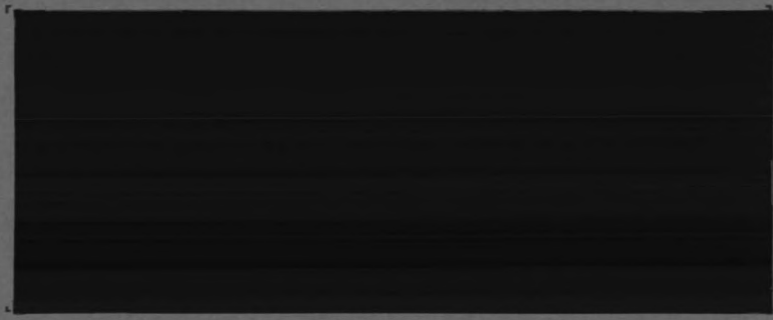


5.6.c



**ballast nedam
centraal-technische diensten b.v.**



afdeling civiele techniek

1986-05-30

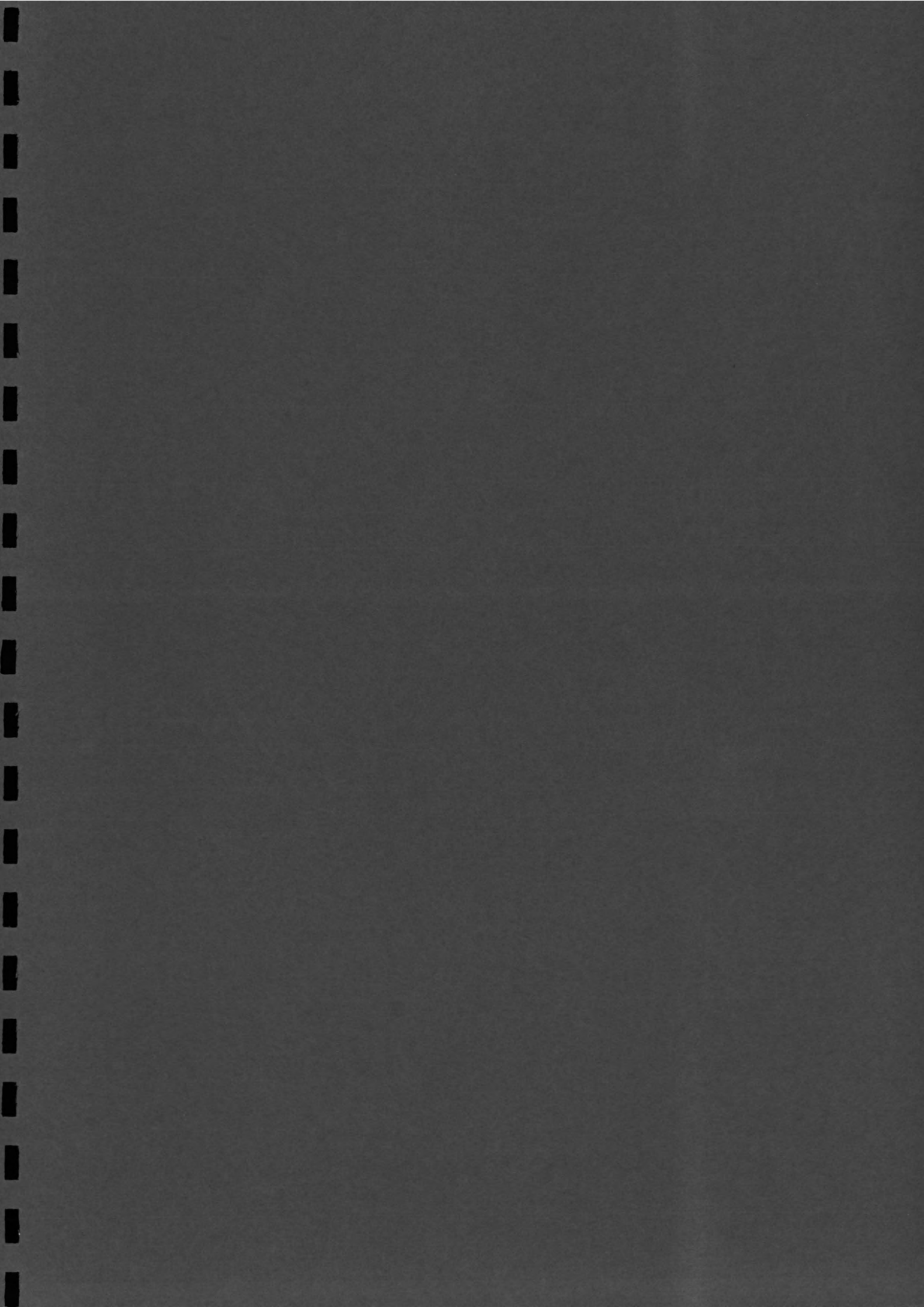
Afstudeerverslag deel 2

Haalbaarheidsonderzoek naar een Camilla caisson
voor grote kerende hoogtes

vertrouwelijk

BALLAST NEDAM GROEP - T.H. DELFT

F.N. Endtz
224650



- INHOUDSOPGAVE -

blz

SAMENVATTING	1a
VOORWOORD	1b
INLEIDING	1
INVENTARISATIE VAN KADECONSTRUCTIES	2
OVERZICHT SOORTEN KADECONSTRUCTIES	3
1. Gemetselde kadeconstructie	4
2. Gemetselde kadeconstructie met rijshouten zinkstukken	4
3. Gemetselde kadeconstructie op palen met damwand	4
4. Gewichtconstructie van beton	5
5. L-muur	5
6. Blokkenmuur	5
7. Traditioneel rechthoekig caisson	6
8. Camilla caisson	6
9. La Goulette caisson	7
10. Talcahuano caisson	7
11. Lek en IJsselhaven caisson	7
12. Rond caisson	8
13. Cirkelvormige cellen damwand	8
14. Semi-cirkelvormige cellendamwand	8
15. Diaphragmvormige cellendamwand	8
16. Stalen damwand met ankerstang	8
17. Stalen damwand met hooggelegen ontlastvloer	8
18. Stalen damwand met laaggelegen ontlastvloer	9
19. Stalen damwand, schuinstand, met laaggelegen ontlastvloer	9
20. Stalen damwand, schuinstand, met trekpalen	9
21. Stalen damwand, schuinstand, met deltaligger en ankerstang	9
22. Stalen damwand met I-profielen als verstijving	10
23. Stalen damwand met kokerprofielen als verstijving	10
24. Stalen damwand met buispalen als verstijving, Combiwand	10
25. Stalen damwand, intern talud, ankerstang en betondek	10
26. Diepwand, rechtlijnig	10
27. Diepwand, palsifvormig	10
28. Diepwand, T-vormig	10
29. Diepwand, dubbel-halfcirkelvormig	10
30. Steiger constructie	11
31. Balkstapeling met steen-rots vulling	11
32. Rippen stutz-mauer	11
33. Terre armee	12
34. Gabions	12
Opmerkingem	13
DE BEOORDELINGSCRITERIA	14
Inleiding	14
DE EERSTE BEOORDELING	14
De resultaten van de eerste beoordeling	15
Conclusie	15

- INHOUDSOPGAVE -

DE TWEEDE BEOORDELING	blz 16
De op staal gefundeerde constructies	16
De beoordeling van de veiligheid tegen schuiven	16
De beoordeling van de veiligheid tegen kantelen	16
De beoordeling van de veiligheid op het draagvermogen	17
De in de grond gefundeerde constructies	18
Opmerkingen	18
DE KOSTENCALCULATIE	19
Inleiding	19
Prijscalculatie betonwerk	19
Prijscalculatie ankerstagen	20
Prijscalculatie damwanden	21
Prijscalculatie heien	21
Resultaat van de kosten­calculatie	22
Conclusie	22
DE CAMILLA CAISSON	24
Inleiding	24
De vergelijking van de Camilla- met de traditionele caisson, 1971	24
De vergelijking van de horizontale grondkracht	24
