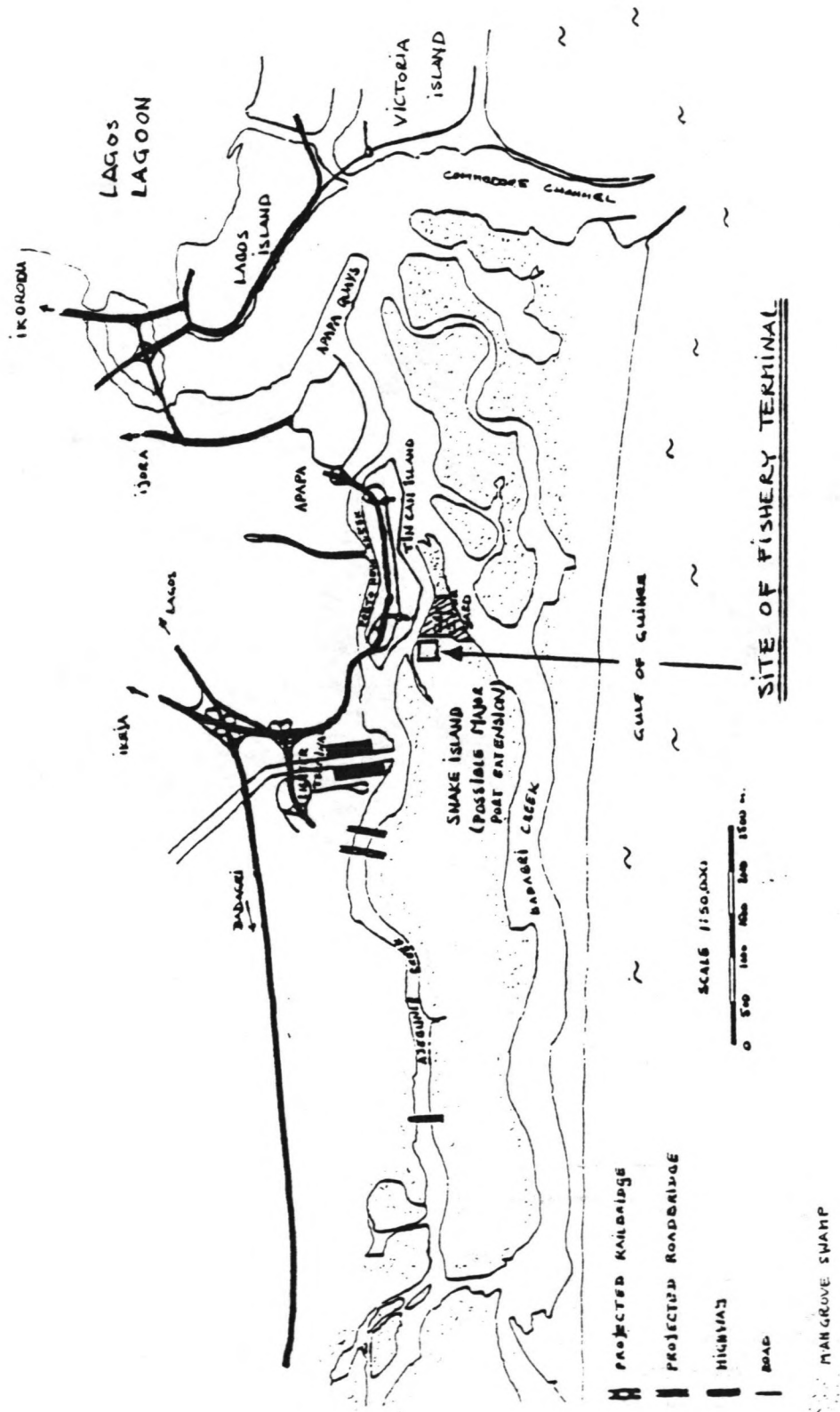
Deze steiger is doorgerekend voornamelijk op stootbelasting als gevolg van de botsing van een merend schip. Omdat op de steiger ook de vishal is geprojecteerd mogen de versnellingen niet te groot worden. Het lijkt zinvol om de steiger te beschermen door een fenderconstructie of een apart meersysteem. Deze mogelijkheden zijn verder onderzocht, waarbij vooral de stijfheid van de onderdelen belangrijk is.

Gekomen wordt tot een keuze, waarna de constructie in een tekening is vastgelegd.

Figuur a. Kaart van Afrika



Figuur b. Locatie van de visserijhaven in Lagos



1. Inleiding

In de deelstudie Verkeerswaterbouwkunde is een ontwerp gemaakt van een visserijhaven in Lagos, Nigeria. Voor deze haven wordt een aantal constructies van de oeverovergang en meergelegenheden gedetailleerd. Het verslag van deze werkzaamheden treft U in dit rapport aan.

1.1. Lay out en benodigde meerlengte

Het haventerrein is gesitueerd op de Noordoever van Snake Island, tegenover de containerterminals op Tin Can Island, aan de Badagri Creek. Het vaarwater heeft hier een diepte van minimaal 48 ft = 14,4 m. De ligging op een eiland voorziet in een afvoertransport van de vis en visproducten over water. De gevolgen daarvan voor de haven zijn de volgende:

Er is, in tegenstelling tot vele andere (visserij)havens, weinig of geen zwaar verkeer op het terrein te verwachten. Het ruimtebeslag door parkeer- en opstelvakken voor vrachtwagens, en door wegen is slechts beperkt. Daarentegen is de lengte van het waterfront relatief groot. Om een lange, smalle strip als terminal te gebruiken is inefficiënt, vanuit het oogpunt van intern transport, en daarnaast ook duur, vanwege de grote benodigde lengte aan meergelegenheid. Teneinde een meer compacte opstelling te verkrijgen is het aantrekkelijk om aan steigers of pieren af te meren, als de schepen in de haven verblijven voor reparaties, bunkering en onderhoud. Voor het lossen lijkt een pierconstructie niet de beste oplossing. Er worden hogere eisen voor het dragen van een vishal gesteld, grotere oppervlakten zijn nodig, en voor intern transport is ruimte rondom wenselijk. Een voordeel van een steigerconstructie is dat geen grond wordt gekeerd, zodat een relatief lichte constructie volstaat, terwijl veel aanleglengte wordt gerealiseerd.

De voorkeur voor een steigerconstructie blijkt uit een uitgebreidere beschouwing van mogelijke constructies, die in hoofdstuk 3 aan de orde komt. Bij het ontwerpen is een belangrijk uitgangspunt geweest dat zoveel mogelijk gewerkt dient te worden in aansluiting op de plaatselijke uitvoeringsdeskundigheid, met voorhanden zijnde arbeidskrachten en materialen. Van de dimensionering wordt in hoofdstuk 5 verslag gedaan. Als basis daarvoor wordt in Hoofdstuk 4 de enkele houten paal uitgebreid behandeld.

2. Uitgangspunten en randvoorwaarden

2.1. Gebruikers van de terminal

Uitgangspunt bij het ontwerp zijn de gebruikers, in casu de vissersschepen, die geacomodeerd moeten worden. In de prognosen van de vlootontwikkeling is een onderscheid gemaakt in vier scheepstypen, zie tabel 2.1. voor relevante gegevens.

Tabel 2.1. Scheepstypen, die in de haven worden verwacht.

| Scheepstype | | 1. | 2. | 3. | 4. | |
|-------------------|-------------------|------|------|------|-------|----|
| Lengte o.a. | (m) | 14. | 25. | 40. | 65. | |
| Lengte l.l. | (m) | 12. | 22. | 35. | 58. | |
| Breedte | (m) | 4. | 6. | 7.6. | 9.6 | |
| Max. Diepgang | (m) | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 4.9 | |
| Bruto tonnage | (brt) | 20. | 100. | 275. | 800. | |
| Lading | (ton) | 10. | 35. | 180. | 1000. | |
| Waterverplaatsing | (m ³) | 25. | 160. | 500. | 1750. | |
| Blokcoëfficiënt | (-) | 0.35 | 0.48 | 0.63 | 0.64 | 1) |
| Vormfactor | (-) | 0.48 | 0.53 | 0.67 | 0.90 | 2) |
| Botssnelheid | (m/s) | 0.7 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | |
| Botsingsenergie | (kNm) | 6.2 | 28.0 | 62.5 | 220. | 3) |

1) Blokcoëfficiënt = Waterverplaatsing/ Lengte l.l. x Breedte x Diepgang.

2) Vormfactor = Lading/ γ_w x Lengte l.l. x Breedte x Diepgangtoename
vanwege de lading = oppervlakte op waterlijn/ Lengte l.l. x Breedte.

3) Energie = $\frac{1}{2}$ x massa x snelheid², zonder coëfficiënten (zie 5.1.)

Als referentieniveau is aangenomen laagwater spring (LWS). De vereiste waterdiepte voor de terminal wordt gehouden op LWS - 6m. De terreinhoogte is afhankelijk van de voorkomende hoogwaterstanden. Bekend is dat het maximale tijverschil 1m bedraagt: HWS = LWS + 1m. Verder geldt voor het doortij: LWN = LWS + 0.1m en HWN = LWS + 0.5m. De terreinhoogte wordt gehouden op HWS + 1m, overeenkomend met een niveau van LWS + 2m.

2.2. Grondgesteldheid

De grondslag bestaat uit lagen zand en silt, die in de bovenste lagen los gepakt zijn. Ook kleine veeninsluitingen komen daarin voor. Met de diepte wordt de pakking dichter, en neemt ook de conusweerstand toe. Een en ander wordt toegelicht in Tabel 2.2. De diepteligging van de verschillende lagen ter plaatste is niet goed bekend. Wel beschikbaar waren een zestal sonderingen, gemaakt ten behoeve van de bouw van een reparatiewerf, op ca 1 km van de gekozen locatie. Daarop waren de lagen duidelijk aanwezig, maar de ligging varieerde sterk. In bijlage 1 zijn de sondeerwaarden ingetekend, vanaf de bovenkant van de laag. Met behulp van de gemeten gegevens is de grondgesteldheid samengevat in tabel 2.2.

Tabel 2.2. Grondgesteldheid

| (Niveau in meters t.o.v. LWS) | SPT-waarde (slagen/ft) | Conusweerstand (N/mm ²) | wrijving (N/mm ²) |
|-------------------------------------------------|------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|
| Eventuele aanvulling (zand) | | | |
| 1+ à 3.5+ | | | |
| Laag I, matig gepakt zand, met veeninsluitingen | 10 en lager | 3 - 8 | 0.5 wisselt sterk |
| 8- à 15- | | | |
| Laag II, zand en silt, matig tot dicht gepakt | 10 - 30 | 5 - 15 | 0.7 |
| 10- à 20- | | | |
| Laag III, zand, dicht gepakt | 50 en hoger | 25 en hoger | 2 en hoger |
| 12- á 20- | | | |
| Laag IV, stijve klei, silt | 30 en hoger | ? | ? |

Volumegewicht γ is voor alle zandlagen gelijk, 17 kN/m³ droog, nat: 20 kN/m³, onder water: 10kN/m³. Inwendige wrijvingshoek φ van het zand wordt gehouden op 30°. Van de kleilaag is te weinig bekend. De sonderingen zijn niet tot die diepte gemaakt.

2.3. Functionele eisen en belastingen

2.3.1. Losplaats

Aan de losplaats komen de schepen langs zij om de lading te lossen. De aanlegmanoeuvre moet zonder problemen of schade aan schip of constructie kunnen plaatsvinden. De constructie moet berekend zijn op de horizontale belasting door scheepsstoten en door de troskrachten.

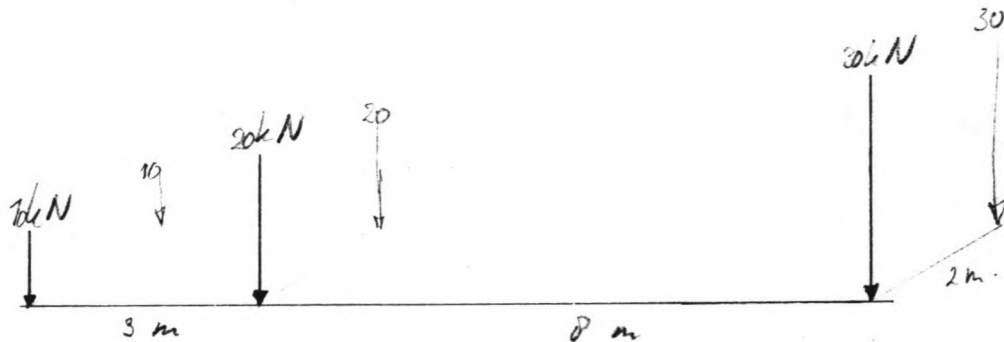
Teneinde de tijd dat de geloste vis blootstaat aan de (tropische) buitentemperaturen zo kort mogelijk te houden, wordt de ontvangende ruimte, de vishal geprojecteerd op slechts 5 m afstand van het waterfront. Deze hal steunt derhalve op de te realiseren constructie. In dit gebouw bevindt zich naast een plaats voor uitstalling, keuring, weging en veiling, ook een deel van de opslagruimte voor gekoelde en bevroren vis. Voor de hoge vloerbelasting van de hal en opslagruimten wordt 20 kN/m^2 gerekend. Buiten de hal wordt gerekend op een verdeelde belasting van 10 kN/m^2 .

De verse vis wordt gelost met de kabel en lier van het schip. Voor transport op de kade worden vorkheftrucks ingezet. De grotere schepen, van type 3 en 4, hebben vis in bevroren toestand aan boord en kunnen worden gelost met een mobiel lopende band systeem, dat op de kade rust. De meest flexibele oplossing is een systeem op luchtbanden, zodat geen rails nodig zijn. Het gewicht van het systeem wordt geschat op 50 kN, met geconcentreerde wielasten van ca 20 kN. Verder kan verwacht worden dat op de kade een zware (12 tons-) vrachtwagen zal staan, ook al is geen zwaar verkeer in de lay out voorzien. De lastverdeling is in figuur 2.3.1. weergegeven.

De top laag mag niet glad worden door het visafval en moet goed schoon te houden zijn.

Door de aanwezigheid van een kwetsbaar lopende bandsysteem, en het gebouw, zijn de eisen aan de draagconstructie ten aanzien van stijfheid en sterkte streng. De horizontale versnelling als gevolg van de scheepsstoot mag dan ook niet groot zijn. Als maximaal toelaatbare versnelling wordt aangenomen: $0,02 \text{ g} = 0,2 \text{ m/s}^2$. Dit komt overeen met een aardbeving van kracht 3 á 4 op de schaal van Richter, geclassificeerd als voelbaar, zonder enige schade. Waarschijnlijk zal het nodig zijn de belasting door een scheepsstoot met een aparte voorziening op te nemen.

Figuur 2.3.1. Lastverdeling van 12 tons vrachtwagen



Als horizontale remkracht wordt een maatgevende waarde van 48 kN in rekening gebracht, op basis van een remvertraging van 0.4 m/s^2 .

2.3.2. Bunkerplaats

Aan de bunkerplaats worden de schepen voorzien van water, brandstof, en indien nodig ijs. Eveneens kunnen hier zware ladingen van en aan boord worden genomen. Er moet derhalve gerekend worden op zwaar vervoer, waarvoor de 12 tons vrachtwagen wordt aangehouden. Een ijsfabriek met opslagruimte is voorzien op 10 m vanaf het waterfront. Als verdeelde belasting dient te worden gerekend op 10 kN/m^2 .

In de constructie moet ruimte zijn voor kabels en leidingen, en koppelingen. In principe kunnen voor deze constructie dezelfde eisen gelden als voor de losplaats. Voor beiden is een rustig golfklimaat noodzakelijk, zodat de scheepsbewegingen beperkt blijven.

2.3.3. Wachtplaats

Voor de wachtplaatsen zijn meerdere meermethoden mogelijk. De beste toegankelijkheid voor de schepen en ook de meest flexibele oplossing biedt langs zij meren. De plaatsen moeten bereikbaar zijn voor een lichte vrachtwagen met een gewicht van 40 kN, met een wiellast van maximaal 15 kN. De breedte van het rijdek dient minimaal 8 m te bedragen. Ook hier gelden de scheepsstoot en troskrachten als horizontale belasting. Remkracht vanwege de vrachtwagen : 16 kN.

Bij de wachtplaatsen zijn aansluitingen voor electriciteit en water gepland. De aanwezigheid van golfslag is minder storend.

2.4. Selectiecriteria

Voordat een geschikte constructie kan worden gekozen, dienen de criteria vastgelegd te zijn, op grond waarvan de verschillende mogelijkheden kunnen worden beoordeeld. De volgende punten zijn daarbij in aanmerking genomen:

1. Gebruikte materialen
2. Uitvoeringsmethode, materieel, arbeidskrachten
3. Inspectie
4. Onderhoud
5. Gevolgen van bezwijken, reparatiemogelijkheden
6. Mogelijkheden voor uitbreiding
7. Invloed op golf- en stroomcondities
8. Verwachte kosten

2.4.1. Gebruikte materialen

Locaal verkrijgbare materialen krijgen de voorkeur, omdat daarmee importen worden voorkomen. Niet alle materialen zijn in Nigeria voorhanden, of niet van voldoende kwaliteit.

Hout: Van de voor waterbouwkundige toepassingen geschikte soorten komen Azobé en Bilinga in Nigeria zelf voor. Azobé is in lengten tot ca 14 m verkrijgbaar, langer komt zelden voor. Bilinga tot in de 20 m lengte. Beide soorten zijn bestand tegen aantasting door paalworm, en zijn zeer sterk. De bewerking van Azobé met gereedschap is moeizaam, van Bilinga makkelijker.

Steen: Groeven zijn niet in de nabijheid voorhanden, langs de kust zijn wel winplaatsen, op ca 300 km afstand, nabij Warri. Aanvoer over zee is goed mogelijk, maar naar verwachting redelijk kostbaar. Aanvoer vanuit het binnenland is vermoedelijk nog duurder.

Cement wordt in Nigeria wel geproduceerd. Hoogwaardige cement moet geïmporteerd worden.

Zand kan in het krekengebied in de nabijheid worden gewonnen. Het bevat weinig klei, en is na wassen ook geschikt als vulmateriaal in betonmortel. Diameter ligt in de orde van 0.2 - 0.4 mm.

Bitumineuze materialen zijn beschikbaar, bij de raffinaderijen in Kaduna, Warri en Port Harcourt. De wegen rondom Lagos zijn door Julius Berger aangelegd.

Staal is nog niet gemeengoed. Opgestart worden een hoogovencomplex en staalfabriek, maar de productie is zeker nog te klein voor de binnenlandse vraag. Import is naar verwachting nog wel nodig.

Rubber kan betrokken worden van de Dunlopfabrieken in Ikeja, bij Lagos.

De beschikbaarheid van vlechtwerk voor zinkstukken is onbekend.

Uiteraard geldt vanwege de kosten de regel: hoe minder hoe beter.

2.4.2. Uitvoeringsmethode, materieel, arbeidskrachten

In de inleiding is al opgemerkt dat zoveel mogelijk aangesloten dient te worden bij de lokaal voorhanden deskundigheid, en arbeidskrachten. In Lagos wonen meer dan vijf miljoen mensen, en de stad groeit nog steeds. Voor velen is geen werk, en ongeschoolde arbeiders zijn derhalve goedkoop in te huren. In en om de stad zijn veel aannemers te vinden, ook dochterondernemingen van grote internationaal opererende westerse aannemers. Deskundigheid is zeker aanwezig, terwijl ook veel materieel ter plaatse is.

Om gebruik te maken van het aanwezige arbeidspotentiël, geniet een arbeidsintensieve en technisch eenvoudige uitvoeringsmethodiek de voorkeur. Fouten dienen eenvoudig te corrigeren te zijn, en niet tot belangrijke herstellingen en aanpassingen te leiden. Geen nauwe tolerantiegrenzen. Dit alles geldt voor zowel de definitieve als de hulpconstructies.

In situ werk is in dit opzicht te verkiezen boven prefabricage, omdat dan geen moeilijke plaatsingsoperaties nodig zijn, waarvoor vaak ook gespecialiseerd materieel, en personeel moet worden ingezet.

Het werken in den droge is verkieslijk, maar indien een gecompliceerde bouwput daarvoor nodig is, maakt dat deze optie niet aantrekkelijk. Een grondkerende constructie is namelijk vanwege de grote kerende hoogte al snel erg zwaar. Ook is een zorgvuldige afdichting een vereiste, omdat de grond goed doorlatend is. Daarbij is de draagkracht van de bodem betrekkelijk gering. Een gewichtsconstructie lijkt daarom niet de aangewezen weg.

2.4.3. Inspectie

De constructie moet liefst zo eenvoudig mogelijk kunnen worden gecontroleerd op gebreken. Schade moet opgemerkt (kunnen) worden, en herstel snel plaatsvinden, voordat het gebruik van de constructie onmogelijk wordt. Een en ander hangt samen met de mogelijkheden om te repareren. Echter een uitgebreide inspectieverplichting dient vermeden te worden, omdat dit in tijden van slecht management al snel niet meer gebeurt.

2.4.4. Onderhoud

In principe is een onderhoudsvrije constructie ideaal, maar alleen tegen hoge kosten te realiseren. Een lange levensduur van de toegepaste materialen beperkt de omvang van vervangingen tijdens de levensduur van de gehele constructie. Onderdelen, die regelmatig onderhoud behoeven, dienen goed en makkelijk bereikbaar te zijn.

2.4.5. Gevolgen van bezwijken, reparatiemogelijkheden

Als de constructie overbelast wordt, dan is het beter als slechts een klein deel van het geheel bezwijkt, en ook dat de schade wordt opgemerkt. Herstel zou eenvoudig mogelijk moeten zijn. Vitale delen kunnen het beste afgeschermd worden tegen mogelijke aanvallen.

2.4.6. Mogelijkheden voor uitbreiding.

Uitbreiding zou het liefst in korte tijd en op eenvoudige wijze gerealiseerd moeten kunnen worden, zonder de bestaande voorzieningen te hoeven sluiten. De voorbereidingen zouden eventueel al bij een eerste fase uitvoering kunnen worden getroffen. Dan wordt echter reeds vroeg beslag gelegd op investeringen, die niet productief worden gemaakt.

2.4.7. Invloed op golfbewegingen, stroming,

Voor de wachtplaats, die als steiger dwars op de oever wordt uitgebouwd, geldt dat een grondkerende of dichte constructie stroming en golfslag belemmert. Ze biedt liggende en merende schepen rustig water. Vanuit het

oogpunt van sedimentatie is het beter om plaatsen met lage stroomsnelheden te voorkomen, omdat meegevoerd materiaal dan kan uitzakken. Een open constructie biedt hiertoe betere voorwaarden. Een nadeel kan zijn dat een merend schip door dwarstroming een grotere stootbelasting geeft. Bij een verticale wand en geringe kielspeling kan van opstuwning van water juist weer een gunstig effect uitgaan.

Voor de wachtplaats, die langs de oever is geprojecteerd, is de redenering anders. Tegen een verticale wand kaatsen golven volledig terug, terwijl tegen een talud demping optreedt. Wat golfslag betreft is dit laatste te prefereren. Voor de stroming geldt dit niet, omdat een gladde verticale wand het water weinig gelegenheid biedt voor vertraging. Uit het oogpunt van sedimentatie is een talud dus minder gunstig.

2.4.8. Verwachte kosten

Uiteindelijk leiden de bovengenoemde punten tot een totaal aan kosten. Vaak vormen de kosten, samen met de interne rentevoet (internal rate of return), het enige beslissingscriterium. Omdat niet van alle constructies kan worden nagegaan wat de kosten zijn, wordt dit criterium thans niet direct gebruikt. Impliciet komt in alle genoemde punten het kosten criterium terug, zij het in relatieve zin. Normaliter wordt gekeken naar het totaal van aanlegkosten, verdeeld over de economische levensduur, plus de verwachte onderhouds- en reparatiekosten.