De vergelijking van de veiligheid tegen schuiven	25
De vergelijking van de veiligheid tegen kantelen	25
De vergelijking van de funderingsdrukken	25
De economische voordelen	26
Opmerkingen	26
DE WERKAANPAK VOOR HET ONTWERPEN VAN DE CAMILLA CAISSON	27
Inleiding	27
Het programma van randvoorwaarden en eisen	27
Eisen aan de afmeting van de kade constructie	27
Eisen aan de kadeconstructie zelf	27
Eisen aan de bolders	27
Eisen aan de kraanbaan	28
Eisen aan de voorzieningen van de kadeconstructie	28
Opmerkingen	28

- INHOUDSOPGAVE -

Globale constructie schets	blz 29
Beschrijving van de ontwerpalternatieven	29
Camilla caisson alternatief 1	29
Camilla caisson alternatief 2	29
Camilla caisson alternatief 3	29
Camilla caisson alternatief 4	29
Conclusie	29
Invloed van de ertslast	30
Inleiding	30
Beschrijving van de werkmethoden	30
Opmerkingen	31
Numerieke resultaten van de ertslast op de caisson	31
Opmerkingen	31
Uitgangspunten voor de ontwerpberekening	32
De bezwijkmechanismen	33
Inleiding	34
Het bezwijkmechanisme van schuiven	34
Het bezwijkmechanisme van kantelen	34
Het bezwijkmechanisme van glijcirkels	34
Het bezwijkmechanisme van het draagvermogen	34
Het draagvermogen van de voorvoetplaat	35
Het bezwijken van de voorvoetplaat puntsgewijs	35
Conclusie	36
Aanbevolen nader onderzoek	36
Het draagvermogen van de achtervoetplaat	37
Het bezwijken van de achtervoetplaat puntsgewijs	37
Conclusie	38
Opmerkingen	38
De optimalisatie van de uitwendige afmetingen	40
Inleiding	40
Het constructie type	40
De havenzijde van de constructie	40
De tussenwanden	40
De schuine achterwand	40
De combinatie van rechte en schuine achterwand	41
Conclusie	41
De caisson optimalisatie	43
Inleiding	43
De optimalisatie van de traditionele caisson	43
Conclusie	44

- INHOUDSOPGAVE -

blz

DE OPTIMALISATIE VAN DE CAMILLA CAISSON
MET EEN VOORTEEN VAN 2 METER

45

Beschrijving van de werkwijze

45

Camilla caisson alternatief 1

45

Camilla caisson alternatief 2

45

Camilla caisson alternatief 3

46

Conclusie

46

Camilla caisson alternatief 4

46

Conclusie

46

Camilla caisson alternatief 5

47

Opmerking

47

Conclusie

47

ONTWERPEN VAN DETAILS

48

Inleiding

48

De voor- en achterwanden

48

De tussenwanden

48

De bodemplaat

49

De voorsteen

49

Conclusie

50

DE VERGELIJKING VAN DE BETONVOLUMINA

51

Camilla caisson alternatief 5

51

traditioneel caisson 1

51

traditioneel caisson 2

52

alternatief caisson 3

52

Conclusie

52

Opmerking

53

DE OPTIMALISATIE VAN EEN CAISSON MET EEN
VOORTEEN VAN 4 METER

54

Het caisson alternatief 6 (Camilla caisson)

54

Het caisson alternatief 7

55

Het caisson alternatief 8

56

Het caisson alternatief 9 (Camilla caisson)

57

Overzicht van de betonvolumes

57

Conclusie

58

HET DRIJVEN VAN DE CAISSON

59

Inleiding

59

Caisson alternatief 6

59

Caisson alternatief 7

59

Caisson alternatief 8

59

Caisson alternatief 9

59

Conclusie

60

CAMILLA CAISSON OP ROTSBODEM

61

Het caisson alternatief 10

62

Het caisson alternatief 11 (Camilla caisson)

63

Conclusie

63

- INHOUDSOPGAVE -

blz

DE UITVOERINGSMETHODEN	66
Inleiding	66
De bouwfase	66
De overgang van de bouwfase naar de vervoersfase	67
De vervoersfase	67
De afzinkfase	67
De bouwwijze	69
opmerkingen	69
de schuine achterwand	69
de voorsteen	70
conclusie	70
opmerkingen	70
DE SPLIJT-CAISSON	71
Inleiding	71
De werking van het idee	71
Opmerkingen	71
EINDCONCLUSIE	72
LITERATUURLIJST	1c

SAMENVATTING AFSTUDEERWERK F.N.ENDTZ

Het afstudeerwerk betreft het uitwerken van een patent van de Ballast Nedam Groep. Het patent heeft betrekking op een caisson gebruikt als kademuur. Het afstudeerwerk is geheel volbracht binnen de Ballast Nedam Groep, in een tijdsbestek van 9 maanden, 1 september 1985 tot 30 mei 1986.

Het patent omvat een caisson als kadeconstructie. De Caisson is genaamd Camilla caisson. Kenmerkend hieraan, is de naar achteren hellende achterwand en bijbehorende uitsparing in de bodemplaat.

In het eerste deel van het afstudeerwerk is de veronderstelde optredende reductie van de horizontale grondkracht op de schuine achterwand van de caisson in gebruiksfase onderzocht. Dit is gebeurd met een semi-plastisch, interactief, eindige elementen methode programma. Deze studie is uitgevoerd bij de sectie Geotechniek.

In het tweede deel van het afstuderen is een ontwerpproces doorlopen. Er is een inventarisatie gemaakt van mogelijke soorten kadeconstructies. Van deze kadeconstructies is een eerste selectie gemaakt. In een volgende fase is van de overgebleven kadeconstructies een ontwerpberekening gemaakt. Aan de hand van de hieruit voortkomende afmetingen voor de constructie is een prijscalculatie opgesteld. Hierna zijn de uitwendige afmetingen van de Camilla caisson voor een kerende hoogte van 30 meter, geoptimaliseerd. Met de hieruit voort gekomen resultaten, zijn de mogelijke uitvoeringswijze van de caisson bekeken. De studie eindigt met een vergelijking tussen een traditioneel caisson en het Camilla caisson.