3. Mogelijke constructies en keuze

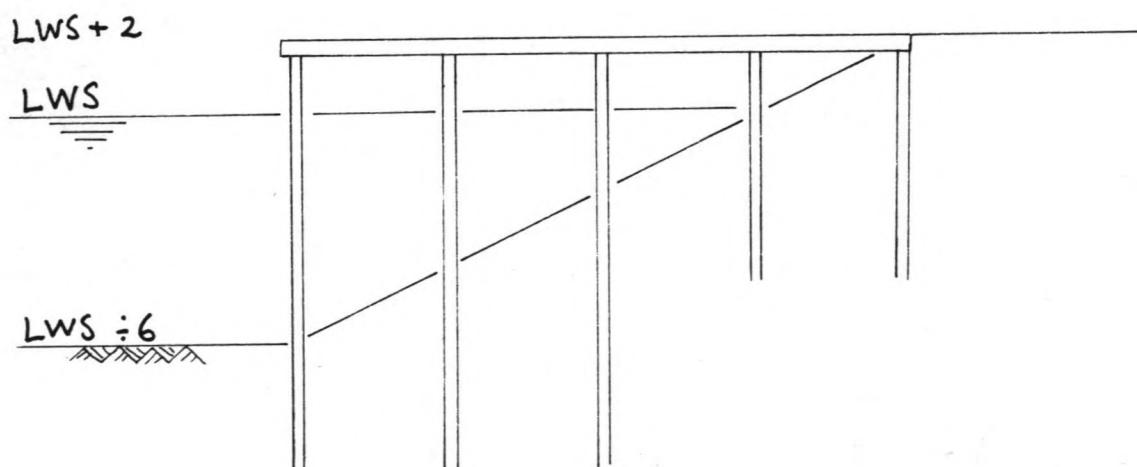
3.1. Losplaats en bunkerplaats

De aanlegplaats voor het lossen en bunkeren van schepen ligt langs de oever geprojecteerd. Een eerste keus betreft het grondkerende karakter van de constructie. Bij damwanden en gewichtsconstructies wordt wel grond gekeerd, bij een dek op palen niet. De grond kan dan onder talud blijven staan, en oefent dan ook geen horizontale druk uit op de constructie. De krachten in de constructie worden daarmee veel kleiner dan in het andere geval.

De volgende constructies worden overwogen:

1. Dek op palen, met grond onder talud.

Eventueel kan een korte damwand aan de landzijde van het dek worden aangebracht. Grondverbetering of aanvulling is niet nodig. Voor het eigenlijke dek kan nog een meerconstructie worden geplaatst, waarmee de scheepsstoot wordt gedempt. Door het talud en de palen kan golfslag worden gereduceerd.



Figuur 3.1.1. Dek op palen

Vier varianten met verschillende materialen zijn mogelijk:

a. Houten palen en dek.

Deze oplossing vergt relatief licht heiwerk. Een balkrooster is goed te maken. Arbeidsintensief, eenvoudig te onderhouden, repareren en inspecteren. Omvangrijk onderhoud. Lichte constructie, kleine krachten.

b. Stalen constructie.

Aandachtspunten zijn het onderhoud, en de bouw. Het materiaal zelf is tamelijk duur. Gezien de krachten kan wel met weinig palen volstaan worden. Dit maakt de dekconstructie echter weer gecompliceerder.

c. Betonconstructie.

Voordeel is, dat palen en onderdelen in elke gewenste lengte verkrijgbaar zijn, en op maat kunnen worden gemaakt. Voor het maken van een betonnen plaat als dek is een ondersteuningsconstructie voor de bekisting nodig. Wellicht is het dan eenvoudiger om een houten constructie te realiseren.

d. Combinaties van verschillende materialen.

Het is logisch om van ieder materiaal de eigenschappen optimaal te benutten. Het is echter moeilijk om tevoren aan te geven welk materiaal voor een onderdeel moet worden gekozen. Een voordeel van werken met slechts enkele materialen is dat minder verschillende gereedschappen, de indeling van het werkterrein en de opslag eenvoudiger zijn. Een waardering van deze oplossing is niet direct te geven, gekozen moet worden voor flexibel ontwerp.

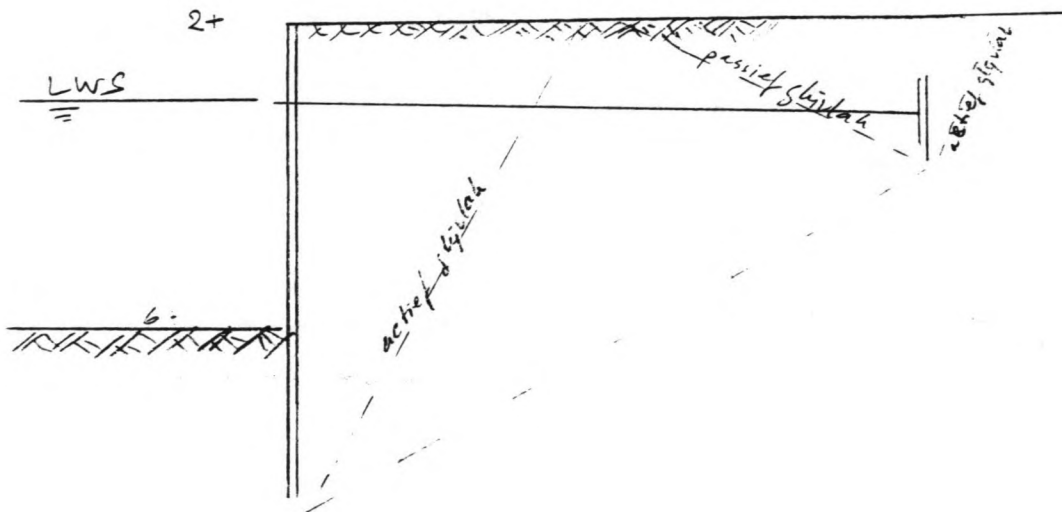
2. Damwand over een kerende hoogte van 8 m.

Ook hier kan de constructie in verschillende materialen worden uitgevoerd. Van groot belang is de afdichting van de wand. De grond is goed doorlatend, en de grote snelheid van het poriewater kan dan makkelijk gronddeeltjes uitspoelen. Vanwege de te keren hoogte van 8 m valt de oplossing met houten damwandplanken af. Naar verwachting kunnen deze niet in voldoende sterkte

verkregen worden, terwijl ook het gevaar bestaat dat de messing en groef verbinding niet voldoende afsluit.

Blijven over de mogelijkheden van

- a. de stalen wand; nadelig is de relatief hoge prijs van het materiaal.
- b. de betonnen wand, waarbij nog gekozen kan worden uit een diepwand of een wand van prefab platen. Bij de eerste is gespecialiseerd materieel nodig, en de te keren hoogte is te klein om deze oplossing te rechtvaardigen. De plaatsing van de prefab platen, en de afdichting van de voegen, is ook geen sinecure. Om deze redenen wordt een betonnen wand verder buiten beschouwing gelaten.

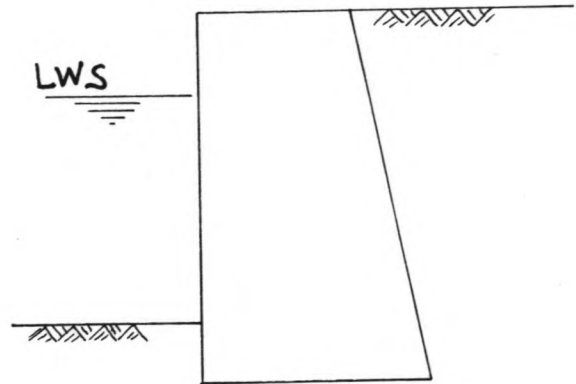


Figuur 3.1.2. Damwand

Het heien van damwanden hoeft geen bezwaar te zijn. De constructie kan, vanwege het grondlichaam achter de wand, zeer grote krachten opnemen, zonder veel te verplaatsen. De passieve gronddruk is hiervoor verantwoordelijk. In het geval van een botsing van een schip tegen zo een stijve wand zal waarschijnlijk het schip het eerste bezwijken. Een fenderconstructie, of wrijfhouten beschoeiing is zeker noodzakelijk als er grotere schepen worden verwacht. Onderhoud en ook inspectie van damwanden is meestal maar zeer beperkt nodig. Reparaties zijn kostbaar, de kosten liggen in dezelfde orde als de aanlegkosten.

3. Gewichtconstructie.

De eenvoudigste vorm van een gewichtconstructie is de massieve gewichtsmuur, meestal gemaakt van cementgebonden puin, steen en zand. In vergelijking met normaal constructiebeton wordt veel minder cement gebruikt. Deze muur ontleent zijn stabiliteit aan zijn gewicht. Bij de gegeven kerende hoogte wordt het gewicht naar verwachting te hoog om door de ondergrond te kunnen worden gedragen.

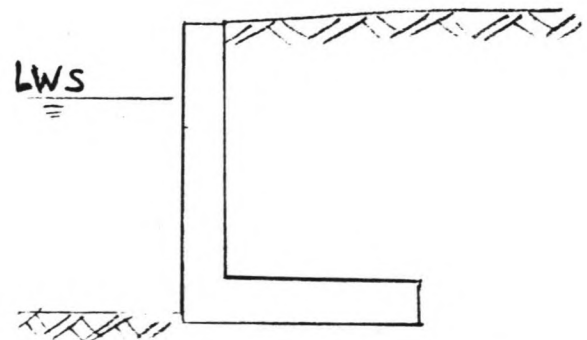


Figuur 3.1.3. Massieve gewichtsmuur

Er zijn echter nog andere oplossingen, waarbij de constructie zelf minder weegt, maar voor zijn stabiliteit gebruik maakt van het gewicht van het achter- en bovenliggende grondmassief. Voorbeelden daarvan zijn de L-muur, de cellendamwand, en de caisson.

a. L-muur als gewichtconstructie

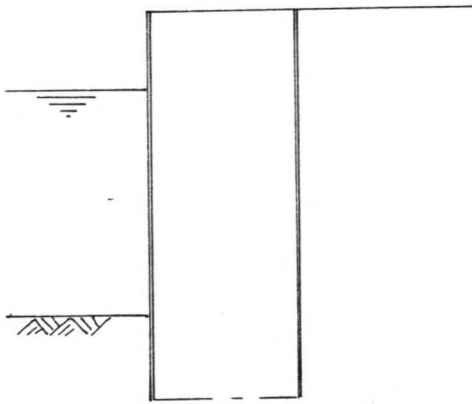
De L-muur moet gemaakt worden in een ontgraving. Er is aanzienlijk minder materiaal nodig, maar de constructie moet in staat zijn een buigend moment op te nemen, waarvoor voldoende wapening moet worden ingebracht.



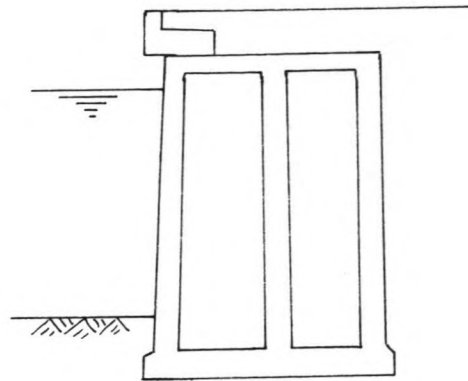
Figuur 3.1.4. L-muur

b. Cellendamwand.

De cellendamwand bestaat uit gekoppelde platte staalprofielen, die nauwkeurig in het slot geheid moeten worden. Deze wijze van uitvoering is, vergeleken met de L-muur zeer arbeidsextensief.



Figuur 3.1.5. Cellendamwand



Figuur 3.1.6. Caisson

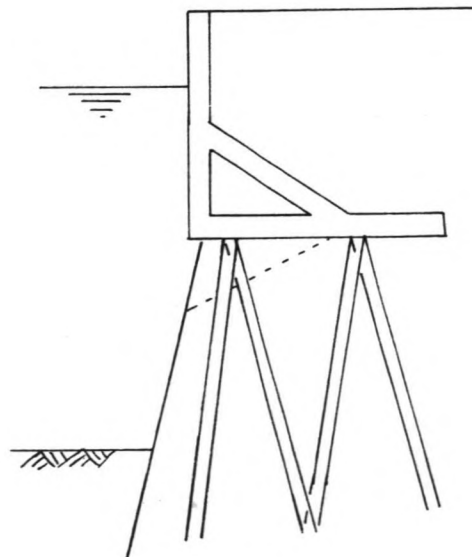
c. Caisson

De caisson is een geprefabriceerde constructie, die over water wordt vervoerd naar zijn bestemming, en in den natte wordt geplaatst. Na plaatsing wordt de holle ruimte opgevuld met grond. Veel aandacht gaat uit naar het plaatsen, en naar de fundering. De voegen vereisen veel zorg.

De fabricage van de caissons vraagt de inzet van veel arbeidskrachten. De plaatsing kan met sleepboten worden uitgevoerd.

4. Complexe constructie.

Het is voor grote kerende hoogten zeer de moeite waard te onderzoeken of andere ontwerpen, met bijvoorbeeld een L-muur op palen, gecombineerd met een damwandscherm ter afdichting, niet goedkoper zouden zijn. In Nederland zijn met name in Rotterdam veel van dergelijke constructies gemaakt. In ons land spelen echter ook de loonkosten een belangrijke rol. De inzet van gespecialiseerd materieel is dan al snel renderend, wat de ontwerpvrijheid vergroot.



Figuur 3.1.6. Complex ontwerp

3.2. Beoordeling van de mogelijke constructies

De voorgestelde constructies worden beoordeeld op de criteria die in hoofdstuk 2 zijn vermeld. De uitkomsten van deze evaluatie zijn weergegeven in tabel 3.1. op de volgende pagina.

Als beste constructie treedt een dek op palen, of korte steiger naar voren, uitgevoerd in hout. De lichte constructie kan de belastingen zeker aan en heeft het voordeel dat het eigen gewicht laag is. De stijfheid is niet erg groot. Deze constructie zal in de volgende hoofdstukken worden uitgewerkt. Als tweede zou een caisson in aanmerking komen, als derde de damwand. Een en ander is nog wel afhankelijk van een kostenopstelling in de uitvoering, en daarover is thans te weinig bekend.

Tabel 3.1. Beoordeling van de mogelijke constructies

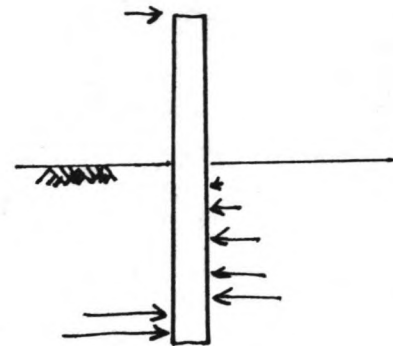
| Constructie | dek op palen | | | dam- wand | gewicht- constructie | | | complex ontwerp |
|------------------------------------|--------------|-------|-------|--------------|-------------------------|-----|---------|--------------------|
| | hout | staal | beton | | L | cel | caisson | |
| | 1a | 1b | 1c | | 2 | 3a | 3b | |
| Criterion | | | | | | | | |
| Materiaal | | | | | | | | |
| hoeveelheid | o | o | o | + | o | + | o | + |
| prijs | + | - | o | - | o | - | o | - |
| Materieel | + | o | + | - | o | - | - | - |
| Uitvoering | | | | | | | | |
| toleranties | + | + | + | - | o | - | - | - |
| in situ | x | x | x | x | | x | | x |
| bouwput | | | | | x | | | x |
| in de natte | | | | | | | x | |
| prefab | | | | | | | x | |
| arbeidsinten- siviteit | + | + | + | o | + | o | o | - |
| Inspectie | o | o | o | + | + | + | + | o |
| Onderhoud | - | o | + | + | + | + | + | o |
| Reparaties | + | + | o | - | - | - | o | - |
| Uitbreidings mogelijkheden | + | + | + | o | - | o | - | o |
| Golven en stroming | + | + | + | o | o | o | o | o |
| onderlinge rang- orde varianten | 1 | 2 | 3 | - | 2 | 3 | 1 | - |
| TOTAAL | 1 | | | 3 | | | 2 | 4 |

4. Mechanica van de houten paal in de grond

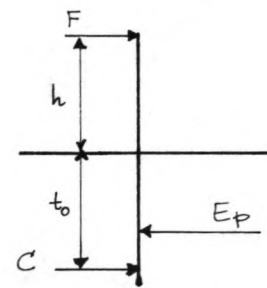
4.1. Afleiding van de berekeningsformules van Blum

Blum heeft in 1930 al een berekeningsrecept gegeven voor meerpalen en damwanden. Voor de meerpaal is uitgegaan van een situatie, zoals weergegeven in figuur 4.1.1., waarbij een paal belast wordt met een horizontale kracht F , aangrijpend op een afstand h boven het maaiveld, of de bodem. De paal zal gaan buigen en verdraaien. Het verdraaien wordt tegengewerkt door de grond, die moet worden verplaatst. Er wordt alleen gerekend met de passieve gronddruk E_p . De actieve gronddruk wordt verwaarloosd omdat deze veel kleiner is. Uit het momentenevenwicht is te zien dat onderaan de paal een gronddruk in dezelfde richting als F moet werken. Blum schematiseert deze gronddruk tot een "vasthoud"-kracht C , die aangrijpt in het omslagpunt, op een diepte t_0 onder het maaiveld. De inheidiepte t moet groter zijn dan t_0 . Hiervoor wordt gerekend met: $t = 1.2 t_0$.

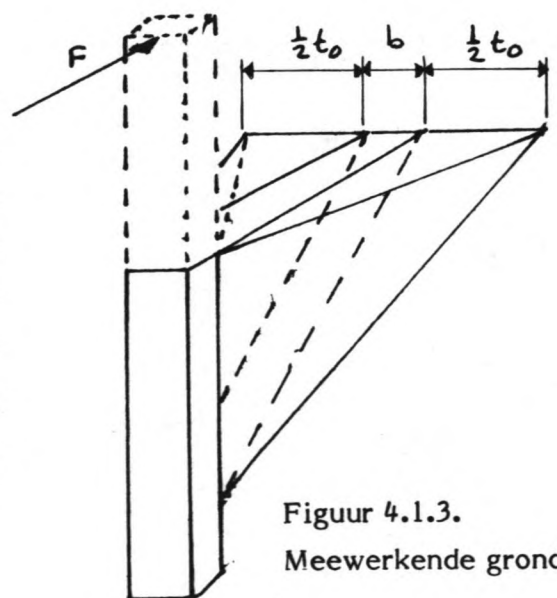
De paal drukt tegen een grondmassief. Anders dan bij een damwand, vindt een ruimtelijke spreiding plaats. De wig grond die de reactiekracht E_p levert, neemt toe met de diepte t_0 . In figuur 4.1.3. is aangegeven dat twee delen worden onderscheiden, die elk een deel van de passieve gronddruk leveren. Eén deel E_b is afhankelijk van de breedte b van de paal, en daarvoor wordt de formule per eenheid van breedte gebruikt (4.1).



Figuur 4.1.1. Meerpaal



Figuur 4.1.2. Resultanten



Figuur 4.1.3. Meewerkende grondwig

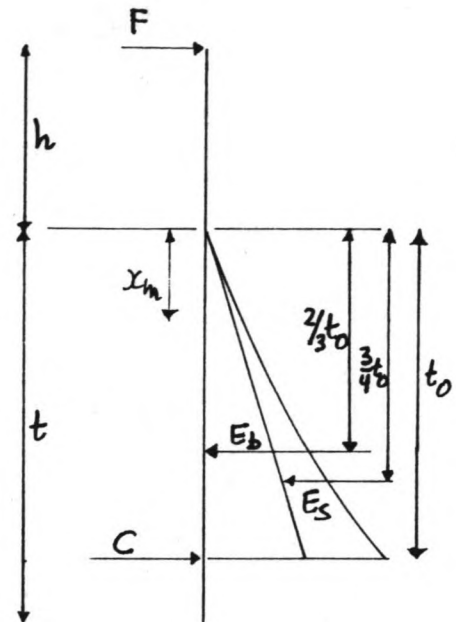
$$E_b = \frac{fw}{2} \cdot b \cdot t_0^2 \quad (4.1)$$

Het andere deel vertegenwoordigt de bijdrage van de spreiding, van de zijstukken. Per zijstuk wordt gerekend op E_s .

$$E_s = \frac{fw}{12} \cdot t_0^3 \quad (4.2)$$

De formules van Blum zijn afgeleid uit het horizontale krachten evenwicht (4.3), uit het momenten evenwicht (4.4), uit het toelaatbare buigend moment M_{max} (4.5), en het optredende moment (4.6).

Dit maximaal moment treedt op op een diepte x_m , waarvoor geldt dat de dwarskracht gelijk is aan nul (4.7). In het momentenevenwicht wordt voor de gronddruk de resultanten E_b en E_s gebruikt. Het zwaartepunt van de gronddrukverdeling, zie figuur 4.1.4., ligt voor E_b op een diepte van $\frac{2}{3} t_0$, en voor E_s op $\frac{3}{4} t_0$.



Figuur 4.1.4.
Definitieschets

$$\sum H = 0 : F + C - E_p = 0 \quad (4.3)$$

$$\sum M = 0 : F(h + t_0) - E_b \cdot \frac{1}{3} t_0 - 2 E_s \cdot \frac{1}{4} t_0 = 0 \quad (4.4)$$

$$\bar{M} = W \cdot \bar{\sigma} \quad (4.5)$$

$$M_{max} = F(h + x_m) - F \left(\frac{1}{3} x_m \right) \quad (4.6)$$

$$Q = 0 : F = \frac{fw}{6} x_m^2 (3b + x_m) \quad (4.7)$$

$$\text{invullen van (4.3): } C = -F + \frac{fw}{6} t_0^2 (3b + t_0) \quad (4.8)$$

$$\text{Invullen van (4.4): } F(h + t_0) + \frac{fw}{6} t_0^3 (-4b - t_0) = 0 \quad (4.9)$$

$$(4.7) \text{ en } (4.9) \text{ leveren: } 4 x_m^2 (3b + x_m) = \frac{t_0^3 (4b + t_0)}{h + t_0} \quad (4.10)$$

$$(4.7) \text{ in } (4.6): M_{max} = \frac{fw}{24} x_m^2 (3x_m^2 + x_m(4h + 8b) + 12bh) \quad (4.11)$$

Allereerst wordt het maximum toelaatbaar moment berekend uit (4.5). De toe te laten spanning is niet voor elk belastingsgeval gelijk.

Met de laatste vergelijking van Blum (4.11) kan direct x_m worden bepaald.

Vervolgens wordt met relatie (4.10) t_0 uitgerekend, en met (4.7) de kracht F .

De werkelijke inheidiepte t wordt berekend met:

$$t = 1.2 \times t_0 \quad (4.12)$$

De verplaatsing δ van de paalkop wordt benaderd door met een inklemningslengte L_i te rekenen:

$$L_i = h + 0.65 t \quad (4.13)$$

$$\delta = \frac{F \cdot L_i^3}{3EI} = \frac{F}{k} \quad (4.14)$$

De opgenomen vormveranderingsenergie wordt gegeven door:

$$E_{vv} = \frac{1}{2} \cdot \delta \cdot F = \frac{1}{2} \frac{F^2}{k} = \frac{1}{2} \delta^2 \cdot k \quad (4.15)$$

4.2. Berekening op stoot

Voor een kortdurende stootbelasting is in hout een hogere spanning toelaatbaar dan voor langdurige belastingen. Voor stoot geldt een toelaatbare buigspanning van

56 N/mm² voor Azobé, en

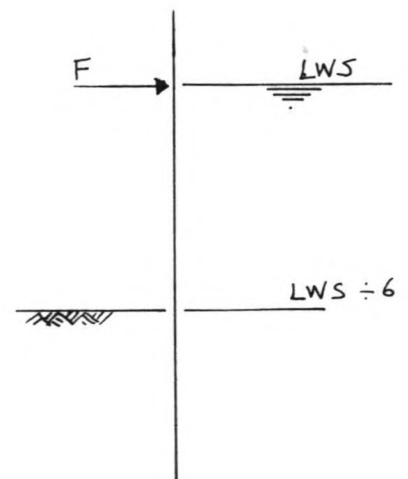
42 N/mm² voor Bilinga.

De elasticiteitsmodulus E is

17 000 N/mm² voor Azobé, en

14 000 N/mm² voor Bilinga.

Aangenomen wordt dat de stootkracht aangrijpt op LWS, zodat $h = 6$ m. Voor de wrijving tussen paal en grond is gerekend met $\frac{2}{3}\varphi = 20^\circ$. Uit de tabellen in bijlage 3 volgt dan: $K_p = 5.75$.



Figuur 4.2.1. Stootbelasting

Voor een viertal paalafmetingen is de situatie voor het maximum moment doorgerekend. De belangrijkste resultaten zijn in Tabel 4.1. weergegeven. De volledige berekening is opgenomen in bijlage 5.

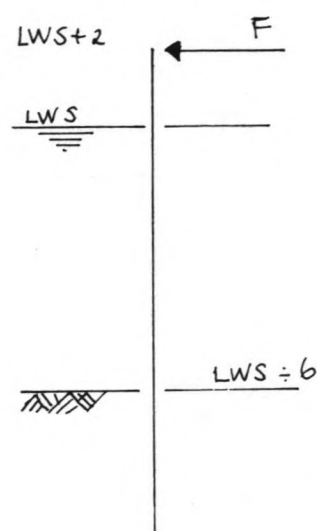
4.3. Berekening op troskracht

Voor troskrachten gelden lagere toelaatbare spanningen:

48 N/mm² voor Azobé, en

34 N/mm² voor Bilinga.

De situatie is geschetst in figuur 4.3.1. De troskracht belast de paal bovenaan, op LWS +2 m, zodat $h = 8$ m. Met deze gegevens is eveneens een berekening gemaakt. De resultaten daarvan staan eveneens in tabel 4.1. Daarbij is uitgegaan van dezelfde inheidiepte t .



Figuur 4.3.1. Troskracht

Tabel 4.1. Maximaal toelaatbare kracht, verplaatsing, en opgenomen energie voor vier paalbreedten. (vierkante palen)

| Azobé | | | | | | | |
|----------|--------|-------|----------|--------------------|----------------|-----------------|----------------------|
| maat (m) | F (kN) | t (m) | k (kN/m) | δ (LWS) (m) | E_{vy} (kNm) | F_{tros} (kN) | δ (LWS+2) (m) |
| 0.25 | 22.0 | 3.34 | 30.5 | 0.72 | 7.9 | 13.7 | 0.89 |
| 0.35 | 56.9 | 4.30 | 93.6 | 0.61 | 17.3 | 36.0 | 0.71 |
| 0.40 | 82.8 | 4.75 | 145.3 | 0.57 | 23.7 | 52.7 | 0.66 |
| 0.45 | 115.5 | 5.21 | 210.6 | 0.55 | 31.7 | 73.5 | 0.62 |
| Bilinga | | | | | | | |
| 0.35 | 48.9 | 4.10 | 80.8 | 0.60 | 14.8 | 25.9 | 0.60 |
| 0.40 | 63.3 | 4.40 | 128.8 | 0.49 | 15.5 | 38.0 | 0.54 |
| 0.45 | 88.3 | 4.80 | 189.2 | 0.46 | 20.6 | 53.8 | 0.52 |

4.4. Veer karakteristiek van de paal

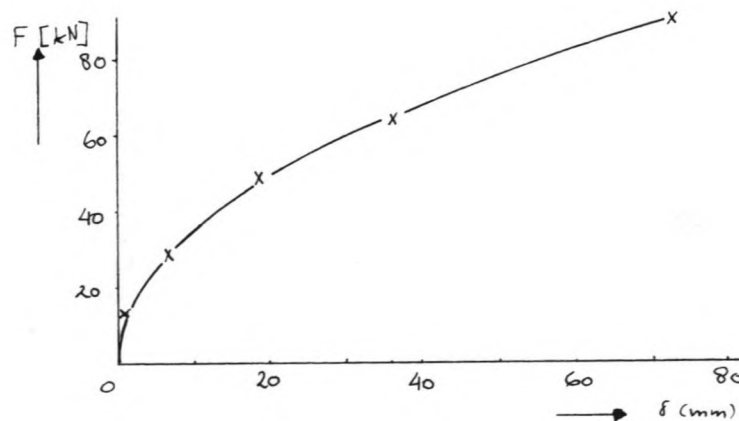
De in de tabel vermelde waarde van de stijfheid k geldt als lineaire waarde, passend bij de gegeven kracht en verplaatsing. Omdat hier de vrije hoogte h groot is ten opzichte van het in de grond aanwezige deel van de inklemingslengte L_i , zal deze benadering redelijk kloppen met de werkelijkheid. Voor palen die belast worden op maaiveldhoogte ($h = 0$ m) zal de lineaire benadering vermoedelijk minder goed voldoen. Dit is nagegaan voor een Azobé paal $\square 0.25$ m. Op basis van een gekozen meewerkende paallengte (t_0) is de verplaatsing en de kracht uitgerekend. De resultaten zijn in tabel 4.2. vermeld, en grafisch uitgezet in figuur 4.4.1.

Tabel 4.2. Kracht - verplaatsing relatie voor Azobé paal $\square 0.25$ m, $h = 0$ m

| t_0 (m) | t (m) | F (kN) | L_i (m) | (mm) | k (kN/m) |
|--------------|------------|-------------|--------------|------|---------------|
| 1.00 | 1.20 | 4.8 | 0.79 | 0.3 | 35000 |
| 1.50 | 1.80 | 13.5 | 1.17 | 1.3 | 10000 |
| 2.00 | 2.40 | 28.8 | 1.56 | 6.6 | 4380 |
| 2.40 | 2.88 | 49.2 | 1.88 | 18.5 | 2535 |
| 2.70 | 3.24 | 64.6 | 2.10 | 36 | 1780 |
| 3.05 | 3.66 | 90.3 | 2.38 | 73 | 1235 |

De vermelde k -waarden zijn weer de lineaire benaderingen, dus geen tangenten. Duidelijk is te zien dat de stijfheid afneemt, naarmate de belasting aangroeit. De opgenomen energie zal groter zijn dan uit de formule (4.15) $E = \frac{1}{2} \cdot F \cdot \delta$ zou volgen.

Figuur 4.4.1. Kracht- verplaatsings diagram Azobé paal $\square 0.25$ m, $h = 0$ m



4.5. Gevallen met een niet horizontaal maaiveld

Voor situaties met een hellend maaiveld en een niet verticale wand zijn onder andere door Caquot en Kérisel tabellen gemaakt voor K_p . Deze zijn als bijlage 4 opgenomen. De taludhelling is maximaal gelijk aan de inwendige wrijvingshoek. Voor een talud waarop stroming en golven vat hebben is dit te steil. Ook de aanwezigheid van palen, die horizontale krachten aan de grond overdragen, noopt tot een flauwere helling. De lengte van het talud is direct gerelateerd aan de lengte van de steiger:

$$L = \frac{\Delta h}{\tan \beta}$$

Hierin is Δh het hoogteverschil, hier 8 m. Gekozen wordt voor een hellingshoek van 20° . De lengte is dan 22 m. Er zijn nu twee gevallen: De kracht werkt tegen het talud op, of met het talud mee. In het eerste geval geven de tabellen van Caquot en Kérisel voor K_p een waarde 10.2.

Algemeen wordt geadviseerd niet met hogere waarden dan 10 te rekenen, aangezien de aanname van rechte glijvlakken zijn geldigheid verliest.

Voor het tweede geval volgt

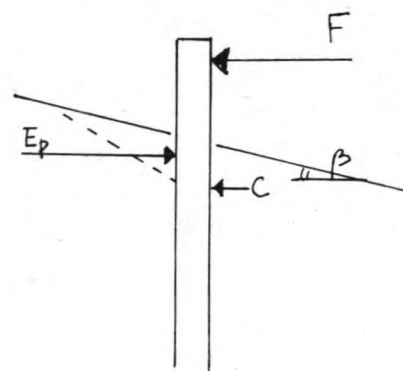
$$K_p = k_{p1} \times k_{p2} \times K_c =$$

$$K_p = 0.885 \times 0.940 \times 2.48 = 2.0.$$

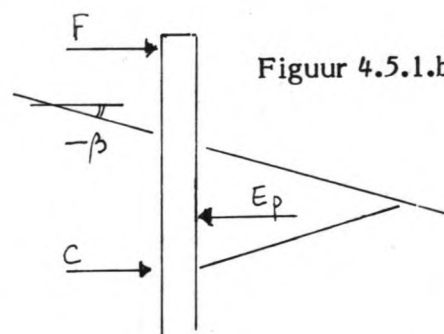
Met deze waarde is een paalrij in het talud doorgerekend. Een schets van de constructie is gegeven in figuur 4.5.2. De palen zijn verbonden aan het dek, dat als oneindig stijf wordt beschouwd. Deze benadering blijkt over het algemeen goed te zijn als, zoals in dit geval, het dek op normaalkracht wordt belast, en de palen op buiging. Eerst is voor de paal die bovenaan het talud staat nagegaan wat de verplaatsing is bij het maximaal moment. Vervolgens is voor de andere palen de meewerkende paallengte berekend waarbij de verplaatsing van de paalkop ongeveer gelijk is. Daaruit zijn dan de kracht en de stijfheid afgeleid.

(Voor de normaalkrachtvervorming van het dek wordt gevonden: $1.7 \cdot 10^{-6}$ m)

Figuur 4.5.1.a Talud



Figuur 4.5.1.b

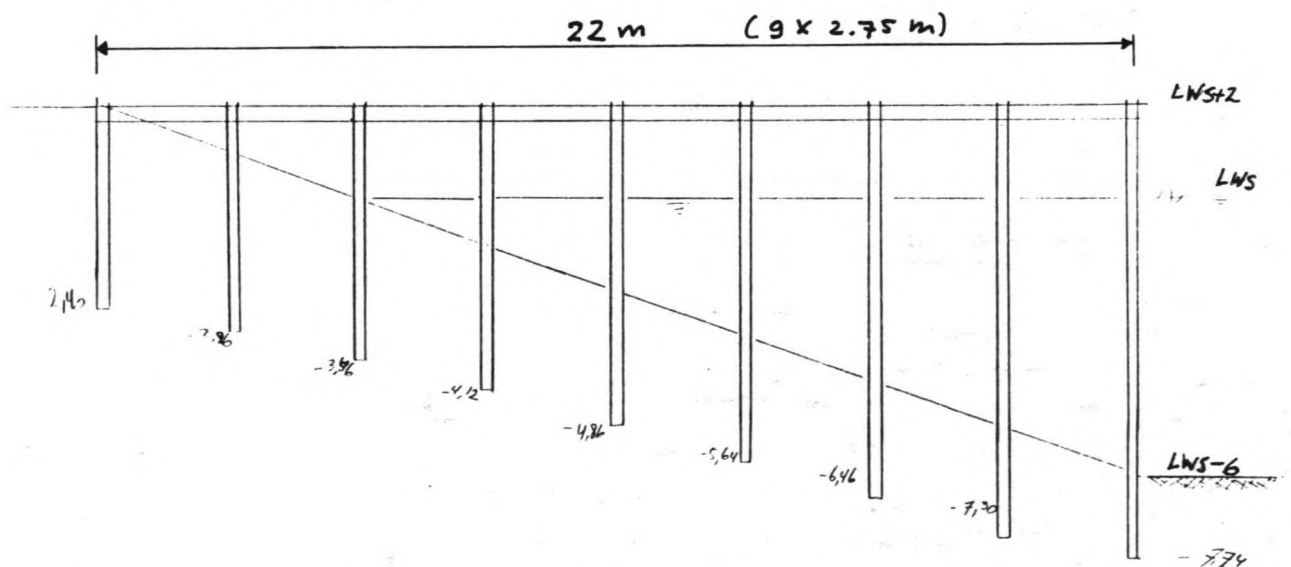


Een overzicht van de berekeningen is gegeven in tabel 4.3. Duidelijk zichtbaar is dat de "bovenste" palen veel stijver zijn dan de andere, en het grootste deel van de totale kracht opnemen. De stijfheden mogen worden opgeteld voor de berekening van de totale stijfheid van de paalrij. Ook hierbij moet bedacht worden dat de stijfheid niet lineair is. De verplaatsing van ca 73 mm is voor het dek al zeer groot.

Tabel 4.3. Azobé palen \square 0.25 m, in talud $\beta = -20^\circ$, verplaatsing van de paalkop: ca 73 mm, $K_p = 2.0$. De onderste paal ($h = 8$ m) staat niet meer in het talud, $K_p = 5.75$. Toegelaten spanning: 48 N/mm^2 , (troskracht)

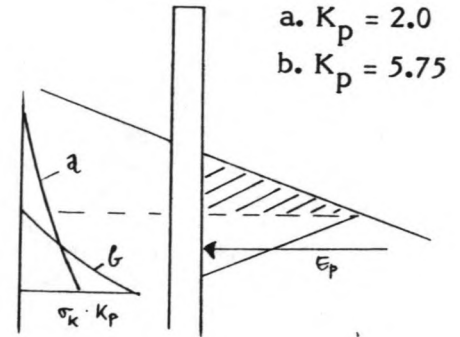
| h (m) | t_0 (m) | t (m) | F (kN) | k (kN/m) | δ (mm) |
|-----------------|--------------|----------|-----------|-------------|------------------|
| 0 | 3.67 | 4.40 | 52.4 | 709 | 73.9 |
| 1 | 3.22 | 3.86 | 27.8 | 384 | 72.- |
| 2 | 2.88 | 3.46 | 15.8 | 217 | 72.9 |
| 3 | 2.60 | 3.12 | 9.4 | 131 | 72.- |
| 4 | 2.38 | 2.86 | 6.0 | 83 | 74.9 |
| 5 | 2.20 | 2.64 | 3.9 | 55 | 71.8 |
| 6 | 2.05 | 2.46 | 2.7 | 38 | 71.3 |
| 7 | 1.92 | 2.30 | 1.9 | 27 | 71.2 |
| 8 | 1.45 | 1.74 | 2.1 | 31 | 68.- |
| totaal paalrij: | | | 122.0 | 1675 | 72.8 |

Figuur 4.5.2. Paalrij in een talud. palen Azobé \square 0.25 m, h.o.h. 2.75 m. aangegeven is de meewerkende paallengte als de paalkop een verplaatsing van ca 73 mm ondergaat.



Een andere benadering voor de situatie met een kracht met het talud mee, is om te rekenen met een horizontaal maaiveld, en de erboven aanwezige grond als niet aanwezig te beschouwen. Dan wordt de vrije hoogte h groter, t_0 kleiner, maar K_p wordt op 5.75 gehouden. De hoogte van de verwaarloosde wig grond is gegeven door de formule:

$$h^+ = t_0 \cdot \frac{\tan \theta \cdot \tan \beta}{1 + \tan \theta \cdot \tan \beta}$$



Figuur 4.5.2.

Benadering door weglaten

Voor een aantal palen is een herberekening gemaakt met deze benadering. De inheidiepte is ongewijzigd. Als de resultaten, vermeld in tabel 4.4., worden vergeleken met die in tabel 4.3., dan blijkt dat met $K_p = 2.0$ de stijfheid groter is. Ook valt op dat de krachten kleiner zijn geworden. Vooral voor de palen met een geringe vrije hoogte is dit effect sterk. De weglatenbenadering geeft echter een ondergrens aan. In werkelijkheid is de stijfheid groter, en kunnen grotere krachten worden toegelaten.

De conclusie luidt, dat naar verwachting het rekenen met $K_p = 2.0$ een beter betrouwbaar resultaat oplevert.

Tabel 4.4. Benadering met weggelaten wig grond.

| h (m) | h' (m) | t_0' (m) | F (kN) | k (kN/m) | δ (mm) |
|------------|-------------|---------------|-------------|---------------|------------------|
| 0 | 1.55 | 2.46 | 30.8 | 398 | 77 |
| 1 | 2.49 | 2.43 | 24.0 | 197 | 120 |
| 4 | 5.39 | 2.21 | 10.9 | 46 | 230 |

$$(h' = h + h^+, t_0' = t_0 \text{ bij } h = h')$$

4.6. Beïnvloeding door nabijgelegen palen

In paragraaf 4.1. zijn de formules voor de berekening van de paal volgens Blum afgeleid. Daarbij werd voor de bepaling van de gronddruk een meewerkende wig grond in rekening gebracht. In het navolgende wordt de invloed op de gemobiliseerde gronddruk bekeken door de aanwezigheid van een andere paal die op gelijke wijze wordt belast, en dus een identieke wig grond voor zich opeist. Indien nu deze wiggen overlappen zal de spanningsverdeling in de grond zich wijzigen. Er wordt van uit gegaan dat de palen gezien vanuit de krachtrichting recht achter elkaar staan, of naast elkaar. In de beschouwde situatie is het maaiveld horizontaal aangenomen.

4.6.1. Invloed van naast-gelegen palen

Voor E_s was afgeleid:

$$E_s = \frac{f_w}{12} t_0^3$$

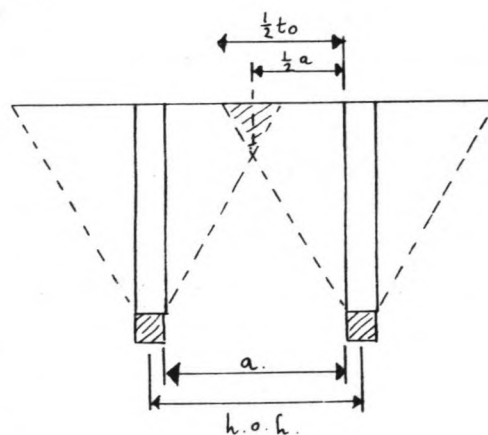
In figuur 4.6.1. is de situatie geschetst dat een paal op een afstand a naast de beschouwde staat. Deze afstand a is gelijk aan de hart-op-hart- afstand minus de breedte van de paal: $a = \text{h.o.h.} - b$.

De breedte van het zijstuk is gesteld op $\frac{1}{2} t_0$ en de palen beïnvloeden elkaar niet indien a groter is dan t_0 . Indien de wiggen wel overlappen, dient het gearceerde stuk van E_s afgetrokken te worden. Dit stuk is gelijkvormig met het stuk dat voor E_s in rekening wordt gebracht. De breedte ervan is:

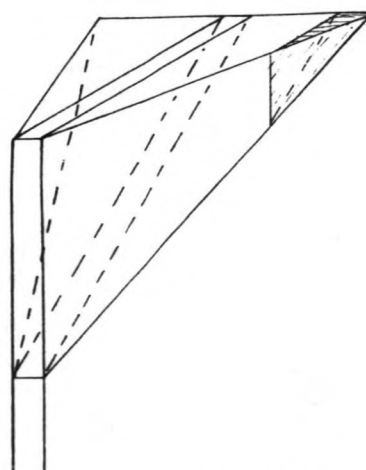
$\frac{1}{2}(t_0 - a)$. De reductie van $E_s(t_0)$ is $E_s(t_0 - a)$. Deze reductie beperkt de gronddrukken in de diepere lagen. Het zwaartepunt van E_s verschuift daardoor naar boven. (4.1) wordt nu:

$$E_s = \frac{f_w}{12} [t_0^3 - (t_0 - a)^3] \quad (4.16)$$

deelstudie constructieve waterbouwkunde



Figuur 4.6.1. Overlap $\frac{1}{2}(t_0 - a)$



Figuur 4.6.2.

Het gevolg voor de berekening van Blum is dat t_0 , en ook de inheidiepte t moeten worden vergroot. Om inzicht te krijgen in de omvang van de verandering wordt als voorbeeld een paal Azobé \square 0.25 m bekeken. Belasting op stoot, tot aan het maximum moment $M_{\max} = 146$ kNm, vrije hoogte $h = 6$ m. In bijlage 5 was de oplossing voor dit geval reeds gegeven:

$$x_m = 1.11 \text{ m}, \quad F = 21.97 \text{ kN}$$

$$t_0 = 2.78 \text{ m}, \quad t = 3.34 \text{ m}.$$

We nemen aan dat op een afstand (h.o.h) 2.5 m een identieke paal staat. E_s wordt nu gereduceerd met:

$$\frac{f_w}{12} \cdot [t_0 - a]^3 = \frac{f_w}{12} \cdot 0.149. \quad E_s = \frac{f_w}{12} t_0^3 = 2.78^3 = 21.48 \cdot \frac{f_w}{12}$$

Ook voor h.o.h. afstanden van 2.0 en 1.5 m is E_s bepaald.

$$E_s = \frac{f_w}{12} [21.48 - 1.09] \quad \text{voor} \quad a = 1.75 \quad (-5\%)$$

$$E_s = \frac{f_w}{12} [21.48 - 3.58] \quad \text{voor} \quad a = 1.25 \quad (-16.7\%)$$

$$E_b = \frac{f_w}{12} [11.59], \quad E_p = E_b + 2E_s = \frac{f_w}{12} [54.55]$$

In de gegeven gevallen wordt x_m niet gewijzigd, zodat ook M_{\max} en F niet veranderen. Wel verandert formule (4.10), waarmee t_0 wordt bepaald. Deze wordt nu opnieuw afgeleid.

$$\sum M = 0: \quad F(h + t_0) + E_b(-\frac{1}{3}t_0) + 2E_s(-\frac{1}{4}t_0) = 0$$

voor E_s wordt nu (4.16) gesubstitueerd;

$$4x_m^2(3b + x_m) = \frac{4bt_0^3 + t_0(t_0^3 - (t_0 - a)^3)}{h + t_0} \quad (4.17)$$

Het linkerlid heeft de waarde 9.17 m^3 , immers x_m is ongewijzigd = 1.11 m. Voor de beschouwde afstanden $a = 1.25$ en 2.0 m wordt nu t_0 bepaald. De resultaten staan in onderstaande tabel 4.5. Daarbij is verondersteld dat aan beide zijden een paal staat.

Tabel 4.5. Beïnvloeding van de vereiste inheidiepte door naastgelegen palen
Azobé \square 0.25 m, $h = 6$ m, $M_{\max} = 146$ kNm.

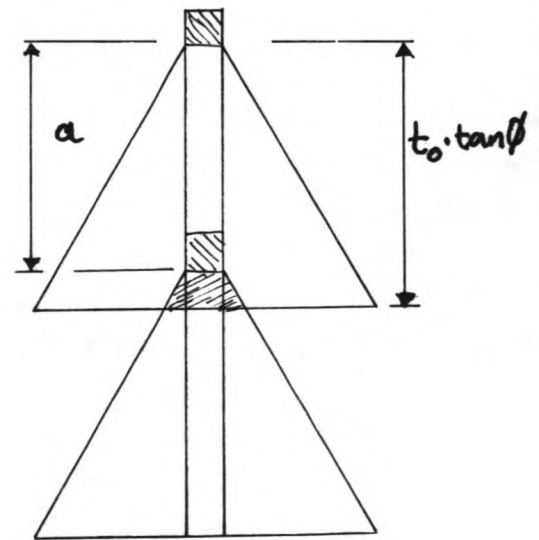
| h.o.h. (m) | a (m) | t_0 (m) | t (m) | toena- me (%) | L_i (m) | k (kN/m) | |
|---------------|----------|--------------|----------|------------------|--------------|-------------|------------|
| 3.03 | 2.78 | 2.78 | 3.34 | 0 | 8.17 | 30.5 | basisgeval |
| 1.50 | 1.25 | 2.90 | 3.48 | 4.2 | 8.26 | 29.5 | |
| 2.00 | 1.75 | 2.81 | 3.38 | 1.2 | | | |

De invloed blijkt klein. Verwaarlozing lijkt gewettigd als de overlap ($t_0 - a$) beperkt blijft tot ca 1 m. Bedacht moet worden dat de conditie dat alle palen even zwaar belast worden tot het maximum moment niet vaak voorkomt. In alle andere gevallen is de situatie namelijk gunstiger, en is verwaarlozing zeker toegestaan. Staan de palen zeer dicht bijeen, zoals in een meerstoel, dan stelt Blum voor om de berekening uit te voeren als voor de enkele paal, maar met een breedte gelijk aan de groepsbreedte.

4.6.2. Invloed van achter-gelegen palen

Ook voor achtergelegen palen moet een deel van de meewerkende grondwig in mindering worden gebracht. Dit is alleen het geval als de conditie van gelijke belasting vervuld is. Is de achterste paal bijvoorbeeld onbelast, dan zal de grond juist gesteund worden. De inheidiepte zou zelfs verkleind kunnen worden.