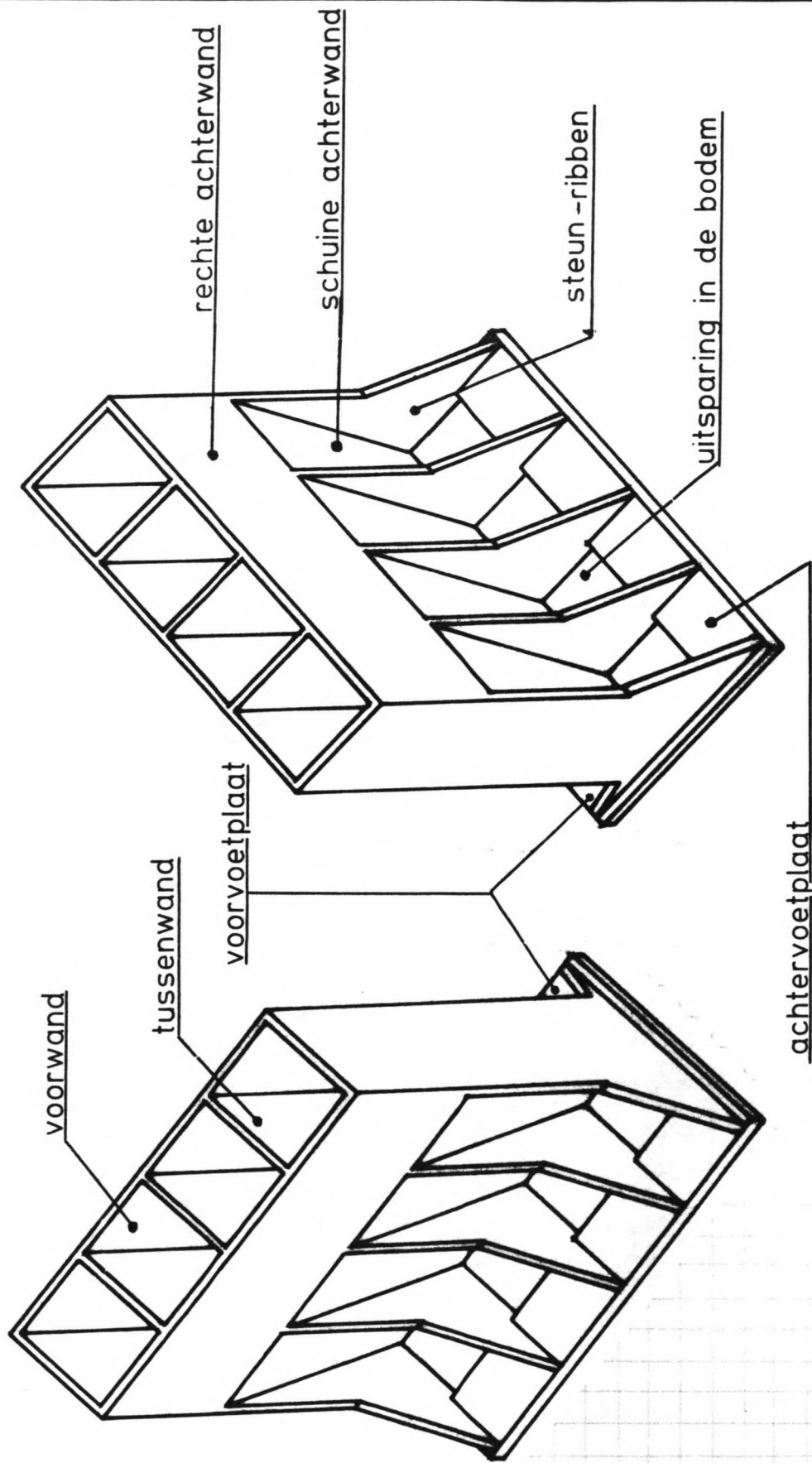
DE AFSTUDEEROPDRACHT

Het uitvoeren van een grondmechanisch onderzoek naar de reducerende werking van de schuine achterwand op de horizontale gronddruk tegen de Camilla caisson en de invloed van de achtervoetplaat hierop.

Het uitvoeren van een haalbaarheidsonderzoek naar een Camilla caisson voor een lokatie met grote kerende hoogte, zoals bijvoorbeeld de Maasvlakte, waarbij tevens het zo goed mogelijk meenemen van kosten- en uitvoerings aspecten in het ontwerpproces als interessante mogelijkheden worden genoemd.

VOORWOORD

Het voor U liggende rapport is een weergave van een ontwerpproces. Het rapport tracht een zo helder mogelijke beeld van het doorlopen ontwerpproces te geven. In de opzet van het rapport is er voor gekozen het ontwerpproces zo bondig mogelijk weer te geven. Deze keuze impliceert dat U in het rapport geen uitgebreide berekening zult tegen komen. De berekeningen welke tijdens het ontwerpproces zijn uitgevoerd zijn in drie bijlagen van dit rapport weergegeven. In dit rapport zijn zodoende alleen de methodes, technieken, resultaten, conclusies en opmerkingen beschreven. Het zo logisch mogelijk weergeven van het ontwerpproces, impliceert dat niet altijd de chronologische volgorde kan worden aangehouden, waarin het ontwerpproces wordt doorlopen.



CAMILLA CAISSON naamsaanduiding

ballast nedam groep n.v.

date:

item:

by:

sheet of

INLEIDING

In het kader van het afstuderen aan de Technische Hogeschool te Delft van de afdeling der Civiele Techniek is een studie gedaan naar de haalbaarheid van een Camilla caisson voor een lokatie met grote kerende hoogte. In dit kader is voor een denkbeeldige locatie op de Maasvlakte gekozen met een kerende hoogte van 30 meter. De Camilla caisson is een idee van de Ballast Nedam Groep. Het idee is ontstaan rond de eind zestiger jaren. Nadat het in de begin zeventiger jaren veel aandacht heeft gekregen is het daarna enigszins in de vergetelheid geraakt. Bij de start van mijn afstuderen, september 1985, leek het interessant het Camilla caisson nader te beschouwen voor de veranderde vraag naar kadeconstructies. Was rond 1970 een kerende hoogte van 10-15 meter een gangbare kerende hoogte voor kademuren, thans "rond 1986" is een kerende hoogte van 25 meter en meer, niet ongebruikelijk. Naar de inzichten destijds bedroeg de besparing in betonvolume van de Camilla caisson ten opzichte van de traditionele caisson voor een kerende hoogte van 10-15 meter, 30 %. In deze studie naar de haalbaarheid van een Camilla caisson zijn twee facetten bekeken. In een eerste studie is de werking van de Camilla caisson nader geanalyseerd. Onder auspiciën van Prof.dr.ir. A. Verruijt van de vakgroep geotechniek is een studie naar het grondspanningsbeeld rond de Camilla caisson verricht met behulp van een zelf ontwikkeld semi-plastisch eindige elementen methode programma. In deze studie stond de reductie van de horizontaal kracht op de caisson, door het toepassen van een schuine achterwand, centraal. Tevens is de invloed van de achtervoetplaat op de horizontaal kracht op de caisson onderzocht. In een tweede studie onder auspiciën van Prof. ir. A. Glerum en ir. G.P. Bourguignon van de vakgroep constructieve waterbouwkunde is aandacht besteed aan het ontwerpproces, de haalbaarheid, de kosten en de uitvoeringstechnieken. Om het ontwerpproces zo realistisch mogelijk te laten verlopen is in eerste instantie een literatuurstudie verricht naar mogelijke soorten kadeconstructies. Hierna zijn de gevonden soorten nader geanalyseerd. Aan de hand hiervan heeft er een eerste selectie plaats gevonden. Vervolgens is van de resterende constructies een globale ontwerpberekening en prijscalculatie gemaakt. In een realistisch ontwerpproces zouden de meest goedkope constructies verder beschouwd moeten worden. In dit geval is hier van afgeweken daar de Camilla caisson centraal staat in dit afstuderen. De Camilla caisson is uitwendig nader gedimensioneerd en geoptimaliseerd. Het rapport sluit af met een aanbeveling voor het toepassen van Camilla caissons voor grote kerende hoogtes.

Zowel de grondmechansche als de constructief waterbouwkundige studie zijn uitgevoerd binnen de Ballast Nedam Groep te Amstelveen. Voor de geboden faciliteiten en zeer kundige adviezen ben ik hun en met name ir H. van Tongeren, directeur van Ballast Nedam Engineering BV en ing. G.J.H. Zwoferink, engineering-manager en persoonlijk begeleider van het afstudeerwerk zeer erkentelijk.

INVENTARISATIE VAN KADECONSTRUCTIES

In het begin van het tweede deel van het afstuderen is een literatuurstudie verricht naar het aantal soorten kadeconstructies. De geraadpleegde literatuur is vermeld in de literatuurbijlage. Via het weergeven en beschrijven van de kadeconstructies is in te zien hoe de principes van de constructies uit elkaar voortkomen of van elkaar zijn afgeleid. Onder iedere schets zijn 4 ruimtes opengelaten om de afgeleide constructies weer te geven. Bij het weergeven van de constructies betreft het slechts een principeschets zonder dat de constructies berekend zijn. De constructies worden hier beneden opgesomd en zullen op de volgende bladzijden worden weergegeven en beschreven.

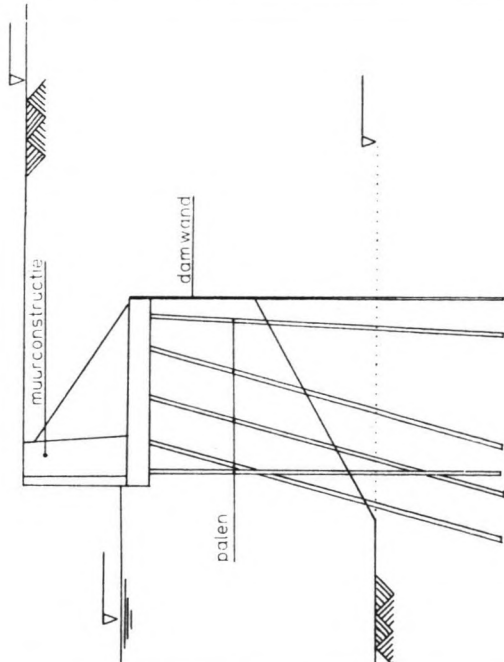
OVERZICHT SOORTEN KADECONSTRUCTIES

1. Gemetselde kadeconstructie
2. Gemetselde kadeconstructie met rijshouten zinkstukken
3. Gemetselde kadeconstructie op palen met damwand
4. Gewichtconstructie van beton
5. L-muur
6. Blokkenmuur
7. Traditioneel rechthoekig caisson
8. Camilla caisson
9. La Goulette caisson
10. Talcahuano caisson
11. Lek en IJsselhaven caisson
12. Rond caisson
13. Cirkelvormige cellendamwand
14. Semi-cirkelvormige cellendamwand
15. Diaphragmvormige cellendamwand
16. Stalen damwand met ankerstang
17. Stalen damwand met hooggelegen ontlastvloer
18. Stalen damwand met laaggelegen ontlastvloer
19. Stalen damwand, schuinstand, met laaggelegen ontlastvloer
20. Stalen damwand, schuinstand, met trekpalen
21. Stalen damwand, schuinstand, deltaligger en ankerstang
22. Stalen damwand met I-profielen als verstijving
23. Stalen damwand met kokerprofielen als verstijving
24. Stalen damwand met buispalen als verstijving, Combiwand
25. Stalen damwand, intern talud, ankerstang en betondek
26. Diepwand, rechtlijnig
27. Diepwand, palsif vormig
28. Diepwand, T-vormig
29. Diepwand, dubbel-halfcirkelvormig
30. Steiger constructie
31. Balkstapeling met steen-rots vulling
32. Rippen stutz-mauer
33. Terre armee
34. Gabions

constructie type: kadeconstructie op palen met damwand

ontwerpschets:

3



varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

by: F. N. Endtz

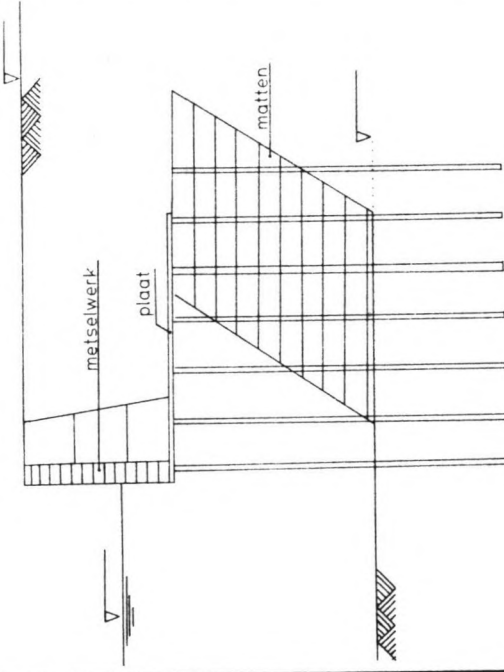
date:

sheet of

constructie type: gemetselde kademuur & rijshoutmatten

ontwerpschets:

2



varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

by: F. N. Endtz

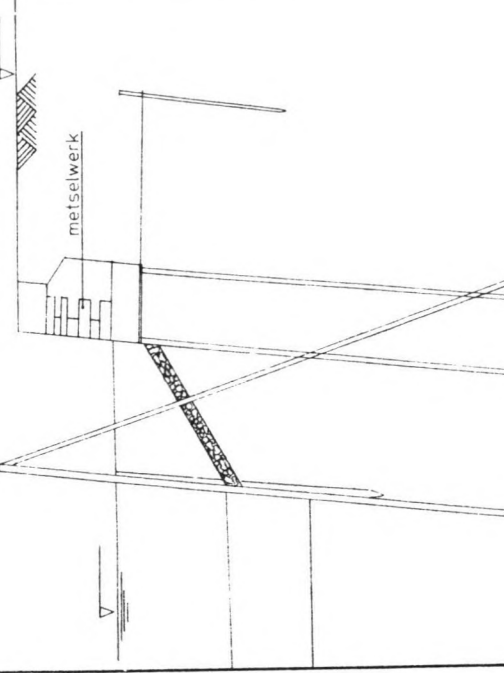
date:

sheet of

constructie type: gemetselde kademuur constructie (Boompjes)

ontwerpschets:

1



varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

by: F. N. Endtz

date:

sheet of

TOELICHTING OP EN BESCHRIJVING VAN DE KADECONSTRUCTIES

1. De gemetselde kadeconstructie

De gemetselde kadeconstructie zoals weergegeven in de eerste figuur, is een kadeconstructie die in de literatuur vaak wordt vermeld. Het is een van de eerste soorten kadeconstructies in Nederland en is te vinden onder andere bij de Boompjes in Rotterdam. De totale kerende hoogte van de constructie bedroeg rond de 5 meter. Daar de gemetselde stenen muurconstructies slechts 2.5 meter grond konden keren, was men genoodzaakt over de resterende kerende hoogte een talud met steenbestorting toe te passen, om de vereiste diepgang van 5 meter te behalen. De constructie is zeer oud en arbeidsintensief. Voor moderne kademuren zal deze constructie niet in aanmerking komen.

2. De gemetselde kadeconstructie met rijshouten matten

De toepassing van een grote duikerklok, de voorloper van de pneumatische caisson, maakte het mogelijk palen onderwater te slaan. Door deze techniek was men in staat de kademuur direct boven de vereiste diepgang te bouwen. De lange loopbruggen waren hierdoor niet meer nodig, hetgeen het in- en uitladen van schepen zeer vergemakkelijkte. Om het talud onderwater te verkorten, werden rijshouten matten toegepast. De verkorting van het talud hield in dat er minder palen nodig waren hetgeen een goedkopere constructie betekende. De rijshouten matten worden op hun plaats gehouden door deze te doorslaan met de palen. Dit soort kadeconstructies zijn gebouwd bij de Rijn- en Maashaven in Rotterdam. Bij deze lokaties moesten onder de rijshouten matten eerst de slappe veenlagen verwijderd- en door zand vervangen worden. De bouwtijd van deze kadeconstructies was erg lang. De kerende hoogte die bereikt kon worden, bedroeg rond de 12 meter en was een aanzienlijke vergroting ten opzichte van de kademuren bij de Boompjes.

3. De gemetselde kadeconstructie op palen met een damwand

Bij deze constructie wordt de kerende hoogte door drie elementen overbrugd. Deze elementen zijn de muurconstructie, de stalen damwand en het onderwater talud. Door toepassing van de damwand kan de kerende hoogte wederom worden vergroot. De damwand heeft een grondkerende functie. De horizontale grondkracht op de damwand wordt via de betonnen bovenbouw en vervolgens via de schoorpalen in de grond voor de kademuur afgevoerd. De berm onder de kadeconstructie biedt passieve weerstand aan de damwand en vervult een functie in het overbruggen van het totale talud. Deze constructie maakt een goed gebruik van de diverse constructiematerialen en is in vergelijking met de boven beschreven constructies minder arbeidsintensief.

constructie_type: **blokkenmuur**

ontwerpschets:

6

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

by: F.N.Endiz

date: _____ sheet of _____

constructie_type: **L-muur**

ontwerpschets:

5

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

by: F.N.Endiz

date: _____ sheet of _____

constructie_type: **gewichtconstructie (beton)**

ontwerpschets:

4

varianten:

a.	b.	c.	d.
L - muur	blokken muur	caisson	cellen damwand

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

by: F.N.Endiz

date: _____ sheet of _____

A2 042

A2 042

4. Gewichtsconstructie van beton

De gewichtsconstructie van beton is de meest simpele vorm van de zwaartekracht constructies. De constructie is stabiel indien het tegenwerkend moment veroorzaakt door het gewicht van de constructie groter is dan het aandrijvend moment veroorzaakt door horizontale grondkracht. Doordat de gewichtsconstructie, zoals de naam reeds impliceert, zwaar is, kan deze constructie het best toegepast worden op gronden, welke hoge funderingsdrukken kunnen verdragen. De constructie wordt doorgaans ter plekke gebouwd en is zeer materiaalintensief.

5. De L-muur

Een variant op de betonnen gewichtsmuur is de L-muur. Het idee van de L-muur berust op het gebruik maken van het tegenwerkend moment veroorzaakt door het grondgewicht boven de fundatieplaat. Het aandrijvend moment wordt nog steeds veroorzaakt door de horizontale grondkracht tegen de keermuur. Deze constructievorm houdt in, dat in de verbinding tussen de bodemplaat en de eigenlijke keermuur zeer grote momenten en dwarskrachten optreden. Dit komt omdat de horizontale grondkracht werkend tegen de keermuur via deze verbinding naar de bodemplaat en vervolgens naar de ondergrond moeten worden afgevoerd. Een voordeel van de constructie is dat deze veel minder materiaal intensief is dan de betonnen gewichtsmuur.