Het in mindering te brengen stuk is gelijkvormig met de oorspronkelijke wig. De resultante is $E_p(t_e)$, waarbij t_e gevonden wordt uit figuur 4.6.3.



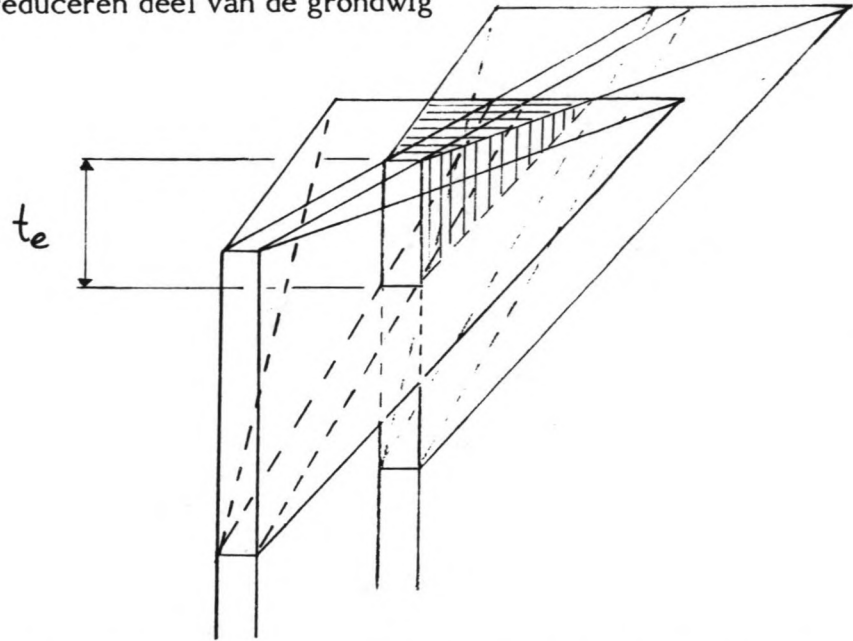
Figuur 4.6.3.

$$t_e \cdot \tan \phi = t_0 \tan \phi - a \quad (4.18)$$

$$t_e = t_0 - \frac{a}{\tan \phi} \quad (4.19)$$

Nu is wel de h.o.h. afstand gebruikt (=a). De wig wordt niet gestoord indien a groter is dan $t_0 \times \tan \phi = 2.78 \times 1.732 = 4.80$ m.

Figuur 4.6.4. Te reduceren deel van de grondwig



Voor dezelfde paal \square 0.25 m wordt nu bekeken wat de invloed is van een paal op 2.5 m achter de beschouwde. Deze staat ruim binnen de wig.

$$t_e = t_0 - \frac{a}{\tan \phi} = 2.78 - \frac{2.5}{1.73} = 1.34 \text{ m.}$$

$$E_p(t_0) = 261 \text{ kN} \quad , \quad E_p(t_e) = 35,9 \text{ kN} \quad (= 13,7\%)$$

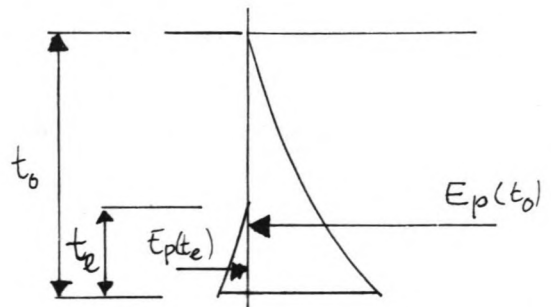
Verwaarlozing lijkt nu niet toegelaten. Wederom wordt vergelijking (4.10) afgeleid.

$$\sum H=0: C = -F + E_p(t_0) - E_p(t_e)$$

$$\sum M=0: F(h+t_0) - E_b(t_0) \cdot \frac{1}{3}t_0$$

$$- 2E_s(t_0) \cdot \frac{1}{4}t_0 + E_b(t_e) \cdot \frac{1}{3}t_e$$

$$+ 2E_s(t_e) \cdot \frac{1}{4}t_e = 0$$



Figuur 4.6.5. Gronddrukverdeling met reductie

$$4x_m^2(3b+x_m) = \frac{1}{h+t_0} (t_0^3(4b+t_0) - t_e^3(4b+t_e)) \quad (4.20)$$

Met behulp van deze relatie is voor een aantal gevallen t_0 herberekend. De resultaten staan in tabel 4.6. vermeld.

Tabel 4.6. Beïnvloeding van de vereiste inheidiepte door achtergelegen paal, Azobé \square 0.25 m, $h = 6$ m, $M_{\max} = 146$ kNm.

| a (m) | t_e (m) | t_0 (m) | t (m) | toena- me (%) |
|----------|--------------|--------------|----------|------------------|
| 4.80 | 0 | 2.78 | 3.34 | basisgeval |
| 2.50 | 1.40 | 2.84 | 3.41 | 2.1 |
| 2.00 | 1.76 | 2.92 | 3.50 | 4.8 |

Ondanks de grote reductie van E_p blijkt nu de invloed op de inheidiepte gering. Verwaarlozing is toegestaan als geldt: $\alpha \geq \frac{1}{2}t_0 \cdot \tan \phi$.

Voor kleinere afstanden neemt de invloed snel toe, en bovendien wordt dan ook x_m beïnvloed.

Opmerkingen:

1. De verschuiving van het zwaartepunt is verdisconteerd in de momentenvergelijking.
2. De reductie van E_p is $E_p(t_e)$. De waarde van t_e is echter voor E_b en E_s verschillend. Voor grote paalafmetingen en kleine a is de gebruikte benadering wat grof en zou vergelijking (4.20) er als (4.21) uit komen te zien. Het verschil is echter niet zo groot.

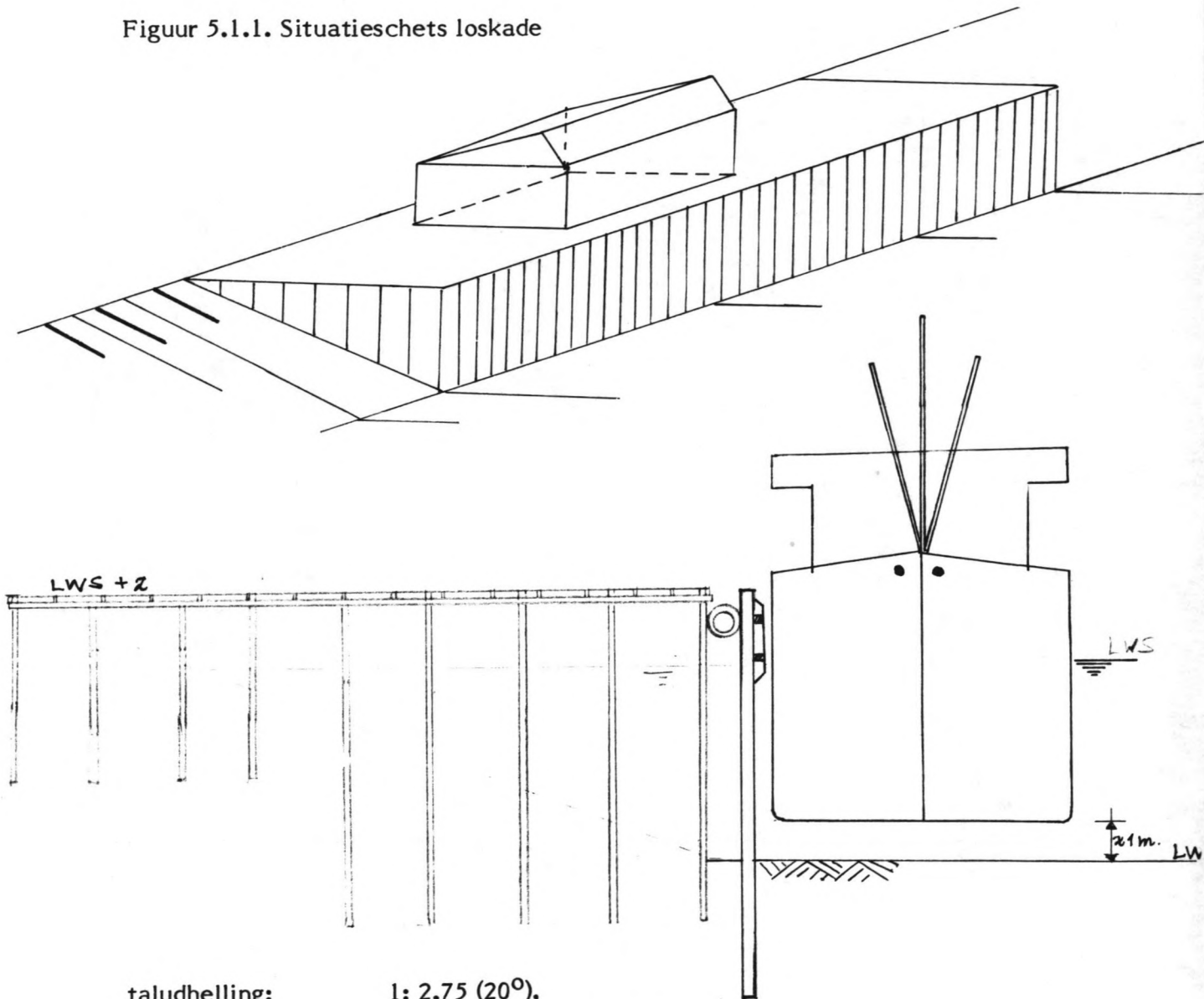
$$4 x_m^2 (3b + x_m) = \frac{1}{h+t_0} [4b(t_0^3 - t_e'^3) + (t_0^4 - t_e^4)] \quad (4.21)$$

met
$$t_e' = t_0 - \frac{a-b}{\tan \phi} = t_e + \frac{b}{\tan \phi} \quad (4.22)$$

5. Uitwerking van de gekozen constructie

5.1. Beschrijving van de voorgestelde constructie

Figuur 5.1.1. Situatieschets loskade



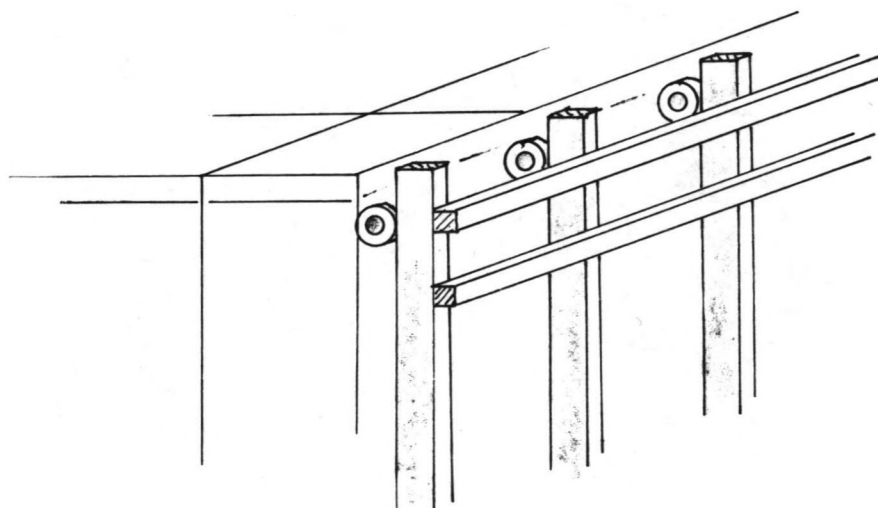
- taludhelling: 1: 2.75 (20°),
hoogte: 8 m, van LWS + 2 m tot LWS - 6 m.
steiger: lengte 22 m, een paalrij bestaat uit 9 palen h.o.h. 2.75m
breedte 120 m, 49 paalrijen h.o.h. 2.5 m.
dekpalen: vierkant 0.25 m
Azobé, h.o.h. 2.75 m x 2.5 m

Figuur 5.1.2. Meersysteem

meerpaal: Azobé, vierkant 0.35 m, h.o.h. 2.5 m

De meerpalen zijn gekoppeld door een dubbele gording.

Tussen de meerpalen en het dek bevindt zich een fender.



5.2. Belastingen, belastingsgevallen, en toelaatbare spanningen

De steiger wordt gebruikt als loskade voor vissersschepen tot 1750 ton waterverplaatsing. Gerekend moet worden op de volgende belastingen:

verticale belasting

- 2 puntlasten van 30kN, h.o.h. 2 m, ten gevolge van 12-tons vrachtwagen.
- verdeelde belasting van 10 kN/m².
- rustende belasting: eigen gewicht, geschat op 1 kN/m².

horizontale belasting

- troskracht.

In de EAU (lit 4) wordt vermeld: 100 kN voor schepen tot 2000 ton.

- stootbelasting bij afmeren.

Saurin geeft een formule voor de op te nemen energie:

$$E = \frac{1}{2} m v^2 \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_k$$

Voor het maatgevende schip (type 4) is aangenomen:

$$m = 1.75 \cdot 10^6 \text{ kg}$$

$$v = 0,5 \text{ m/s}$$

C_e = coëfficiënt voor de excentriciteit van de botsing. De excentriciteit is hier maximaal, C_e minimaal = 0.3

C_m = coëfficiënt voor de toegevoegde watermassa = 1.3

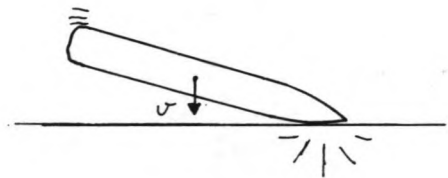
De diepgang bedraagt 5 m, de bruto kielspeling 1 m.

C_s = coëfficiënt vanwege de deformatie van het schip = 1.0

C_k = coëfficiënt vanwege de mogelijke opstuwing van water tussen kade en schip = 1.0

$$\text{Ingevuld: } E = \frac{1}{2} \times 1.75 \cdot 10^6 \times 0.5^2 \times 0.3 \times 1.3 \times 1 \times 1 = 89 \text{ kNm.}$$

- Remkracht vanwege de vrachtwagen op het dek.
Aangenomen remversnelling: -0.4 m/s^2 , $F = 3 \text{ kN}$.



Figuur 5.2.1
Excentrische botsing

Toelaatbare buigspanning in Azobé:

25 N/mm² voor permanente belasting;

48 N/mm² voor kortdurende belastingen als troskracht;

56 N/mm² voor stootbelasting.

5.3. Fenderconstructie, statische berekeningen van sterkte, stijfheid en verplaatsingen

Het schip botst tegen het meersysteem, dat de energie absorbeert. Drie elementen nemen ieder een deel van de energie op. De paal buigt. De fender wordt ingedrukt.

Via de gording wordt ook een deel van de energie opgenomen. Deze wordt verdeeld over meerdere palen en fenders.

In principe zou alleen met fenders gewerkt kunnen worden. In dat geval moet de gehele kracht op de fender via het dek naar de grond worden overgedragen. De kracht die door de fender op het dek wordt uitgeoefend mag geen aanleiding geven tot grote verplaatsing en/of versnelling van het dek. Het is dan gunstiger om met aparte palen de scheepsstoot op te vangen, zonder dat het dek belast wordt.

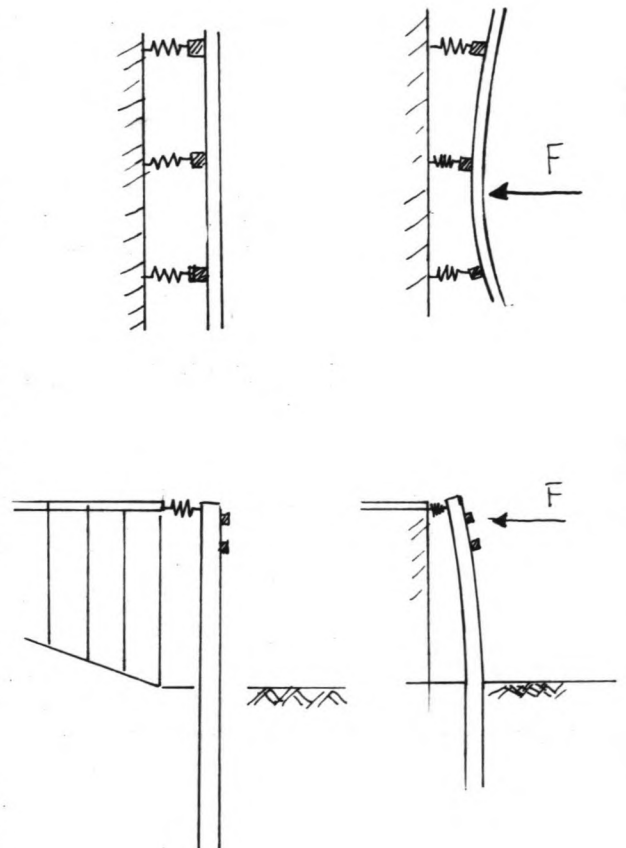
Een derde variant is om de beide systemen te combineren. Onderzocht zal worden welk systeem het gunstigste gedrag vertoont.

5.3.1. Schematisatie

Aangenomen is dat het dek zeer veel stijver is dan het meersysteem, en als star is te beschouwen.

De drie onderdelen van het systeem staan "in serie" voor wat betreft de stijfheid. Dat houdt in dat de totale stijfheid gelijk is aan de som van de

deelstudie constructieve waterbouwkunde



Figuur 5.3.1. Vervorming van paal, gording en fender

stijfheden. Gording, paal en fender hebben een gelijke vervorming δ .

Verondersteld wordt dat de veercharacteristieken lineair verlopen. In werkelijkheid is dit zeker niet het geval. Voor de palen is dit al in hoofdstuk 4 naar voren gekomen.

De fender kent een slap traject en een verstijving als de vervorming de grens voor normaal gebruik nadert. De fender, bijvoorbeeld een holle cylinder wordt veel stijver als het gat is dicht gedrukt.

De gording is wat betreft buiging wel lineair. De ondersteuning (paal + fender) is dat niet, zodat ook de gording niet lineair reageert. Hiermee wordt verder geen rekening gehouden, tenzij dit expliciet wordt vermeld.

In eerste instantie wordt de bijdrage van de gording verwaarloosd.

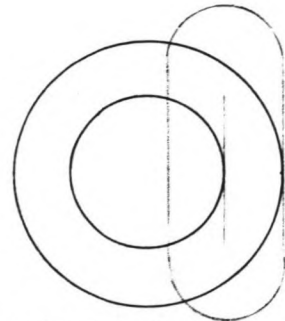
5.3.2. Zonder bijdrage van de gording

Dan geldt: $E_{\text{schip}} = 89 \text{ kNm}$.

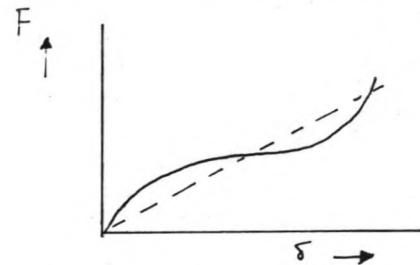
Voor de Azobé paal \square 0.40 m was uitgerekend, dat een maximale uitwijking van 0.57 m mocht optreden. Bij een grotere uitwijking zou het maximum moment overschreden worden. De opgenomen energie door buiging bedraagt dan 23.7 kNm.

In plaats van de niet-lineaire curve (gestippeld in figuur 5.3.5.) wordt verder gerekend met een lineaire stijfheid k .

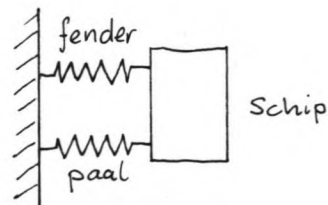
De bijgehorende kracht was $F = 82,8 \text{ kN}$, zodat $k = \frac{82,8}{0,57} = 145 \text{ kN/m}$



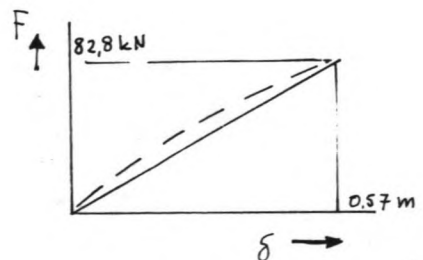
Figuur 5.3.2. Indrukking fender



Figuur 5.3.3. Veercharacteristiek van de fender



Figuur 5.3.4. Schema met alleen paal en fender



Figuur 5.3.5. Veercharacteristiek van de paal

De opgenomen energie is gelijk aan de oppervlakte onder de kracht-verplaatsingscurve. In werkelijkheid wordt meer energie geabsorbeerd dan nu door de lineaire benadering wordt berekend: $E = \frac{1}{2} \times F \times \delta = 23.7 \text{ kNm}$.

Eén paal is dus niet in staat het schip te keren. Het resterende deel van de energie zal door de fender opgenomen moeten worden. Daarbij is de maximale vervorming ook al gegeven, immers de vervormingen waren gelijk (0.57 m).

Een overzicht van de berekening staat in tabel 5.1. Daarin is voor de fender de juist voldoende stijfheid vermeld. De fender moet stijver zijn dan de aangegeven waarde.

Tabel 5.1. Meersysteem met alleen paal en fender

| | maat | k (kN/m) | δ (m) | F (kN) | E_{vy} (kNm) |
|--------|--------|-------------|-----------------|-----------|-------------------|
| totaal | | 547.9 | 0.57 | 312.3 | 89.0 |
| paal | 0.40 m | 145.3 | 0.57 | 82.8 | 23.7 |
| fender | | 402.6 | 0.57 | 229.5 | 65.3 |

5.3.3. Bijdrage van de gording, beschouwd als elastisch ondersteunde ligger

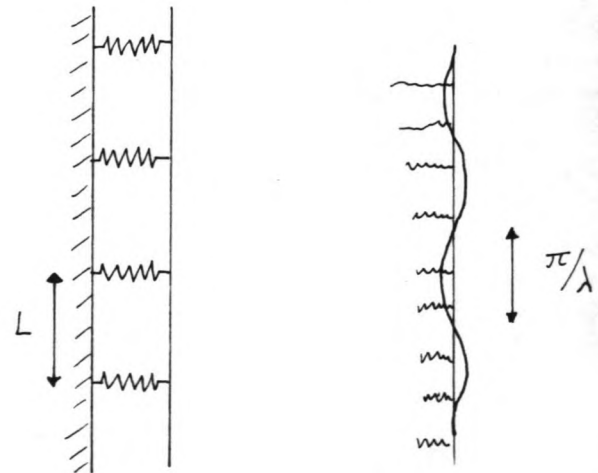
Al geconstateerd was, dat de veerstijfheid van de componenten opgeteld mag worden. Dat geldt ook voor de bijdrage van de gording.

Deze is niet op vaste steunpunten opgelegd, maar wordt gesteund door veren: het samenstel van paal en fender. De afstand tussen de veren is L. Eerst wordt een punt in het midden van de steiger bekeken.

Door Hétényi is aangetoond, dat een benadering van de discrete veren door een egaal verdeelde bedding toegestaan is als de karakteristieke golflengte π/λ van dat beddingsysteem vier intervallen L omvat:

$$\pi/\lambda \geq 4 L$$

deelstudie constructieve waterbouwkunde



Figuur 5.3.7. Gording , opgelegd op verende steunpunten, beschouwd als ligger op een elastische bedding

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_b}{4EI}} \quad \text{met } k_b = \frac{k_{\text{paal}} + k_{\text{fender}}}{L} \quad (5.1)$$

Indien een combinatie van paal en fender wordt gekozen, kan met behulp van deze relatie de gording worden gedimensioneerd. De vraag is nu of wellicht zonder fender gemeerd kan worden? In principe vindt bij een (oneindig) stijve gording spreiding plaats over alle palen.

Zonder fender geldt: $k = k_p = 145 \text{ kN/m}$.

$$\lambda < \frac{\pi}{4L} \Rightarrow I > \left(\frac{4L}{\pi}\right)^4 \cdot \frac{k_p}{4EI \cdot L} = 8.77 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \quad (5.2)$$

$$k_b = \frac{k_p}{L} = \frac{145}{2.5} = 58.1 \text{ kN/m}^2$$

De gording voldoet aan de voorwaarde (5.2), als $h \times b = 0.18 \times 0.18 \text{ m}$.

$$\delta = \frac{\lambda \cdot F}{2 k_b} \quad (5.3)$$

De verplaatsing wordt gegeven met de vergelijking (5.3). De stijfheid wordt hierin vertegenwoordigd door de term $\frac{2k_b}{\lambda}$.

Gegeven was: $E = 89 \text{ kNm}$

$$E = \frac{1}{2} \cdot F \cdot \delta$$

$$\frac{1}{k} = \frac{\lambda}{2k_b} = \frac{0.314}{2 \cdot 58.1} = 2.7 \cdot 10^{-3} \text{ m/kN}$$

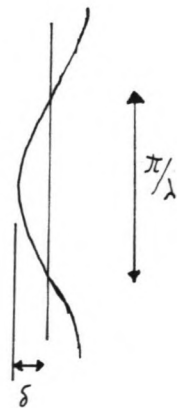
Uit de formule voor de energie volgt nu F:

$$F = \sqrt{2 \cdot E \cdot k} = \sqrt{6.58 \cdot 10^4} = 256 \text{ kN}$$

Nu kan ook de verplaatsing worden bepaald:

$$\delta = 256 \cdot 2.7 \cdot 10^{-3} = 0.69 \text{ m}$$

Deze waarde is te groot voor de paal.



Figuur 5.3.8. Uitbuigingslijn van de gording op elastische bedding

De stijfheidsterm $2k_b/\lambda$ moet groter worden gemaakt. Dit kan bereikt worden door de beddingstijfheid te vergroten of λ te verkleinen, door bijvoorbeeld een stijvere paal, of (toch) een fender te gebruiken. Dan moet echter ook de gording weer worden aangepast.

We stappen nu over op een zwaardere paal, vierkant 0.45 m, en maken de berekening opnieuw, met een gelijke waarde van λ .

$$k_p = 210 \text{ kN/m}, \quad \bar{\delta} = 0.55 \text{ m}, \quad \bar{F} = 115.5 \text{ kN}, \quad k_b = 84.3 \text{ kN/m}^2$$

$$k = \frac{2k_b}{\lambda} = 536.3 \text{ kN/m} \Rightarrow \delta = 0.576 \text{ m}.$$

Dit voldoet (net) niet, een zwaardere gording zou uitkomst kunnen bieden. Daartoe wordt nu teruggerekend vanaf de toelaatbare verplaatsing:

$$\delta = 0.55 \text{ m}, \quad k = \frac{E \cdot 2}{\delta^2} = \frac{89 \cdot 2}{0.55^2} = 588 \text{ kN/m}$$

$$\lambda = \frac{2k_b}{k} = \frac{2 \cdot 84.3}{588} = 0.286 \text{ m}^{-1}$$

$$I \geq 1.85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad \text{gording } \square 0.22 \text{ m}.$$

We moeten nu nog controleren of de gording qua sterkte nog wel voldoet. Het buigend moment wordt in dit geval gegeven door:

$$M = \frac{F}{4\lambda} = \frac{323.5}{4 \cdot 0.286} = 283 \text{ kNm} \quad (5.4)$$

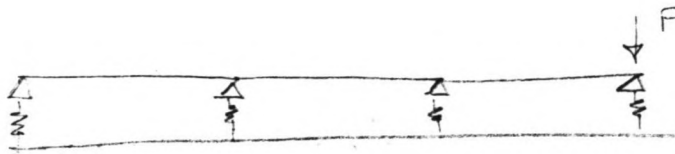
In de gording is toelaatbaar: $\sigma \cdot W = 56 \cdot 10^6 \cdot 1.73 \cdot 10^{-3} = 96.7 \text{ kNm}$. De gording moet veel zwaarder worden gedimensioneerd. Neem aan een dubbele gording:

$$W = \frac{M}{\sigma} = 5.05 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 = 2 \cdot \frac{1}{6} b^3 \Rightarrow b = 0.247 \text{ m}$$

Deze oplossing voldoet nu. Hier is gekeken naar een scheepsstoot in het midden van de steiger. Aan de randen zal de gording aanzienlijk minder kunnen dragen. Die situatie wordt in de volgende paragraaf bekeken, waarbij de ondersteuning niet meer als continue bedding wordt beschouwd, maar met discrete veren.

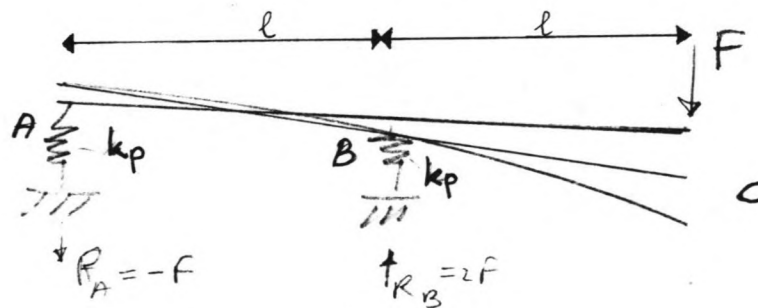
5.3.4. Bijdrage van de gording beschouwd als ligger op drie en vier verende steunpunten.

De situatie is geschetst in figuur 5.3.9. De gording is opgelegd op meerdere verende steunpunten. De stootkracht werkt op het randpunt.



Figuur 5.3.9. Ligger op verende steunpunten

In eerste instantie is gekeken naar drie steunpunten. De ondersteuning van het randpunt wordt weggedacht, en later bijgeteld. Omdat aangenomen was dat de veren lineair zijn, geldt het beginsel van superpositie.



Figuur 5.3.10. Bijdragen in de verplaatsing van randpunt C.

Het randpunt C ondergaat een verplaatsing, waarin vier bijdragen zijn te onderkennen:

1. Verplaatsing van B, door inverting: $\frac{R_B}{k_p} = \frac{2F}{k_p}$
2. Verdraaiing in B, door de verende ondersteuning: $\varphi_{AB} \cdot l = y_B - y_A = \frac{3F}{k_p}$
3. Verdraaiing in B, door de buiging van deel AB: $\varphi_B \cdot l = \frac{Fl^2}{3EI} \cdot l$
4. Buiging van deel BC: $\frac{Fl^3}{3EI}$

De stijfheid van de verend opgelegde gording kan nu bepaald worden uit de totale verplaatsing:

$$\delta_c = \frac{2Fl^3}{3EI} + \frac{5F}{k_p} \quad (5.5) \quad k_g = \left(\frac{2l^3}{3EI} + \frac{5}{k_p} \right)^{-1} \quad (5.6)$$

Beschouwing van deze formule leert, dat in het geval van een oneindig stijve gording, de totale stijfheid niet meer is dan $1/5$ van de ondersteuningsstijfheid k_p van de punten A en B. Vullen we nu de formule in, dan blijkt:

(palen $\square 0.40$ m, $k_p = 145$ kN/m, gording $2 \square 0.25$ m, $EI = 1.1 \cdot 10^4$ kNm².)

$$k_g = \left(\frac{2 \cdot 2.5^3}{3 \cdot 1.1 \cdot 10^4} + \frac{5}{145} \right)^{-1} = \left(0.94 \cdot 10^{-3} + 34.4 \cdot 10^{-3} \right)^{-1} = 28,3 \text{ kN/m}$$

Voor de berekening van de opneembare kracht in C moet de ondersteuningsstijfheid k_C worden gesuperponeerd.

De gevonden waarde is ruim 19% van k_p . De gording is relatief al erg stijf. Dit is uit de verhouding tussen de getallen in de noemer al te zien. Als nu "winst" geboekt moet worden, dan zal dit alleen door een stijvere ondersteuning kunnen gebeuren. Het meest direct is dan de oplossing, waarbij de ondersteuning van het randpunt C stijver wordt gemaakt, door een fender of een extra paal.

De gording zal ook stijver worden als een vierde steunpunt in rekening wordt gebracht. Deze exercitie levert een soortgelijke formule op:



Figuur 5.3.11. Ligger op vier steunpunten

$$k_g = \left(\frac{15 l^3}{24 EI} + \frac{4.5}{k_p} \right)^{-1} = \left(0.88 \cdot 10^{-3} + 31 \cdot 10^{-3} \right)^{-1} \quad (5.7)$$

$$= 31,4 \text{ kN/m (+11\%)}$$

De toename is maar beperkt van omvang. Van het meenemen van nog meer steunpunten hoeft geen substantiële verbetering te worden verwacht.

Nemen we overal zwaardere palen: $\square 0.45$ m, gording blijft gelijk $\square 0.25$ m. (2x)

$$k_{\text{paal}} = 210 \text{ kN/m, } k_g = 44.9 \text{ kN/m (met (5.7))}$$

Ook nu is de totale stijfheid nog onvoldoende. Nodig was $k_g + k_p = 588$ kN/m.

Conclusie:

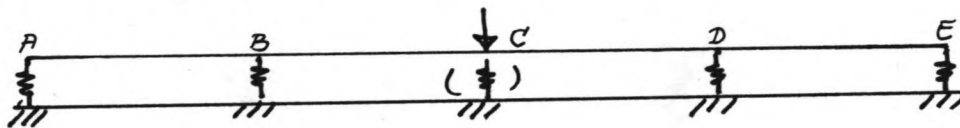
Aan extra palen of een fender is in het randpunt niet te ontkomen. In de onderstaande tabel is weer de ondergrens van de fenderstijfheid berekend.

Tabel 5.2. Meersysteem met paal, gording en fender, op basis van belasting in het randpunt.

| | maat | k (kN/m) | F (kN) | E_{vY} (kNm) |
|---------|---------|-------------|-----------|-------------------|
| paal | 0.40 | 145 | 82.8 | 23.6 |
| fender | | 310 | 176.6 | 50.3 |
| gording | 2x 0.25 | 93 | 52.9 | 15.1 |
| totaal | | 548 | 312.4 | 89.- |

met $\delta = 0.57$ m

Figuur 5.3.12. Belasting in een middenpunt



Wordt nu een middenpunt bekeken, dan ziet de formule voor de stijfheid van de gording er anders uit, maar bevat herkenbare termen: (ook: bijlage 6)

$$k_g = 2 \cdot \left(\frac{\ell^3(4+5\frac{\alpha}{2})}{6EI} + \frac{5+3\frac{\alpha}{2}}{k} \right)^{-1}, \alpha = - \left(\frac{3}{k\ell} + \frac{5\ell^2}{6EI} \right) \left(\frac{2}{k\ell^2} + \frac{4\ell}{3EI} \right)^{-1} \quad (5.8)$$

De 2 komt in de teller vanwege de beide zijden, die meewerken. Het verhoudingsgetal α is een functie van de liggerstijfheid en de ondersteuningsstijfheid. Als de ligger oneinig stijf is, krijgt α de waarde $3/2$ l, bij een starre ondersteuning krijgt α de waarde $5/8$ l. ($\alpha = \frac{m}{F}$ [m], $M =$ moment in c) Invulling van de eerder voor het randpunt berekende constructie (zie tabel 5.2) geeft:

$$\alpha = -1.227 \text{ l}, \quad k_g = 894 \text{ kN/m}, \quad k_t = 1375 \text{ kN/m}, \quad \delta = 0.36 \text{ m}, \quad F = 495 \text{ kN}$$

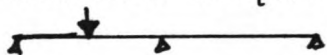
De gording is nu zo stijf dat de verplaatsing beperkt blijft tot 0.36 m. De paal en de fender worden niet tot hun capaciteit benut. De fender kan waarschijnlijk wel weggelaten worden. De resultaten zijn in tabel 5.3 vermeld.

Tabel 5.3. Meersysteem met paal en gording, belasting in middenpunt

| | maat | k (kN/m) | F (kN) | E_{vy} (kNm) | |
|---------|----------|-------------|-----------|-------------------|----------------------------|
| paal | 0.40 | 145 | 82.5 | 23.4 | |
| gording | 2 x 0.25 | 407 | 231 | 65.6 | |
| totaal | | 552 | 313 | 89.- | $\delta = 0.57 \text{ m.}$ |

Deze opstelling is lichter dan de constructie die bij de benadering met de continue bedding bleek te voldoen. Het buigend moment in de gording kan benaderd worden met $M = \frac{1}{5} F_g \times 2l$, zoals bij een doorgaande ligger met een overspanning van $2l$. Het blijkt dan dat de gording dit moment niet kan dragen: $M = 231 \text{ kNm}$, toelaatbaar is $M = 148.8 \text{ kNm}$. De vraag is nu in hoeverre de twee gordingen samenwerken. In dit geval, waarbij de gording ter plaatse van de paalbevestiging het grootste moment kent, zal vermoedelijk voldoende spreiding over beide gordingen plaatsvinden.

Anders wordt het geval, als één van de gordingen alleen de scheepsstoot moet opvangen, en doorgeven aan de palen. Het dan optredende moment, benaderd door $\frac{1}{5} F_t l$, bedraagt: 156.5 kNm , op te nemen door één gording.



Een remedie kan zijn het verstevigen van de gording met een zelfde balk vierkant 0.25 m , achter de gording geplaatst. De stijfheid neemt dan weer toe, zodat ook weer extra krachten de gording belasten. Ter compensatie worden kleinere palen genomen, $\square 0.35 \text{ m}$, zodat de ondersteuning van de gording slapper wordt. De resultaten van die constructie staan in Tabel 5.4.

Tabel 5.4. Meersysteem met paal en gording, belasting in middenpunt.

| | maat | k (kN/m) | F (kN) | E_{vy} (kNm) | |
|---------|-------------------|-------------|-----------|-------------------|--------------------------------|
| paal | 0.35 | 94 | 60.8 | 19.8 | |
| gording | 0.25 [§] | 326 | 211.9 | 68.9 | |
| totaal | | 420 | 273 | 89.- | met $\delta = 0.65 \text{ m.}$ |

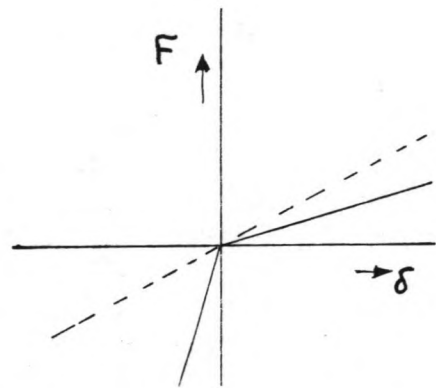
§: 2 dubbele gordingen \square

Deze verplaatsing is te groot voor de paal, en een voorziening moet getroffen worden om deze te beperken. Daartoe wordt een korte stijve fender aangebracht, die pas wordt belast, als de verplaatsing de 0.4 m overschrijdt. De uitwerking van dit concept vindt in paragraaf 5.5. plaats.

5.4. Dynamische berekening van de versnellingen

Indien een fender wordt gebruikt wordt het dek belast. In de tabellen bleek al dat de kracht in de fender meer dan de helft van het totaal wordt, en dus een aanzienlijke belasting vormt. Het dek van de steiger wordt verondersteld oneindig stijf te zijn, zodat alle palen van het dek meewerken. In hoofdstuk 4 is al een aanzet gemaakt tot het berekenen van de veerstijfheid van een paalrij. Toen bleek dat voornamelijk de achterste palen kracht opnemen.

Ook is daar de invloed van het talud aan de orde geweest. De richting van de kracht bepaalt dus de stijfheid van de paalrij. Nu is het rekenen met verschillende takken in een veer karakteristiek veel ingewikkelder dan met een enkelvoudig lineair verband. Om nu een indruk te kunnen krijgen van de grootte van de optredende versnellingen, wordt aangenomen dat de stijfheid van de paalrij 2000 kN/m bedraagt, ongeacht de verplaatsingsrichting. Zie figuur 5.4.1.



Figuur 5.4.1. Veer karakteristiek van de paalrij

5.4.1. Opstellen van het massa-veer model

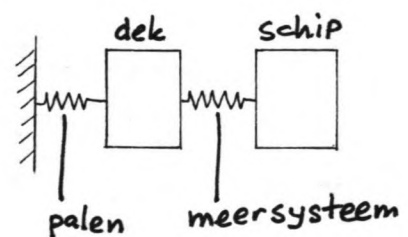
Zolang het schip contact maakt met het meersysteem, kan de botsing beschreven worden met een twee-massa-veer-systeem, zoals geschematiseerd in figuur 5.4.2.

Voor een één-massa-veer systeem luidt de bewegingsvergelijking $F_v = m \cdot a$ (5.9), of anders geschreven:

$$m \cdot \ddot{x} + k x = 0 \quad (5.10)$$

In dit geval luidt de vergelijking soortgelijk in matrixnotatie.

$$M \cdot \ddot{\underline{x}} + K \cdot \underline{x} = 0 \quad \text{zie (5.12)}$$



Figuur 5.4.2. Twee- massa- veer systeem

wordt

Voor de stijfheid van de fender^vde totale stijfheid van het meersysteem ingevoerd, als ware de paal-en-gording constructie afwezig. De uitkomsten van de berekening geven te grote waarden, omdat in werkelijkheid de kracht in de fender kleiner is.

De massa van het schip moet afgeleid worden uit de formule van Saurin voor de energie. Rekening houdend met meebewegend water en excentriciteit van de botsing is de schijnbare massa van het schip:

$$M_{\text{schip}} = m \times C_e \times C_m = 1.75 \times 10^6 \text{ kg} \times 0.3 \times 1.3 = 6.82 \times 10^5 \text{ kg}.$$

Van het dek wordt de massa geschat uit de eigen massa van de constructie en de massa van de vishal.

| | | |
|--------|-----------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| Dek: | $100 \text{ kg/m}^2 \times 120 \text{ m} \times 22 \text{ m} =$ | $2.64 \times 10^5 \text{ kg}$ |
| Hal: | $300 \text{ kg/m}^2 \times 25 \text{ m} \times 15 \text{ m} =$ | $1.13 \times 10^5 \text{ kg}$ |
| Totaal | | $3.76 \times 10^5 \text{ kg}$ |

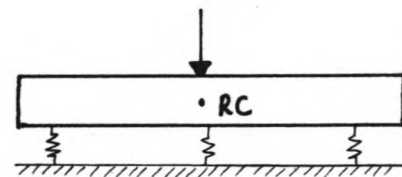
Het schip is dus zwaarder dan de steiger!

5.4.2. De stijfheid van de samengestelde paalconstructie, verwachte verplaatsingen en verdeling van de belastingen

In het geval het schip de steiger raakt in het midden van de constructie, zal alleen translatie optreden, en geen rotatie. (Met het midden wordt bedoeld: het rotatiepunt. Hier vallen deze punten samen, door de aanname van gelijke stijfheden in beide richtingen)

Het dek is oneindig stijf, zodat alle palen evenveel verplaatsen. De totale stijfheid is nu de som van de stijfheden van de 49 paalrijen:

$$k_{\text{dek}} = 49 k_{\text{paalrij}} = 49 \times 2000 \text{ kN/m} = 9.8 \times 10^7 \text{ N/m}$$



Figuur 5.4.3. Belasting bij translatie

Botst het schip tegen een randpunt, dan zal het dek ook gaan draaien. Deze rotatie wordt tegengewerkt door de reactiekrachten in de palen. De verplaatsing van de paalrij is nu afhankelijk van de afstand d tot het rotatiecentrum:

$$F_p = \delta \cdot k_p = \varphi \cdot d \cdot k_p$$

Het tegenwerkend moment is nu:

$$M = \sum_i F_i \cdot d_i = \sum_i \varphi \cdot d_i^2 \cdot k_p = \varphi \cdot k_p \cdot \sum_i d_i^2$$

De rotatiestijfheid is het quotiënt van moment en verdraaiing:

(49 paalrijen h.o.h. 2,50 m.)

$$C = \frac{M}{\varphi} = k_p \cdot \sum d_i^2 = 2000 \text{ kN/m} \cdot 2 \cdot 4900 \cdot 6,25 = 1,2 \cdot 10^{11} \text{ Nm/rad}$$

De bewegingsvergelijking voor rotatie is:

$$J \cdot \ddot{\varphi} + C \cdot \varphi = F \cdot d = -k_f \cdot d \cdot \varphi \cdot d \quad (5.11)$$

Hierin is nog onbekend de rotatietraagheid J . Hiervoor wordt het polaire traagheidsmoment bepaald uit de massa en de afmetingen:

$$J = \frac{1}{12} (l^2 + b^2) \cdot m = \frac{1}{12} (120^2 + 22^2) \cdot 3,76 \cdot 10^5 = 4,6 \cdot 10^8 \text{ kgm}^2$$

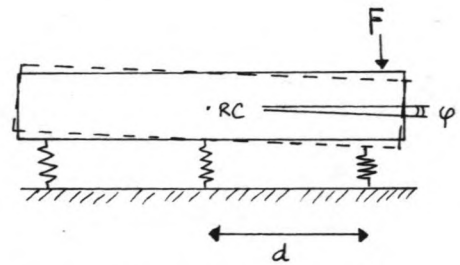
Gevraagde grootte is de maximaal optredende versnelling, en deze zal in het randpunt optreden. De bewegingsvergelijking voor het randpunt kan uit die voor de rotatie worden afgeleid. Door met de schijnbare massa en veerstijfheid te rekenen, kan dezelfde oplossing voor het twee massa veer systeem worden gebruikt.

$$x = \varphi \cdot d \quad \text{Hier : } d = 50 \text{ m.} \quad \text{Deel (5.11) door } d:$$

$$J \cdot \frac{\ddot{x}}{d^2} + C \cdot \frac{x}{d^2} + k_f \cdot x = 0$$

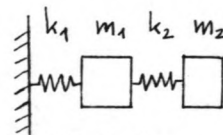
$$m' \ddot{x} + k' \cdot x + k_f \cdot x = 0$$

$$m' = J/d^2 = 4,6 \cdot 10^8 / 50^2 = 1,84 \cdot 10^5 \text{ kg}, \quad k' = \frac{C}{d^2} = 4,9 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$$



Figuur 5.4.4. Belasting bij rotatie

5.4.3. Berekening van de versnelling door translatie



De bewegingsvergelijking voor het systeem is:

Figuur 5.4.5. Rekenmodel

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \ddot{\underline{x}} + \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 \\ -k_2 & +k_2 \end{bmatrix} \cdot \underline{x} = 0 \quad (5.12)$$

De eigenfrequenties van een twee-massa-veer systeem worden algemeen gegeven door:

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{k_{11}}{m_1} + \frac{k_{22}}{m_2} \right) \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{k_{11}}{m_1} + \frac{k_{22}}{m_2} \right)^2 - 4 \frac{k_{11} k_{22} - k_{12}^2}{m_1 m_2}} \quad (5.13)$$

Ingevuld met de elementen van de stijfheidsmatrix:

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{k_1+k_2}{m_1} + \frac{k_2}{m_2} \right) \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{k_1+k_2}{m_1} + \frac{k_2}{m_2} \right)^2 - 4 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{m_1 m_2}} \quad (5.14)$$

De bijbehorende eigenvector wordt uit de frequentie berekend door:

$$\frac{\hat{x}_2}{\hat{x}_1} = \frac{-m_1 \omega^2 + k_1 + k_2}{k_2} = \begin{matrix} a & \text{voor } \omega_1 \\ b & \text{voor } \omega_2 \end{matrix} \quad (5.15)$$

Hier geldt:

$$m_1 = 3.76 \cdot 10^5 \text{ kg} \quad k_1 = 9.8 \cdot 10^7 \text{ N/m}$$

$$m_2 = 6.82 \cdot 10^5 \text{ kg} \quad k_2 = 5.5 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

De oplossing wordt nu met de gegeven formules bepaald:

$$\omega_1^2 = 0.802 \text{ s}^{-2} \quad \omega_1 = 0.895 \text{ s}^{-1}$$

$$\omega_2^2 = 262,1 \text{ s}^{-2} \quad \omega_2 = 16,2 \text{ s}^{-1}$$

$$a = 178,6$$

$$b = -3,09 \cdot 10^{-3}$$

De oplossing die aan de bewegingsvergelijking (5.12) voldoet luidt:

$$\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ a \end{bmatrix} \cdot C \cdot \sin(\omega_1 t - \phi_1) + \begin{bmatrix} 1 \\ b \end{bmatrix} \cdot D \cdot \sin(\omega_2 t + \phi_2) \quad (5.16)$$

Voor de snelheden wordt eenmaal naar de tijd gedifferentieerd:

$$\begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ a \end{bmatrix} \cdot C \cdot \omega_1 \cdot \cos(\omega_1 t - \phi_1) + \begin{bmatrix} 1 \\ b \end{bmatrix} \cdot D \cdot \omega_2 \cdot \cos(\omega_2 t + \phi_2) \quad (5.17)$$

Voor de versnellingen is de tweede tijdsafgeleide nodig:

$$\begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ a \end{bmatrix} \cdot C \cdot \omega_1^2 \cdot -\sin(\omega_1 t - \phi_1) + \begin{bmatrix} 1 \\ b \end{bmatrix} \cdot D \cdot \omega_2^2 \cdot -\sin(\omega_2 t + \phi_2) \quad (5.18)$$

De constanten C en D in de vergelijkingen kunnen voor dit geval opgelost worden doordat aan de beginvoorwaarden moet worden voldaan:

$$x_1(0) = 0; \quad \dot{x}_1(0) = 0;$$

$$x_2(0) = 0; \quad \dot{x}_2(0) = 0.5;$$

Dan moet gelden:

$$\phi_1 = 0; \quad \phi_2 = 0; \quad D = -\frac{\omega_1}{\omega_2} \cdot C;$$

$$C = \frac{\dot{x}_2(0)}{(a-b) \cdot \omega_1} = 3,13 \cdot 10^{-3} [m] \quad D = -1,73 \cdot 10^{-4} [m]$$

Hiermee is het probleem opgelost. Kennelijk gaat het systeem trillen in een combinatie van twee eigentrillingen. De eerste (laagste) frequentie vertegenwoordigt de scheepsstoot, het schip en het dek bewegen dan in fase. Uit deze frequentie volgt ook de tijd dat het schip contact houdt. Na een halve periode immers is het schip teruggeveerd, en beweegt weer van het meersysteem af. Alleen binnen deze halve trillingstijd, hier $3\frac{1}{2}$ seconde, kan tussen schip en fender kracht worden overgedragen. De gevonden beschrijving van de bewegingen is alleen geldig binnen deze $3\frac{1}{2}$ seconde.