6. De blokkenmuur

De blokkenmuur is eveneens een gewichtsconstructie. Het voordeel van de blokkenmuur is, dat de blokken geprefabriceerd kunnen worden. Dit levert een betere betonkwaliteit. Tevens kunnen de blokken als holle kokers geconstrueerd worden. De holle ruimten kunnen later met zand gevuld worden. Dit vullen van de holle ruimtes met zand levert een besparing in betonvolume op. De horizontale grondkracht op de blokken wordt via de schuifspanning tussen de blokken naar beneden toe afgevoerd. Dit impliceert dat alle voegen tussen de blokken gecontroleerd moeten worden op schuiven (sliding) en op kantelen (overturning). Deze vorm van kadeconstructie is niet arbeidsintensief maar heeft daarentegen relatief veel materieel nodig voor het bouwen en installeren van de blokken.

7. De traditionele rechthoekige caisson.

De traditionele caisson is eveneens een gewichtsconstructie. Het begrip caisson wordt omschreven als een drijvende betonconstructie. Het idee van een caisson in gebruikstoestand doet sterk denken aan de L-muur, daar het zand boven de bodemplaat ook meewerkt aan het moment tegen kantelen. Het idee van caissons is ontstaan tijdens de reparatie van de Spoorweghaven omstreeks 1900.

constructie_type: La Goullette caisson
 ontwerpschets:

10

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.
 item: kademuur-constructies
 by: F.N. Endtz

date: sheet of

constructie_type: Camilla caisson
 ontwerpschets:

8

uitsparing in de bodem

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.
 item: kademuur-constructies
 by: F.N. Endtz

date: sheet of

constructie_type: traditioneel caisson (waalhaven) 1963
 ontwerpschets:

7

varianten:

a. Camilla	b. La Goullette	c. Tacahuano Chili	d. Ijssel&ter haven
------------	-----------------	--------------------	---------------------

opmerkingen:

e. rond caisson	f.	g.	h.
-----------------	----	----	----

ballast nedam groep n.v.
 item: kademuur-constructies
 by: F.N. Endtz

date: sheet of

A2 042

De te herstellen Spoorweghaven werd gerepareerd met behulp van drijvende bakken van gewapend beton. Deze bakken werden bij hoogwater aangevoerd en vervolgens afgezonken, deels op de fundering van de oude muur en deels op speciaal daarvoor geheide palen. Deze werkwijze deed de gedachte opkomen om kademuren als geheel als caisson uit te voeren. Aanvankelijk paste men de caissons toe op plaatsen waar het zand reeds op vrij geringe diepte begint zoals de St. Jobshaven. Caissons worden doorgaans in een bouwdok gemaakt en drijvend met behulp van sleepboten naar de plaats van bestemming vervoerd. Aldaar worden ze met behulp van ballast afgezonken. Alternatieven voor de uitvoering van caissons zijn het ter plekke bouwen en afzinken naar het funderingsniveau met behulp van een drukkamer. Er is dan sprake van een zogeheten "pneumatisch caisson". Een ander alternatief is de caisson zonder bodemplaat op maaiveld te bouwen en hierna met behulp van een open ontgraving tot funderingsniveau te laten zakken. Rechthoekige caissons zijn onder andere te vinden in de Merwehaven en de Waalhaven. Daar de funderingsdrukken onder de caisson zeer hoog kunnen oplopen, wordt onder de caisson dikwijls een grondverbetering van zand toegepast. De kerende hoogten die met deze caissons bereikt zijn, liggen om en nabij de 15 meter.

8. De Camilla caisson

Op de Camilla caisson rust een patent van de Ballast Nedam Groep te Amstelveen. Geestelijke vader van de caisson is Ir. H. van Tongeren, directeur van Ballast Nedam Engineering B.V. De Camilla caisson is rond de jaren 70 ontstaan. Het kenmerkende van de caisson is de naar achteren hellende achterwand en de uitsparingen in de bodemplaat om de gronddruk achter de caisson af te voeren. De naar achteren hellende achterwand heeft in combinatie met de uitsparingen in de bodemplaat een reductie van de horizontale kracht op de caisson tot gevolg. Dit impliceert dat de veiligheid van de caisson tegen schuiven, ook wel sliding genoemd, wordt verhoogd. Rond het begin van de jaren zeventig is de Camilla caisson nader beschouwd voor kerende hoogtes van rond de 15 meter. Dit leverde een besparing in betonvolume op van rond de 30% daar de bodembreedte en zo de caisson als geheel versmald kon worden. In het kader van dit afstuderen leek het interessant de Camilla caisson nader te beschouwen voor grotere kerende hoogtes. Verder in dit rapport zal de Camilla caisson nader worden uitgewerkt.