De verplaatsing van het schip blijkt goed overeen te stemmen met de uitkomst van de statische berekening: 0.57 m. Het dek verplaatst maximaal 3 mm.

De hoogfrequente trilling wordt veroorzaakt door de eigentrilling van het dek. Dek en schip bewegen in tegenfase. In de verplaatsing is deze term nauwelijks van invloed. In de versnellingsvergelijking blijkt ze echter de grootste:

$$\ddot{x}_1 = -2.5 \cdot 10^{-3} \cdot \sin(0,895t) + 4.5 \cdot 10^{-2} \sin(16,2t)$$

De maximaal optredende versnelling bedraagt ca 0.047 m/s^2 , ofwel 0.005 g . Deze waarde ligt ver beneden de toelaatbaar geachte waarde van 0.02 g .

5.4.4. Berekening van de versnelling door rotatie

Voor de rotatie verloopt de berekening op gelijke wijze. In paragraaf 5.4.2. was een massa traagheid en veerstijfheid bepaald, waarmee de versnelling in het randpunt bepaald kon worden. Deze worden nu ingevuld in de formules.

$$m_1 = m' = 1,84 \cdot 10^5 \text{ kg} \quad k_1 = k' = 4,9 \cdot 10^7 \text{ N/m}$$

$$m_2 = 6,82 \cdot 10^5 \text{ kg} \quad k_2 = 5,5 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

Voor de eigenfrequenties en amplitudeverhoudingen wordt gevonden:

$$\omega_1^2 = 0,797 \text{ s}^{-2} \quad , \quad \omega_1 = 0,893 \text{ s}^{-1}$$

$$\omega_2^2 = 269,3 \text{ s}^{-2} \quad , \quad \omega_2 = 16,4 \text{ s}^{-1}$$

$$a = 89,82 \quad , \quad b = -3,00 \cdot 10^{-3}$$

Met de zelfde randvoorwaarden kunnen nu ook de constanten C en D worden uitgerekend:

$$C = \frac{\ddot{x}_2(0)}{(a-b) \cdot \omega_1} = 6,23 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$D = -\frac{\omega_1}{\omega_2} \cdot C = -3,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

De frequenties zijn weinig anders dan bij de translatie. Voor de maximale verplaatsing van het schip (x_2) wordt nu gevonden: 0.56 m .

De amplitude van de versnelling bedraagt nu $9,14 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}^2 = 0,01 \text{ g}$. Deze komt weer bijna geheel voor rekening van de hoogfrequente trilling.

5.5. Keuze van het meersysteem en fendering

In verband met de sterkte van gordingen is het noodzakelijk om de ondersteuning slapper te maken. De momenten in de (zeer stijve) gording kunnen op die manier het beste worden gereduceerd. Gekozen wordt voor palen vierkant 0.35 m. Deze worden tot het maximum toelaatbare moment belast als de verplaatsing 0.61 m bedraagt. Uit de berekening in tabel 5.4. bleek de verplaatsing groter te moeten zijn: 0.65 m. De gording heeft nog wel enige reserve, tot 0.71 m. Teneinde de verplaatsing binnen de grenzen te houden wordt een fender tussen dek en paal geplaatst. Gesteld wordt dat δ 0.55 m mag bedragen.

De door de fender op te nemen energie is in dat geval 25.4 kNm.

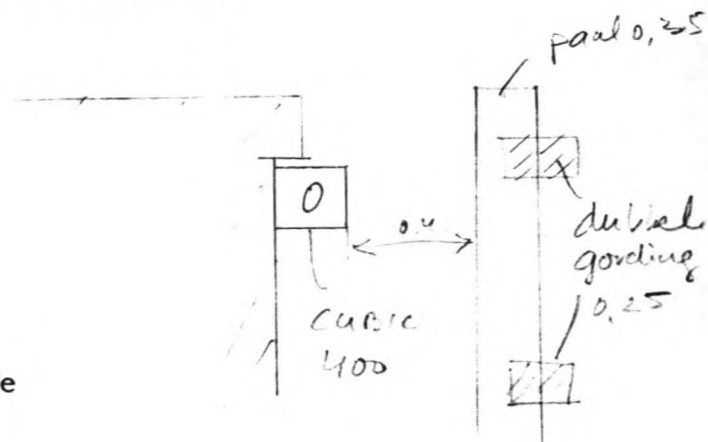
Hiervoor in aanmerking komen bijvoorbeeld de CUBIC 400 fender of de GIGANT 1000 - 500, 400 mm breed. (De eerstgenoemde getallen zijn de buiten- resp. binnendiameter in mm)

Deze fenders zijn echter stijver, zodat ze meer energie opnemen bij de vermelde verplaatsing dan nodig. De energie kan in een veel korter traject worden opgenomen. De opstelling wordt nu zodanig, dat de fender aanvankelijk onbelast blijft, en pas na bijvoorbeeld 0.40 m wordt aangesproken. De stijfheid van het meersysteem wordt op deze manier opzettelijk niet lineair gemaakt. Dit effect is weergegeven in de figuur 5.5.2. op de volgende pagina. In figuur 5.5.1. is de situatie geschetst. Gebruikt wordt de fender CUBIC 400, vanwege de kleinere omvang. De stijfheid is wel groter, waardoor de krachten op het dek vrij groot kunnen worden. Gezien de eerdere bevindingen van de versnellingen wordt dit toelaatbaar geacht.

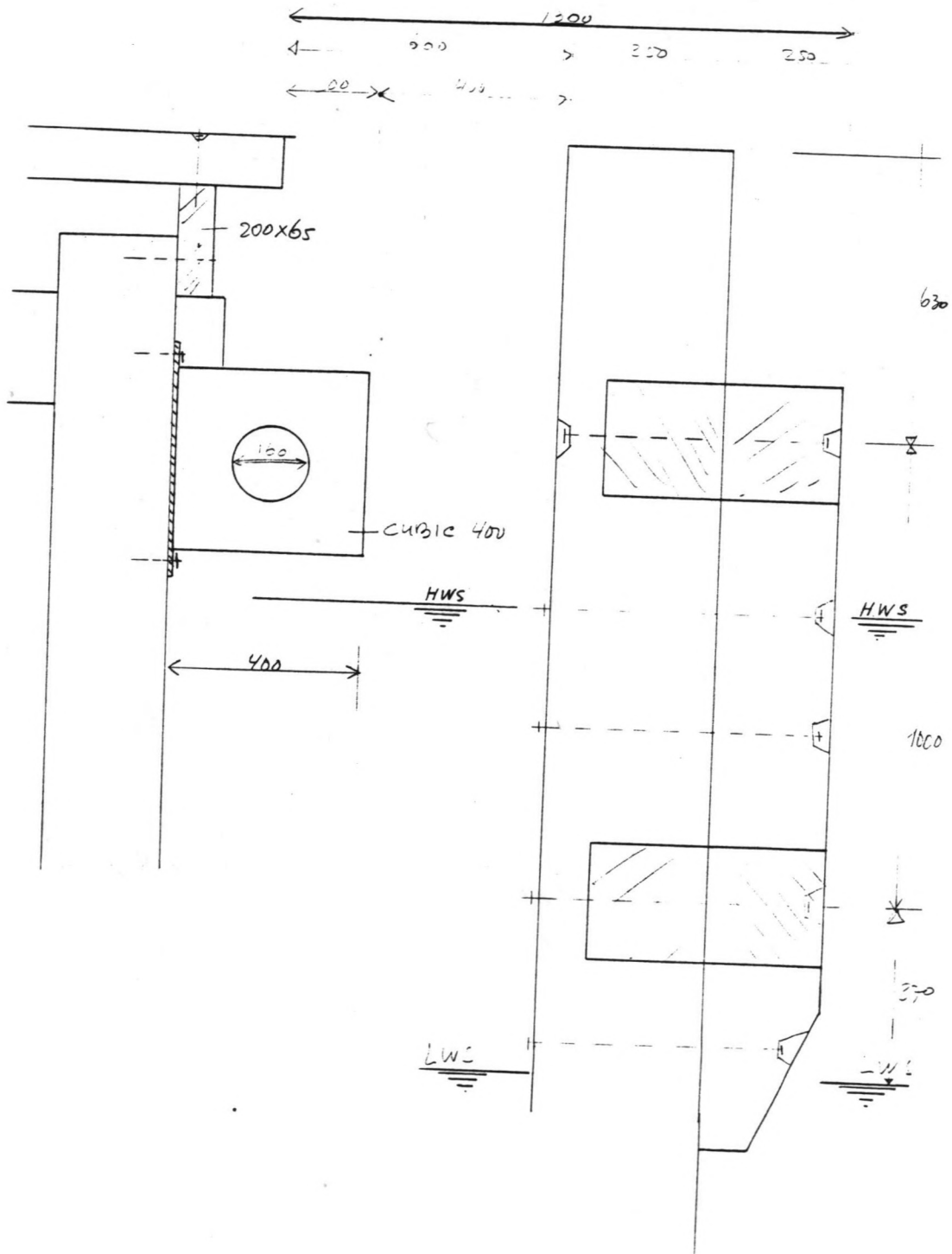
Het grote voordeel is dat in de meest voorkomende gevallen de verplaatsing door de stoot onder de waarde blijft waarbij de fender, en dus ook het dek krachten moeten opnemen.

Figuur 5.5.1. Gekozen meerconstructie, middenoplossing

deelstudie constructieve waterbouwkunde

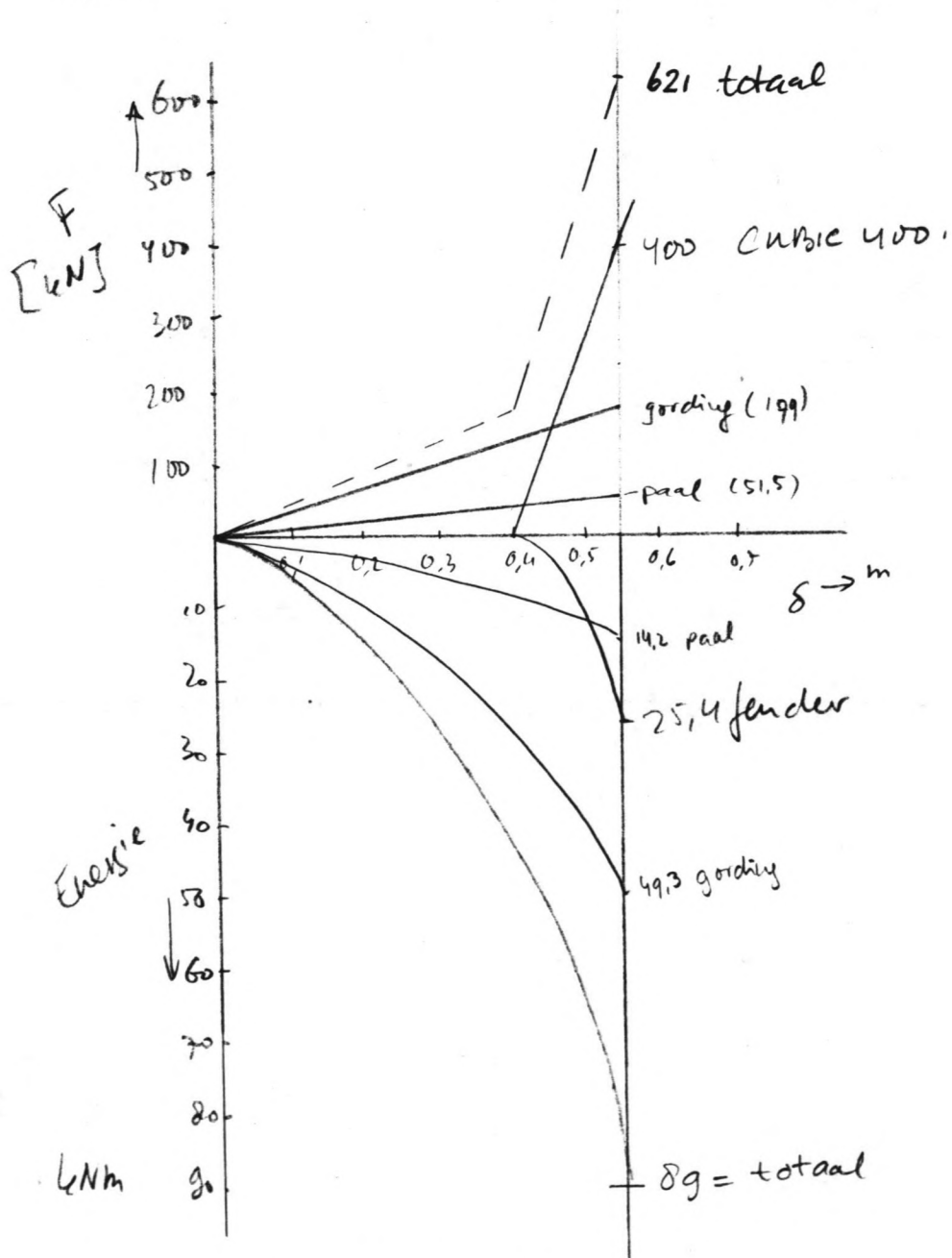


Figuur 5.5.1. Gekozen meerconstructie, middenoplossing



Figuur 5.5.2. Karakteristieken van het gekozen meersysteem

| | Maat (m) | k kN/m | F kN | E_{VV} kNm | δ m |
|---------|-------------|-----------|---------|-----------------|---------------|
| paal | 0.35 | 93.6 | 51.5 | 14.2 | 0.55 |
| gording | 2 d 0.25 | 326 | 179.3 | 49.3 | 0.55 |
| fender | CUBIC 400 | 2380 | 400.- | 25.4 | 0.15 |
| totaal | | - | 621 | 89 | 0.55 |



5.5.2. Oplossing voor de randpunten

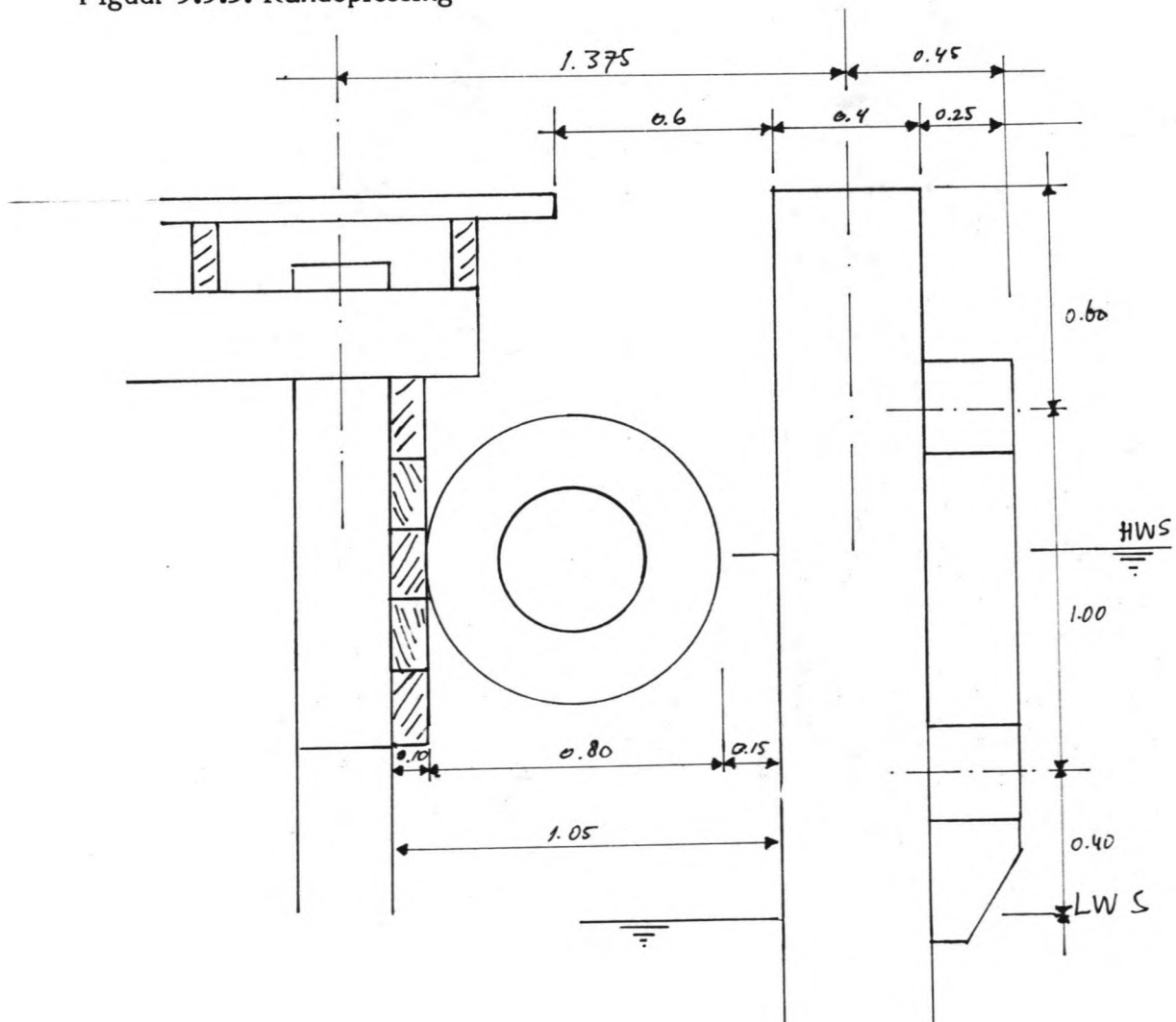
Aan de randen bleek de gording veel slapper dan bij een middenpunt. Extra voorzieningen zijn dan ook nodig. Het meest effectief zijn zwaardere palen ter plaatse van de rand, plus een fender.

Op die manier wordt nog een redelijk deel van de energie in de palen opgenomen, en kan de fenderkracht (op het dek) kleiner blijven.

Aan de rand worden twee palen 0.40 m voorzien, tegen elkaar aan. Geschat wordt dat de gezamenlijke stijfheid in de orde van 200 kN/m ligt. Bij een toelaatbare verplaatsing van 0.55 m wordt 30 kNm energie opgenomen. De gording is zeer slap en neemt slechts 3 kNm op. Het restant, 56 kNm wordt door de fender opgenomen door indrukking.

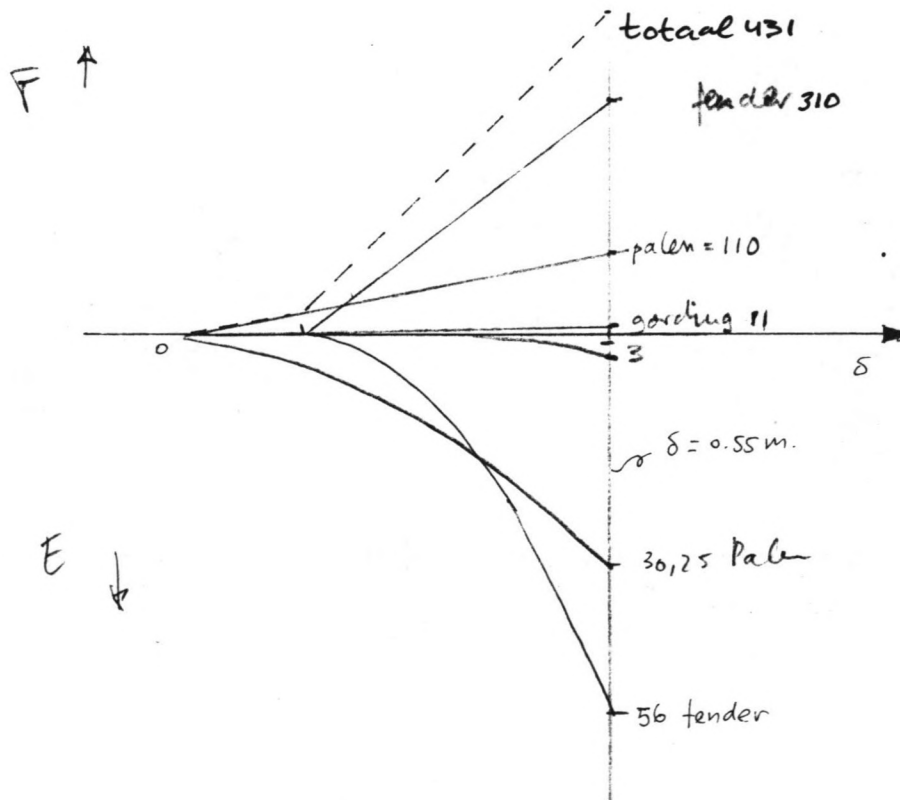
Hiervoor komt een Vredestein GIGANT 800 - 400, breed 800 in aanmerking. Deze levert bij de optredende verplaatsing van 0.4 m een reactiekracht van 310 kN. Ook hier wordt de eerste 0.15 m verplaatsing de fender niet belast. De karakteristiek staat in figuur 5.5.4.

Figuur 5.5.3. Randoplossing



Figuur 5.5.4. Veer karakteristiek van de randoplossing

| | Maat (m) | k kN/m | F kN | E_{vv} kNm | δ m |
|---------|-------------|-----------|---------|-----------------|---------------|
| paal | 2 0.40 | 200 | 110 | 30.3 | 0.55 |
| gording | 2 d 0.25 | 20.6 | 11.3 | 3.1 | 0.55 |
| fender | Gigant 800 | | 310 | 56 | 0.40 |
| totaal | | - | 431 | 89 | 0.55 |



6. Dekconstructie

6.1. Beschrijving en belastingen

Het dek wordt opgebouwd uit een balkrooster in twee lagen, waarop een beplanking wordt aangebracht. De planken worden in een laag gelegd en mogen niet tegen elkaar aangesloten liggen, in verband met krimp en uitzetting. Op deze manier kan ook vuil gemakkelijk worden verwijderd.

De hoofdbalken liggen in de richting loodrecht op de oever, en zijn aan de palen bevestigd, hart op hart 2.75 m. De afstand tussen de liggers bedraagt 2.5 m en dat is ook de overspanning voor de dwarsdragers.

Op de hoofdbalken liggen de dwarsdragers. De afstand tussen de liggers is afhankelijk van de toegepaste beplanking.

In figuur 6.1.1. is de constructie geschetst.

Als verticale belastingen gelden een puntlast van 30 kN vanwege de vrachtwagen of een verdeelde belasting van 10 kN/m^2 . Het eigen gewicht van de constructie wordt geschat op 1 kN/m^2 .

De horizontale belasting op de planken is de remkracht van de vrachtwagen, geraamd op 5 kN.

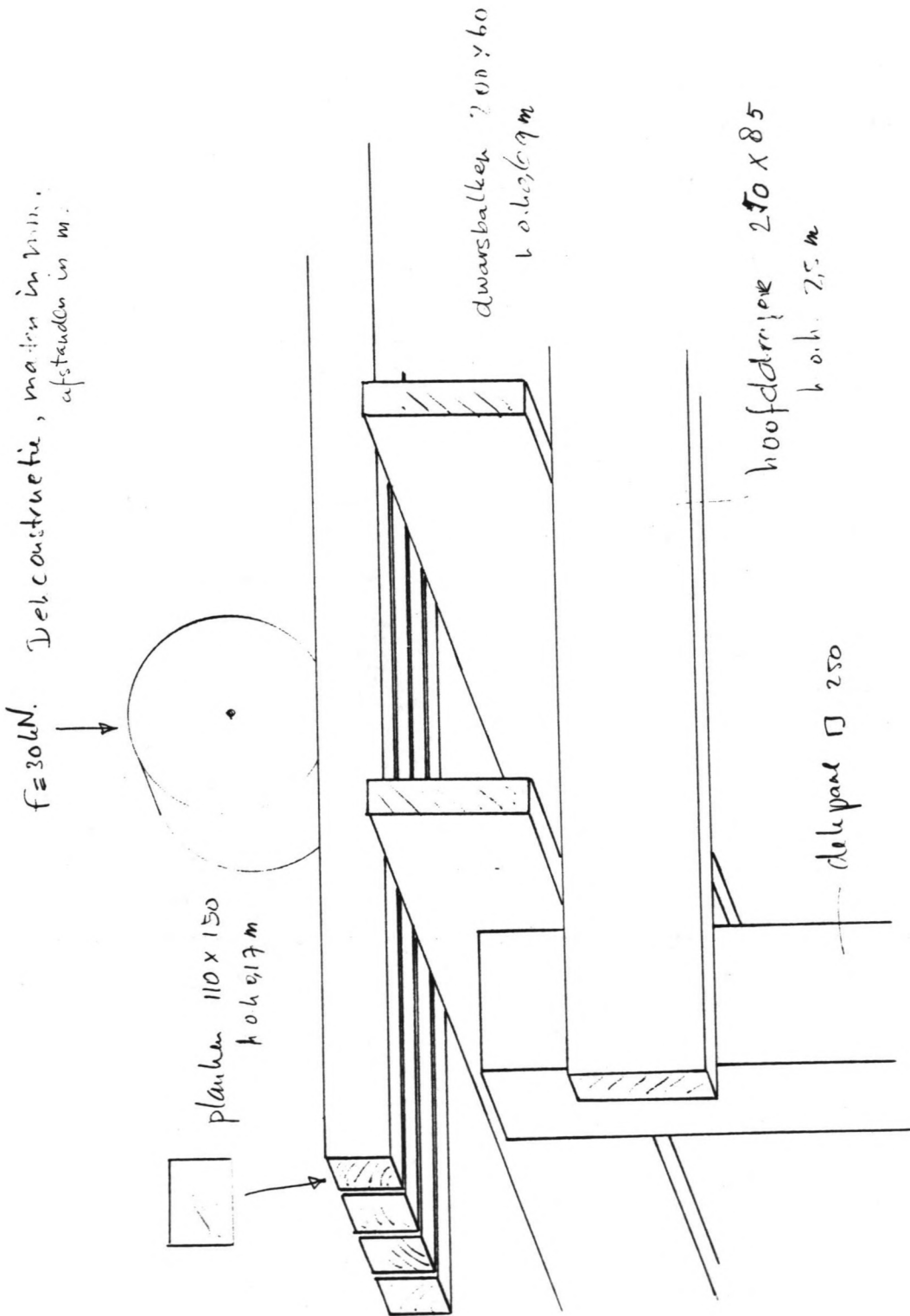
Gerekend wordt met een toelaatbare buigspanning van 25 N/mm^2 . Deze is aangegeven voor permanente belastingen in onder andere de CHR brochure 78-1, Houten damwanden en meerpalen (lit 3). Omdat in de spanning al rekening is gehouden met de soort belasting worden verder geen veiligheidsfactoren gehanteerd.

6.2. Dekplanken

Een nadeel van planken in één laag is dat de puntlast door de vrachtwagen niet gespreid wordt, maar bijna geheel door één plank gedragen moet kunnen worden.

Voor een ligger op meerdere steunpunten is een afleiding gemaakt van formules waarmee de doorbuiging kan worden bepaald. Daarbij zorgt het moment boven een steunpunt voor enige inklemming.

Figuur 6.1.1. Schets van de dekconstructie



Het gevolg is dat de ligger minder doorbuigt dan een ligger op twee steunpunten zou doen, maar meer dan een volledig ingeklemde ligger:

$$\delta = \frac{3}{640} \frac{q l^4}{E I} \quad (6.1) \quad \text{en} \quad \delta = \frac{1}{120} \frac{F l^3}{E I} \quad (6.2)$$

Voor de momenten in het midden van de overspanning wordt dan gevonden:

$$M_{\max} = 1/10 q l^2, \text{ respectievelijk } M_{\max} = 1/5 F l.$$

De verdeelde belasting is voor de dekplanken niet maatgevend. De puntlast van 30 kN is echter een grote belasting, en de dwarsdragers kunnen dan ook niet ver uit elkaar worden gelegd. Voor de planken geldt een doorbuigingseis van $= 1/1000 l$. Daarnaast moet natuurlijk aan de sterkte eis zijn voldaan:

$$M_{\max} = W \cdot \bar{\sigma}. \quad \text{De elasticiteitsmodulus } E \text{ is bekend, } 17\,000 \text{ N/mm}^2 \text{ (} = 17 \times 10^6 \text{ kN/m}^2 \text{)}.$$

Uit beide eisen rolt een eis voor de minimale afmetingen van de planken. De breedte wordt hier gekozen op 0.15 m, zodat als enige onbekende de plankdikte h op te lossen is. Nu kan met de overspanningslengte l gespeeld worden zodanig dat juist aan beide eisen wordt voldaan. Voor grotere lengten blijkt de doorbuigingseis maatgevend, bij kleinere lengten is dat de eis ten aanzien van de sterkte. Om nu de planken zo goed mogelijk te benutten wordt ernaar gestreefd om aan beide eisen juist te voldoen, zonder te veel reserve. Indien de eisen aan de dikte gelijkgesteld worden kan de overspanning l bepaald:

De doorbuigingseis resulteert in:

$$h^3 = \frac{100}{E} \frac{F l^2}{b} \quad (6.3) \quad 7,8 \cdot 10^{-2}$$

De sterkte eis leidt tot:

$$h^2 = \frac{F l}{5} \frac{6}{\bar{\sigma} b} \quad (6.4) \quad 2,8 \cdot 10^{-2}$$

Na gelijkstellen en omwerken volgt:

$$l = \frac{F}{10^4} \frac{6^3}{5^3} \frac{E^2}{\bar{\sigma}^3} \frac{1}{b^3} \quad (6.5)$$

Na invulling blijkt dan:

$$l = \frac{30 \times 10^3 \text{ N} \times 6^3 \times (17 \times 10^9 \text{ N/m}^2)^2}{10^4 \times 5^3 \times (25 \times 10^6 \text{ kN/m}^2)^3 \times 0.15 \text{ m}}$$

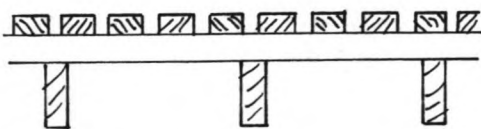
$$l = 1.87 \times 10^{27} / 2.92 \times 10^{27} = 0.64 \text{ m.}$$

Inderdaad blijkt voor deze afstand dat de eisen aan de hoogte tot een gelijke waarde leiden: $h = 7.8 \times 10^{-2} \text{ m}$. In verband met slijtage is een extra hoogte van enkele centimeters vereist. Deze wordt echter niet in rekening gebracht voor de sterkte of de stijfheid. De plankdikte wordt nu minimaal 110 mm genomen. De balkafstand wordt iets vergroot, zodat vier balken per 2.75 m komen te liggen, de afstand tussen de dekpalen. $l = 2.75/4 = 0.69 \text{ m}$.

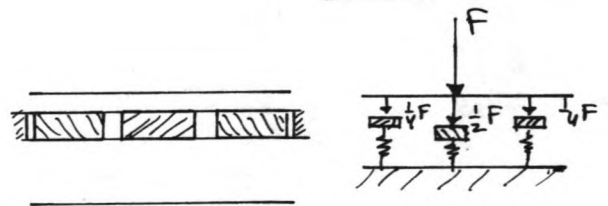
De planken worden nu wel erg zwaar, 110 x 150 mm is meer een kleine balk. Een verder nadeel is dat de planken in hun geheel moeten worden vervangen, als de slijtlaag van 3 cm "op" is.

Daarom wordt nu gekeken naar een beplanking in twee lagen, waarbij de tweede laag dwars op de eerste ligt. Op die manier wordt de last beter gespreid over meerdere planken. Tevens kan de bovenste laag als slijtlaag dienen, zodat niet al het hout behoeft te worden vervangen.

Figuur 6.2.1. Aparte slijtlaag dwars over de dragende planken



Figuur 6.2.2. Spreiding van de kracht



De dikte van de toplaag wordt berekend op het optredende moment. Bij de aangenomen lastverdeling wordt $M = \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} F \times 2l = \frac{1}{4} (15 \text{ kN}) 0.34 \text{ m} = 1.28 \text{ kNm}$. Met (6.4) wordt nu gevonden: $h = 45 \text{ mm}$, en deze maat wordt aangehouden.

De belasting op de onderlaag is nu beperkt tot $\frac{1}{2} \times 30 = 15 \text{ kN}$. Daaruit zou ook een andere balkafstand volgen, maar dat is buiten beschouwing gelaten. Als de slijtlaag namelijk dunner en dus slapper wordt, neemt de spreiding af. Bovendien wordt zo een stijver dek verkregen.

Uit de doorbuigingseis volgt nu een hoogte van 65 mm. Het optredende moment bedraagt 2.04 kNm, hetgeen leidt tot een spanning van 19.3 N/mm^2 .

De conclusie is nu echter, dat evenveel hout nodig is als bij de enkele planklaag. De totale dikte is $45 + 65 = 110 \text{ mm}$. De keuze zal dus gemaakt moeten worden op grond van de overige criteria, waarvan al enkele zijn genoemd.

Voor de dubbele laag pleiten de volgende overwegingen:

- De slijtlaag is apart te vervangen, en spaart dus materiaal;
- Het is zeer duidelijk wanneer het slijtdek moet worden vervangen, in tegenstelling tot de situatie met de enkele laag, waarbij gevaarlijke verzwakking onopgemerkt kan optreden;
- Last wordt beter gespreid;
- Het dek is stijver, maakt daardoor een degelijker indruk op de gebruikers.

Tegen deze oplossing is in te brengen:

- De dikte is even groot, dus voor de aanleg geen materiaalbesparing terwijl het wel meer werk oplevert;
- Door de lagen dwars op elkaar te leggen blijft vuil en visafval op de onderlaag liggen. Ook vuil water blijft langer aanwezig, en kruipt tussen de contactvlakken. Dit zijn dat geen goede omstandigheden voor een lange levensduur
- Het afval blijft makkelijk achter, zodat het dek sneller glad wordt. Het schoonhouden is moeilijk, en vraagt veel werk. Dat is op zich geen bezwaar, maar bij een slechte bedrijfsvoering wordt dit snel vergeten.

De keuze valt, door het gewicht van de genoemde voordelen, op de oplossing met een dubbele planklaag, waarvan de bovenste als slijtdek dient.

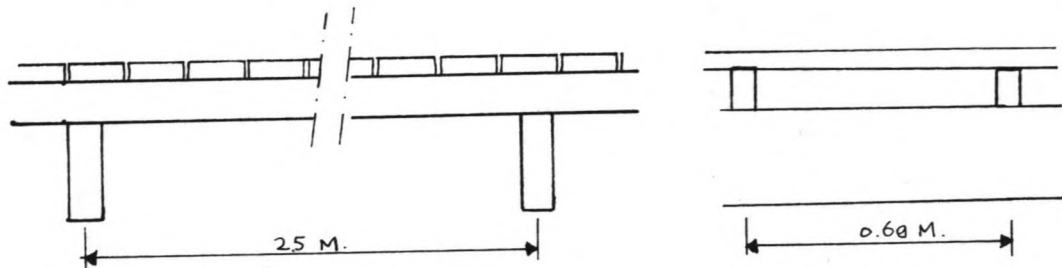
6.3. Dwarsbalken

De dwarsbalken liggen op onderlinge afstanden van 0.69 m. De overspanning bedraagt 2.5 m. Als rustende belasting dient het gewicht van de dekplanken, ongeveer 1.2 kN/m^2 . De veranderlijke belasting is 10 kN/m^2 , hetgeen bij de genoemde afstand in een lijnlast van 7 kN/m^1 resulteert.

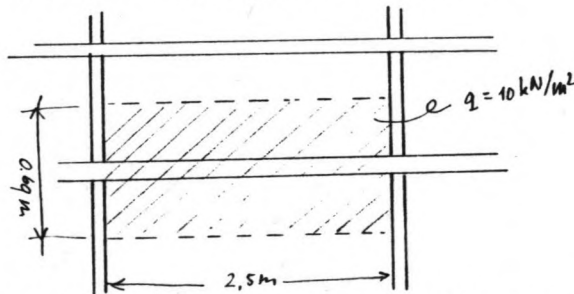
Optredend moment: $M = 5 \text{ kNm}$.

De puntlast van 30 kN wordt door de dekplanken gespreid. Rekenend met een belasting van $\frac{1}{2}(30)\text{kN} = 15 \text{ kN}$, wordt het moment $M = \frac{1}{5}(15)2.5 = 7.5 \text{ kNm}$.

Figuur 6.3.1. Oplegging van de dwarsbalk



Figuur 6.3.2. Verdeelde belasting op de dwarsbalk



De puntlast is derhalve maatgevend, en zal dit ook zijn voor wat betreft de doorbuiging. Voor de balken is een doorbuiging van $\frac{1}{500} l$ à $\frac{1}{800} l$ acceptabel. Onder de aanname dat de balkbreedte $\frac{1}{3}$ is van de hoogte, wordt met een soortgelijke formule als (6.3) de minimale hoogte bepaald.

$$h^4 = \frac{240 F l^2}{E} \quad (6.6), \text{ met } \delta = \frac{1}{800} l.$$

$h = 191 \text{ mm}$. ($b = 64 \text{ mm}$.)

Gekozen wordt een balk $200 \times 65 \text{ mm}$, $W = 4.3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$. De spanning blijft nu vrij laag: $\sigma = 17.3 \text{ N/mm}^2$.

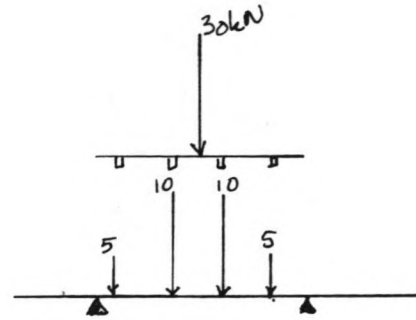
6.4. Hoofdliggers

De hoofdliggers overspannen de lengte van de steiger, dwars op de oever. De balk is aan de dekpalen bevestigd met bouten, en opgelegd op een klos, die op hoogte kunnen worden gesteld. De overspanning tussen de palen bedraagt

2.75 m. De liggers worden belast door de (vier) dwarsdragers. De puntlast van 30 kN komt in principe gespreid op de balk, maar voor de berekening is aangenomen dat ze op het midden staat. Zie figuur 6.4.1.

Figuur 6.4.1.

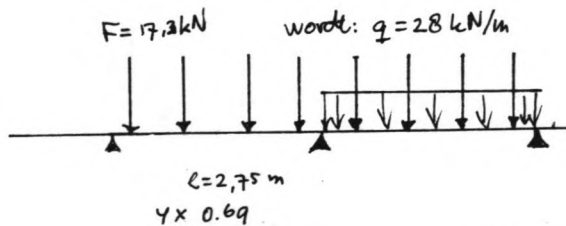
Puntlast



De verdeelde belasting komt eveneens als vier puntlasten voor. Deze zijn elk groot: $2.5 \text{ m} \times 0.69 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^2 = 17.3 \text{ kN}$. Zie figuur 6.4.2.

Deze lasten zijn groter dan de verdeelde puntlast, en zullen als maatgevende belasting gelden. Rustende belasting, 1.2 kN/m^2 , leidt tot krachten van 2.1 kN . Deze krachten uit de dwarsblaken wordt geschematiseerd tot een lijnbelasting. Totaal moet opgenomen worden: $4 \times (17.3 + 2.1) = 77.3 \text{ kN}$, verdeeld over 2.75 m wordt dit: 28 kN/m .

Figuur 6.4.2. Verdeelde belasting



De doorbuigingseis levert nu, met $\delta = 1/500 l$, een minimale hoogte van:

$$h^4 = \frac{36}{640} \frac{500}{E} \frac{3}{l} q \frac{l^3}{10} = 2.89 \times 10^{-3} \text{ m}^4, \text{ zodat } h = 232 \text{ mm}.$$

De sterkte eis luidt:

$$h^3 = \frac{18 M}{\sigma} = \frac{q}{10} \frac{l^2}{\sigma} \frac{18}{10} = 1.5 \times 10^{-2} \text{ m}^3, \text{ met } h = 248 \text{ mm}.$$

De laatste eis is maatgevend. Gekozen wordt een balk van $250 \times 85 \text{ mm}$. Het dek is verder getekend in de bijgaande tekening.

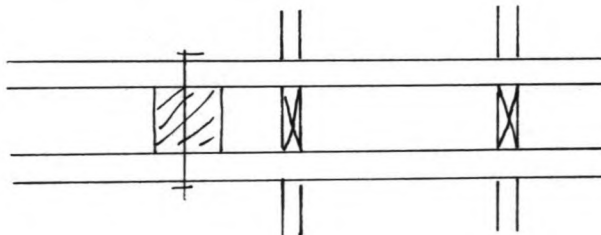
In het voorgaande is voor de sterkte eis alleen gekeken naar het buigend moment. De kracht die door de fender op het dek wordt uitgeoefend is echter niet gering: 400 kN. Zoals reeds in hoofdstuk 4 is opgemerkt zijn het de achterste palen die de grootste krachten opnemen. Deze krachten moeten via het dek worden overgebracht, voornamelijk door de hoofdliggers. Deze liggers moeten op knik worden beoordeeld. Bij de gekozen balkafmetingen bedraagt de spanning door normaalkracht: $400\ 000 / 250 \times 85 = 18.8\ \text{N/mm}^2$. De sterkte eis was maatgevend, de buigspanning is derhalve $25\ \text{N/mm}^2$. Voor deze belasting mag een hogere spanning worden toegelaten, het betreft uitknikken in de slapste richting.

Met de formule voor de knikkracht is nagegaan wat toelaatbaar is voor de balk, wat betreft uitknikken in de slapste richting:

$$F_k = \pi^2 EI / l_k^2 = 284\ \text{kN}, \text{ met } I = \frac{1}{12} \cdot 0.25 \cdot 0.085^3\ \text{m}^4$$

Voor de kniklengte l_k is 2.75 aangenomen. De kracht uit de fender is groter dan toelaatbaar. Omdat een oplossing met één balk uit de oogpunt van de krachtoverdacht ongunstig is, wordt gekozen voor een dubbele balk, aan weerszijden van de dekpalen, en gekoppeld ter plaatse van de dwarsdragers. Door de symmetrische opstelling wordt wringing vermeden, en worden ook de verbindingen gunstiger belast. Zie onderstaande figuur 6.4.3.

Figuur 6.4.3. Dubbele hoofdligger



Nu kan ook nagegaan worden of het eigen gewicht juist was geschat, (was $1\ \text{kN/m}^2$ bij de berekening van de versnelling, zie blz 43).

hoofdliggers: $2 \times 0.25 \times 0.085 / 2.5 =$

$$0.017\ \text{m}^3/\text{m}^2$$

dwarsdragers: $4 \times 0.20 \times 0.065 / 2.75 =$

$$0.019\ \text{m}^3/\text{m}^2$$

beplanking: 0.11 m dik,

$$0.110\ \text{m}^3/\text{m}^2 +$$

totaal:

$$\underline{0.146\ \text{m}^3/\text{m}^2}$$

massa: $153\ \text{kg/m}^2$, gewicht $1.5\ \text{kN/m}^2$. Dit is meer dan was aangenomen.

De berekende versnelling is dan groter dan in werkelijkheid zal optreden.

7. Conclusie

Na afronding van de deelstudie wordt het volgende opgemerkt:

1. Een houten steigerwerk biedt voldoende speelruimte om scheepsstoten op te nemen, zowel met als zonder meerbalk. De onderlinge beïnvloeding is van ondergeschikt belang.
2. Verticale lasten kunnen eenvoudig opgenomen worden.
3. Er is veel reserve sterkte door herverdeling van de belasting in geval van gedeeltelijk bezwijken.
4. Reparaties kunnen gemakkelijk en snel worden verricht.
5. De uitvoering is betrekkelijk eenvoudig en arbeidsintensief. Dat sluit goed aan op de lokaal aanwezige uitvoeringsmogelijkheden en materialen.

Voor nader onderzoek worden de volgende aanbevelingen gedaan:

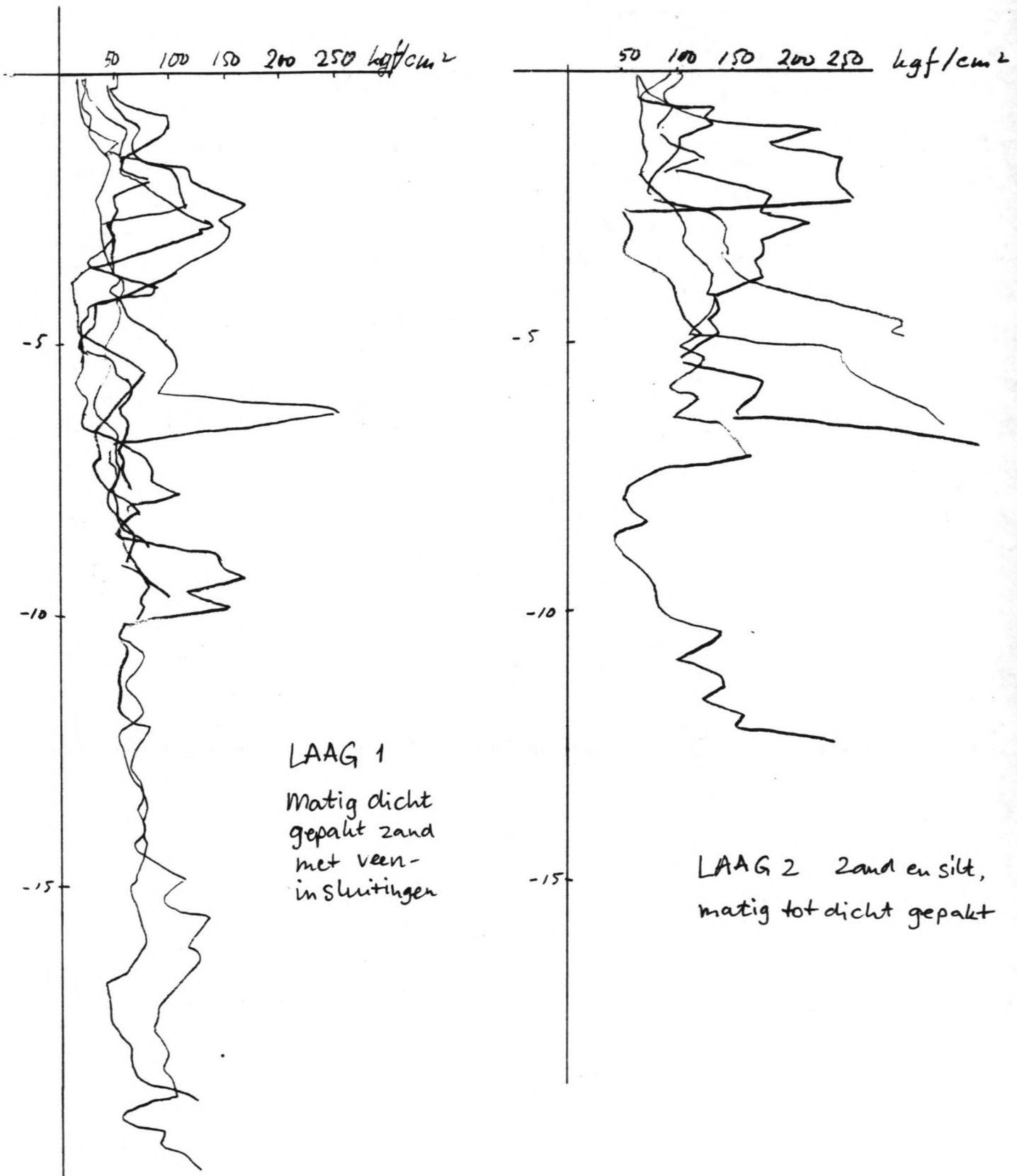
1. Het dek is voorzien van een houten beplanking. Visafval op het hout kan snel in een glad oppervlak resulteren. Alternatieven, zoals een betonnen plaat, dienen bekeken te worden.
2. Er is gerekend op basis van één stramien van 2.75 x 2.50 m. Andere mogelijkheden zijn niet bekeken terwijl hiervan toch een grote invloed uitgaat op het balkrooster van het dek, de omvang van het heiwerk en het aantal verbindingen.
Ook de afmetingen van de dekpalen zijn niet aan de orde geweest.
3. De kostenverhoudingen met alternatieve constructies verdienen nadere uitwerking.

8. Geraadpleegde literatuur

Van de volgende bronnen is gebruik gemaakt:

1. Dictaat Grondmechanica b22, deel 2, 1982
Prof. dr. ir. A. Verruyt
2. Houtvademeccum deel 1, houtsoorten
3. Houten damwanden en meerpalen
CHR- brochure 78-1, 1978
4. Empfehlungen Arbeitsausschusses Ufereinfassungen E.A.U.
ed. 1980
5. Dictaat Waterbouwkundige Constructies b.o.I, f9A/ f9N, 1985
red. Prof. ir. A. Glerum
6. Dictaten Dynamica van constructies b15A, 1983
Prof.ir. A.L. Bouma, ir. C Esveld
7. Grondkerende konstrukties beschouwd als verend ondersteunde liggers,
Ing. H.J. Everts,
cursus "Bouwputten", 1986, (bijdrage GF 7)
PATO Sectie Civiele Techniek en Geodesie
8. Berekeningsmethode voor steigers, die horizontale krachten moeten
opnemen, Ir. G.P. Bourguignon, 1977
9. Waterbouwkundige constructies in hout,
Ing. Tj. Molenaar, 1964
10. Rubber Dock Fenders - Vredestein, 1973
11. Dunlop Fender Manual, 1978
12. Documentatie materiaal - Bakker Rubber, 1984

BIJLAGE 1. Verzamelde sonderingen van de ondergrond, LAAG 1 en 2;
Weergegeven vanaf de bovenkant van de laag



BIJLAGE 2. Globale gegevens grondsoorten

| grondsoort | volume gewicht | | hoek van inwendige wrijving ϕ | cohesie C | elasticiteits modulus E |
|----------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| | Boven g.w.s | Onder g.w.s | | | |
| | in kN/m ³ | in kN/m ³ | in graden | in kN/m ² | in kN/m ² |
| zand los gepakt-rond | 18 | 19 | 30 | 0 | 20.000-50.000 |
| zand-los gepakt-scherp | 18 | 20 | 32,5 | 0 | 40.000-80.000 |
| zand-vast gepakt-scherp | 19 | 21 | 35 | 0 | 80.000-150.000 |
| grind | 16 | 20 | 37,5 | 0 | 100.000-200.000 |
| steenslag | 18 | 21 | 40 | 0 | 150.000-300.000 |
| klei | 16 | 16 | 17,5 | 10 | 1.000-2.500 |
| mergel | 22 | 22 | 30 | 25 | 30.000-100.000 |
| leem | 19 | 19 | 27,5 | 10 | 4.000-8.000 |
| veen | 11 | 11 | 15 | 5 | 400-1.000 |
| veen op grote diepte | 13 | 13 | 15 | 10 | 800-2.000 |

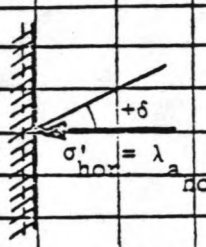
g.w.s. = grondwaterspiegel (freatisch vlak.).

BIJLAGE 3. Grondrukcoëfficiënten
voor horizontaal maaiveld en loodrechte wand

Civil Engineering TH Delft.

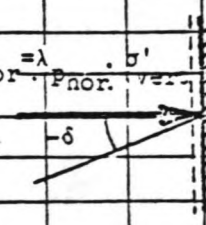
λ -values as a function of angle of internal friction ϕ and angle of wall friction δ , if wall is vertical and ground surface is horizontal and supposing straight sliding planes.

| $\lambda_{a \text{ hor.}}$ | | | | | | | | | | | | remarks |
|----------------------------|------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|---------|
| $\delta \backslash \phi$ | 15° | 17,5° | 20° | 22,5° | 25° | 27,5° | 30° | 32,5° | 35° | 37,5° | 40° | |
| 0° | 0,59 | 0,54 | 0,49 | 0,45 | 0,41 | 0,37 | 0,33 | 0,30 | 0,27 | 0,24 | 0,22 | |
| + 5° | 0,56 | 0,51 | 0,45 | 0,42 | 0,38 | 0,35 | 0,32 | 0,29 | 0,26 | 0,23 | 0,21 | |
| +10° | 0,53 | 0,48 | 0,44 | 0,40 | 0,37 | 0,33 | 0,30 | 0,28 | 0,25 | 0,22 | 0,20 | |
| +15° | 0,50 | 0,46 | 0,42 | 0,38 | 0,35 | 0,32 | 0,29 | 0,26 | 0,24 | 0,22 | 0,19 | |
| +17,5° | | 0,45 | 0,41 | 0,38 | 0,34 | 0,32 | 0,29 | 0,26 | 0,24 | 0,21 | 0,19 | |
| +20° | | | 0,40 | 0,37 | 0,34 | 0,31 | 0,28 | 0,25 | 0,23 | 0,21 | 0,19 | |
| +22,5° | | | | 0,36 | 0,33 | 0,30 | 0,28 | 0,25 | 0,23 | 0,20 | 0,18 | |
| +25° | | | | | 0,32 | 0,30 | 0,27 | 0,25 | 0,22 | 0,20 | 0,18 | |
| +27,5° | | | | | | 0,29 | 0,26 | 0,24 | 0,22 | 0,20 | 0,18 | |
| +30° | | | | | | | 0,26 | 0,24 | 0,21 | 0,19 | 0,17 | |
| +32,5° | | | | | | | | 0,23 | 0,21 | 0,19 | 0,17 | |
| +35° | | | | | | | | | 0,21 | 0,19 | 0,17 | |
| +37,5° | | | | | | | | | | 0,18 | 0,16 | |
| +40° | | | | | | | | | | | 0,16 | |



$\sigma'_{\text{hor}} = \lambda_a \cdot \sigma'_{\text{vert}}$

| $\lambda_{\text{Phor.}}$ | | | | | | | | | | | | remarks |
|--------------------------|------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|---------|
| $\delta \backslash \phi$ | 15° | 17,5° | 20° | 22,5° | 25° | 27,5° | 30° | 32,5° | 35° | 37,5° | 40° | |
| 0° | 1,70 | 1,86 | 2,04 | 2,24 | 2,46 | 2,72 | 3,00 | 3,32 | 3,69 | 4,13 | 4,60 | |
| - 5° | 1,88 | 2,08 | 2,29 | 2,54 | 2,84 | 3,13 | 3,52 | 3,92 | 4,38 | 4,95 | 5,62 | |
| -10° | 2,10 | 2,33 | 2,59 | 2,89 | 3,24 | 3,64 | 4,12 | 4,66 | 5,26 | 5,99 | 6,86 | |
| -15° | 2,31 | 2,61 | 2,93 | 3,31 | 3,75 | 4,25 | 4,85 | 5,50 | 6,44 | 7,42 | 8,64 | |
| -17,5° | | 2,77 | 3,10 | 3,56 | 4,04 | 4,60 | 5,28 | 6,08 | 7,09 | 8,28 | 9,75 | |
| -20° | | | 3,32 | 3,82 | 4,35 | 4,98 | 5,75 | 6,70 | 7,82 | 9,19 | 10,86 | |
| -22,5° | | | | 4,06 | 4,64 | 5,35 | 6,22 | 7,31 | 8,63 | 10,20 | 12,05 | |
| -25° | | | | | 5,08 | 5,88 | 6,99 | 8,25 | 9,88 | 11,77 | 13,95 | |
| -27,5° | | | | | | 6,48 | 7,72 | 9,25 | 11,06 | 13,00 | 15,33 | |
| -30° | | | | | | | 8,66 | 10,43 | 12,45 | 14,70 | 17,32 | |
| -32,5° | | | | | | | | 12,65 | 15,90 | 20,00 | 23,77 | |
| -35° | | | | | | | | | 18,60 | 24,60 | 31,00 | |
| -37,5° | | | | | | | | | | 31,50 | 50,60 | |
| -40° | | | | | | | | | | | 70,60 | |



$\sigma'_{\text{hor}} = \lambda_{\text{Phor.}} \cdot \sigma'_{\text{vert}}$

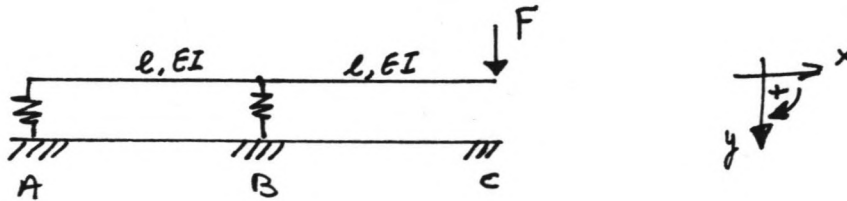
For $\delta = 0$; $\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$, $\lambda_p = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$
 According to German regulations $\delta_a \leq \frac{2}{3} \phi$, $\delta_p \leq -\frac{2}{3} \phi$ with a maximum.
 'Krey' gives the values of λ_a and λ_p ; in this table the values of $\lambda_{a \text{ hor.}}$ and $\lambda_{\text{Phor.}}$ are given, so $\lambda_{a \text{ hor.}} = \lambda_a \cdot \cos \delta$, $\lambda_{\text{Phor.}} = \lambda_p \cdot \cos \delta$

| | | | | | |
|----------------------------|--------|-----------|------------------|--------------------|------|
| λ_{neutral} | = 0,50 | for earth | in densist state | with void ratio is | 0,60 |
| | = 0,55 | " | " | normal | 0,70 |
| | = 0,65 | " | " | loose | 0,88 |

BIJLAGE 5. Paalberekeningen volgens BLUM

| Stoot: $h = 6 \text{ m}$. | | Azobee' | | | | Bilinga | | |
|------------------------------------------|-----------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| E | N/mm^2 | 17.000 | | | | 14.000 | | |
| $\bar{\sigma}$ | N/mm^2 | 56 | | | | 42 | | |
| b | m | 0.25 | 0.35 | 0.40 | 0.45 | 0.35 | 0.40 | 0.45 |
| W | m^3 | $2,6 \cdot 10^{-3}$ | $7,15 \cdot 10^{-3}$ | $1,07 \cdot 10^{-2}$ | $1,52 \cdot 10^{-2}$ | $7,15 \cdot 10^{-3}$ | $1,07 \cdot 10^{-2}$ | $1,52 \cdot 10^{-2}$ |
| I | m^4 | $326 \cdot 10^{-4}$ | $1,25 \cdot 10^{-3}$ | $2,13 \cdot 10^{-3}$ | $342 \cdot 10^{-3}$ | $1,25 \cdot 10^{-3}$ | $2,13 \cdot 10^{-3}$ | $342 \cdot 10^{-3}$ |
| \bar{M} | kNm | 146 | 400 | 597 | 850,5 | 300 | 448 | 638 |
| x_m | m | 1.11 | 1.52 | 1.72 | 1.92 | 1.37 | 1.55 | 1.73 |
| (10) | m^3 | 9,17 | 23,75 | 34,55 | 48,2 | 20,42 | 26,43 | 36,87 |
| t_0 | m | 2.78 | 3.58 | 3.96 | 4.34 | 3.42 | 3.65 | 4.00 |
| t | m | 3.34 | 4.30 | 4.75 | 5.21 | 4.10 | 4.40 | 4.80 |
| F | kN | 21.97 | 56.9 | 82.8 | 115.5 | 48.9 | 63.3 | 88.3 |
| L_i | m | 8.17 | 8.80 | 9.10 | 9.39 | 8.66 | 8.86 | 9.12 |
| k | kN/m | 30.5 | 93.6 | 145.3 | 210.6 | 80.8 | 128.8 | 189.2 |
| $\delta(h=6)$ | m | 0.72 | 0.61 | 0.57 | 0.55 | 0.60 | 0.49 | 0.46 |
| E_{vv} | kNm | 7.9 | 17.3 | 23.7 | 31.7 | 14.8 | 15.5 | 20.6 |
| <u>Troskracht</u> $h = 8 \text{ m}$. | | | | | | | | |
| $\bar{\sigma}$ | N/mm^2 | 48 | | | | 34 | | |
| \bar{m} | kNm | 125 | 343 | 512 | 729 | 243 | 363 | 517 |
| $\bar{F} = \frac{\bar{m}}{h+x_m}$ | kN | 13.7 | 36.0 | 52.7 | 73.5 | 25.9 | 38.0 | 53.8 |
| $\delta(h=8)$ | m | 0.89 | 0.71 | 0.66 | 0.62 | 0.60 | 0.54 | 0.51 |
| A | mm^2 | $0,625 \cdot 10^5$ | $1,225 \cdot 10^5$ | $1,6 \cdot 10^5$ | $2,025 \cdot 10^5$ | | | |
| \bar{V} | kN | 135 | 245 | 320 | 405 | | | |

\bar{V} = toelaatbare paalvoetbelasting met $\sigma = 2 \text{ N/mm}^2$.



1. belasting door keracht F :

$$R_A = -F \quad R_B = +2F \quad M_A = 0 \quad M_B = F \cdot l$$

$$\varphi_{AB} = \frac{y_B - y_A}{l} = \frac{2F}{k_B l} + \frac{F}{k_A l}$$

$$\varphi_B = \varphi_{AB} + \frac{M_B l}{3EI} = \frac{2F}{l} \left(\frac{2}{k_B} + \frac{1}{k_A} \right) + \frac{F l^2}{3EI}$$

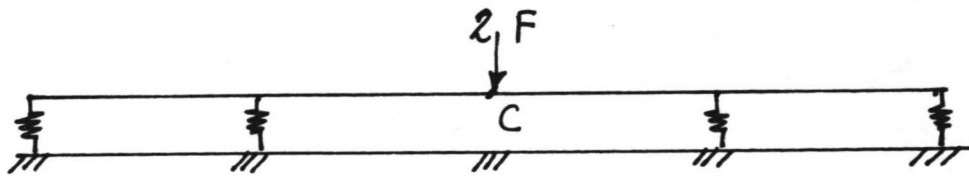
$$y_B = \frac{2F}{k_B}$$

$$\varphi_C = \varphi_B + \frac{F l^2}{6EI} = \frac{F}{l} \left(\frac{2}{k_B} + \frac{1}{k_A} \right) + \frac{5F l^2}{6EI}$$

$$\begin{aligned} y_C &= y_B + \varphi_B \cdot l + \frac{F l^3}{3EI} = \frac{2F}{k_B} + \frac{2F}{k_B} + \frac{F}{k_A} + \frac{F l^3}{3EI} + \frac{F l^3}{3EI} \\ &= \frac{4F}{k_B} + \frac{F}{k_A} + \frac{2F l^3}{3EI} \end{aligned}$$

$$\frac{y_C}{F} = \left[\frac{4}{k_B} + \frac{1}{k_A} + \frac{2l^3}{3EI} \right] = \frac{1}{k} \stackrel{k_B=k_A}{=} \left[\frac{5}{k} + \frac{2l^3}{3EI} \right]$$

$$\frac{\varphi_C \cdot l}{F} = \left[\left(\frac{2}{k_B} + \frac{1}{k_A} \right) + \frac{5l^3}{6EI} \right] = \frac{1}{k} \stackrel{k_B=k_A}{=} \left[\frac{3}{k} + \frac{5l^3}{6EI} \right]$$



Doorgaande ligger : aansluitvoorwaarde in C :

$$\varphi_C = 0. \quad \text{Stel } k_B = k_A = k.$$

Beide helften dragen $\frac{1}{2}(2F) = F$. en voelen M_C als "terugdraaiend" moment.

$$\varphi_C(F) + \varphi_C(M_C) = 0$$

$$\frac{3F}{kl} + \frac{5Fl^2}{6EI} + \frac{2M_C}{kl^2} + \frac{4M_Cl}{3EI} = 0$$

$$F \left(\frac{3}{kl} + \frac{5l^2}{6EI} \right) = -M_C \left(\frac{2}{kl^2} + \frac{4l}{3EI} \right).$$

$$\text{Stel } \frac{M_C}{F} = \alpha \quad (F \cdot \alpha = M_C)$$

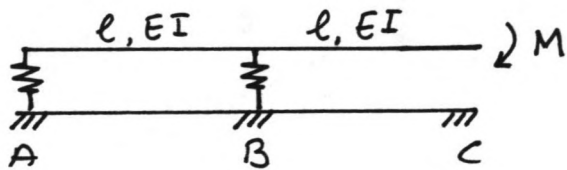
$$\alpha = - \left(\frac{3}{kl} + \frac{5l^2}{6EI} \right) \left(\frac{2}{kl^2} + \frac{4l}{3EI} \right)^{-1} \quad (1)$$

nu y_C ingevuld :

$$y_C = \frac{5F}{k} + \frac{2Fl^3}{3EI} + \frac{M_C \cdot 3}{kl} + \frac{5M_Cl^2}{6EI}$$

$$= F \left(\frac{5}{k} + \frac{2l^3}{3EI} + \frac{\alpha \cdot 3}{kl} + \frac{5\alpha l^2}{6EI} \right)$$

$$= F \left(\frac{5 + 3\frac{\alpha}{l}}{k} + \frac{l^3(4 + 5\frac{\alpha}{l})}{6EI} \right)$$



2. belasting door Moment M

$$R_A = -\frac{M}{l} \quad R_B = \frac{M}{l} \quad M_B = M$$

$$\varphi_{AB} = \frac{y_B - y_A}{l} = \frac{M}{k_B \cdot l^2} + \frac{M}{k_A \cdot l^2} = \frac{M}{l^2} \left(\frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_A} \right)$$

$$y_B = \varphi_{AB} + \frac{Ml}{3EI} = \frac{M}{l^2} \left(\frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_A} \right) + \frac{Ml}{3EI}$$

$$y_B = \frac{M}{k_B} \cdot l$$

$$\varphi_C = \varphi_B + \frac{Ml}{EI} = \frac{M}{l^2} \left(\frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_A} \right) + \frac{4Ml}{3EI}$$

$$y_C = y_B + \varphi_B \cdot l + \frac{Ml^2}{2EI} = \frac{M}{l^2} \left(\frac{2}{k_B} + \frac{1}{k_A} \right) + \frac{5Ml^2}{6EI}$$

$$\frac{y_C \cdot l}{M} = \left[\left(\frac{2}{k_B} + \frac{1}{k_A} \right) + \frac{5l^3}{6EI} \right] \stackrel{k_B=k_A}{=} \left[\frac{3}{k} + \frac{5l^3}{6EI} \right]$$

$$\frac{\varphi_C}{M} = \left[\frac{1}{l^2} \left(\frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_A} \right) + \frac{4l}{3EI} \right] \stackrel{k_B=k_A}{=} \left[\frac{2}{kl^2} + \frac{4l}{3EI} \right]$$

BELANGRIJKE FORMULES VOOR PRISMATISCHE STAVEN OP TWEE STEUNPUNTEN

| | Reacties | Momenten | Draaiingen | Zakkingen |
|--|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| | | $M_A = M$ | $\varphi_B = \frac{Ml}{EI}$ | $y_B = \frac{Ml^2}{2EI}$ |
| | $V_A = P$ | $M_A = Pl$ | $\varphi_B = \frac{Pl^2}{2EI}$ | $y_B = \frac{Pl^3}{3EI}$ |
| | $V_A = ql$ | $M_A = \frac{1}{2} ql^2$ | $\varphi_B = \frac{ql^3}{6EI}$ | $y_B = \frac{ql^4}{8EI}$ |
| | $V_A = -V_B = \frac{M}{l}$ | | $\varphi_A = \frac{Ml}{6EI}, \varphi_B = \frac{Ml}{3EI}$ | $y_{max} = \frac{Ml^2}{9EI}$ |
| | $V_A = \frac{Pb}{l}, V_B = \frac{Pa}{l}$ | $(M_P = \frac{Pab}{l})$ | $\varphi_A = \frac{Pab(l+b)}{6EIl}, \varphi_B = \frac{Pab(l+a)}{6EIl}$ | voor $a=b$ $y_c = \frac{Pl^3}{48EI}$ |
| | $V_A = V_B = \frac{1}{2} ql$ | $(M_C = \frac{1}{8} ql^2)$ | $\varphi_A = \varphi_B = \frac{ql^3}{24EI}$ | $(y_c = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI})$ |
| | $V_A = -V_B = \frac{3}{2} \frac{M}{l}$ | $M_A = \frac{1}{2} M$ | $\varphi_B = \frac{Ml}{4EI}$ | |
| | $V_A = P(1 - \frac{3}{2} \frac{a^2}{l^2} + \frac{1}{2} \frac{a^3}{l^3})$ $V_B = P(\frac{3}{2} \frac{a^2}{l^2} - \frac{1}{2} \frac{a^3}{l^3})$ | $M_A = \frac{Pab(l+b)}{2l^2}$ | $\varphi_B = \frac{Pa^2b}{4EIl}$ | voor $a=b$ $y_c \approx \frac{Pl^3}{110EI}$ |
| | $V_A = \frac{5}{8} ql, V_B = \frac{3}{8} ql$ | $M_A = \frac{1}{8} ql^2$ | $\varphi_B = \frac{ql^3}{48EI}$ | $(y_c \approx \frac{2}{384} \frac{ql^4}{EI})$ |
| | $V_A = -V_B = \frac{3EI\delta}{l^3} = \frac{M_A}{l}$ | $M_A = \frac{3EI\delta}{l^2}$ | $\varphi_B = \frac{3}{2} \delta$ | |
| | $V_A = P b^2 \frac{(l+2a)}{l^3}$ $V_B = Pa^2 \frac{(l+2b)}{l^3}$ | $M_A = \frac{Pab^2}{l^2}, M_B = \frac{Pa^2b}{l^2}$ | | voor $a=b$ $y_c = \frac{Pl^3}{192EI}$ |
| | $V_A = V_B = \frac{1}{2} ql$ | $M_A = M_B = \frac{1}{12} ql^2$ | | $(y_c = \frac{1}{384} \frac{ql^4}{EI})$ |
| | $V_A = -V_B = \frac{12EI\delta}{l^3} = \frac{M_A - M_B}{l}$ | $M_A = M_B = \frac{6EI\delta}{l^2}$ | | |