9. De La Goulette caisson

De La Goulette caisson is een caisson met een naar voren hellende achterwand. De caisson heeft een naar voren hellende achterwand opdat tijdens het afzinken en plaatsen van de caisson, de caisson achter aan de bodem met behulp van een kraan vastgehouden kan worden. De schuine wand komt nu van pas daar de kraandraad vrij langs de achterwand van de caisson kan bewegen. De achterkant van de caisson wordt gepositioneerd tegen een reeds geplaatste constructie op de bodem. De vorm van de La Goulette caisson is gebaseerd op de plaatsingsfase.

constructie type: **ronde caissons & betonzakken**

ontwerpschets:

betonzakken

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

date: _____ by: F.N.Endtz sheet of _____

constructie type: **caissons**

Lek en IJssel haven.

ontwerpschets:

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

date: _____ by: F.N.Endtz sheet of _____

constructie type: **Talcahuano caisson**

ontwerpschets:

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

date: _____ by: F.N.Endtz sheet of _____

10. De Talcuhuano caisson

De Talcuhuano caisson is een vinding van Prof. Kraus. De caisson heeft een naar achteren hellende achterwand en een gesloten brede bodemplaat. De Talcuhuano caisson doet sterk denken aan een drijvende L-muur. Door de naar achteren hellende achterwand worden de momenten bij de verbinding van de voetplaat en de muurconstructie gereduceerd. De horizontale grondkracht tegen de achterwand is door de schuinstand gereduceerd. De totale horizontale grondkracht op de Caisson als geheel is niet gereduceerd. De caisson wordt liggend op de voormuur, 90 graden gedraaid ten opzichte van zijn gebruikstoestand, op een helling gebouwd. Het afzinken van de caisson gebeurt door middel van een kraanschip en ballast. De eigenlijke caisson is naar onderen versmald, zodat het na het kantelen tijdens het plaatsen en afzinken nagenoeg vertikaal drijft. De Talcuhuano caisson is toegepast in Indonesie en Chili rond het begin van de twintigste eeuw. De kerende hoogten, die met de caisson bereikt zijn, bedragen 10 meter.

11. De Lek- en IJsselhaven caisson

De Lek- en IJsselhaven caisson zijn caissons die naar boven toe versmald zijn ontworpen. De caissons vertonen een dubbele voorwand, wat in geval van lekstoten van de voorwand van de caisson voorkomt dat het zand uit de caisson wegstroomt en op deze wijze zijn stabiliteit verliest. Tevens is opvallend dat het caisson een tussenwand tot halve hoogte heeft. De functie van deze tussenwand is het afsnuiten van de gronddrukkenverschillen over de wanden tijdens het vullen van de caisson en het verstijven van de bodemplaat. De bodemplaat van de caisson en een eerste aanzet van de wanden, werden in een bouwput gemaakt, totdat de caisson voldoende drijvendvermogen had om al drijvend af gebouwd te worden. De Lek- en IJsselhaven caissons zijn gebouwd in de Lek- en IJsselhaven. De kerende hoogten bedragen rond de 12 meter.

12. De ronde caissons

De ronde caissons zijn een variant op de rechthoekige traditionele caissons. De caissons hebben als nadeel dat ze geen rechte en gladde voorkant hebben. Het voordeel is dat ze op relatief eenvoudige wijze net zo als de traditionele caissons, via een glij of klimkist geconstrueerd kunnen worden. Door de cirkelvormige vorm treden er in de caisson weinig tot geen buigende momenten in de ring op. Dit heeft als resultaat dat de wanden relatief dun kunnen worden uitgevoerd. Een nadeel is dat de dwarskrachtoverdracht naar de bodemplaat over een kort stuk van de cirkel in de bodemplaat moet worden overgebracht, zodat dit lokaal hoge wapeningspercentages tot gevolg heeft. Van de rechthoekige voetplaat van de cirkelvormige caissons worden de hoeken aan de havenzijde meestal afgetopt daar er lokaal grote grondspanningen tegen deze uitkragende voetplaatdelen kunnen optreden. Ronde caissons zijn onder andere te vinden in Zuid-Afrika en zijn geconstrueerd tot kerende hoogtes van 15 meter.

18

damwand met L-muur als onlastvloer

varianten:

a. L-muurs lozen	b.	c.	d.
---------------------	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

name: kademuurconstructies
by: F.N. Endiz

date: sheet of

17

damwand met hoog gelegen onlastvloer

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

name: kademuurconstructies
by: F.N. Endiz

date: sheet of

16

damwand met ankerstang

varianten:

a. hoog gelegen onlastvloer	b. laag gelegen onlastvloer	c. buiswand	d. diepwand
--------------------------------	--------------------------------	-------------	-------------

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

name: kademuurconstructies
by: F.N. Endiz

date: sheet of

13

cellenwand

varianten:

a. circular	b.	c. semi-circular	d. diaphragm
-------------	----	------------------	--------------

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

name: kademuurconstructies
by: F.N. Endiz

date: sheet of

13. De cirkelvormige cellendamwand

De cirkelvormige cellendamwand is een constructie die grote gelijkenis vertoont met de ronde caissons. De cirkelvormige cellendamwand is in tegenstelling met de ronde betonnen caissons niet op staal gefundeerd. Een voordeel van de cellendamwand is dat de constructie in de ring geen buigende momenten vertonen. De constructie behoeft in tegenstelling tot een alleenstaande damwand niet verankerd te worden. Varianten op de cirkelvormige cellendamwand zijn:

14. De semi-cirkelvormige cellendamwand

15. De diaphragmvormige cellendamwand.

16. De damwand met ankerstang

De damwand met ankerstang is een tegenhanger van de gewichtsconstructie. De grondkerende functie wordt vervuld door de stalen damwand. De horizontale gronddruk wordt via de damwand enerzijds naar boven naar de ankerstang afgevoerd en anderzijds naar de onderkant van de damwand waar de horizontale kracht via de passieve gronddruk aan de voorzijde van de damwand wordt opgenomen. De ankerstang moet zijn trekkracht ontleenen aan, of de wrijving langs de ankerstang buiten het actieve glijvlak van de damwand, of de gemobiliseerde passieve weerstand van een ankerschot. Het passieve glijvlak van het ankerschot mag het actieve glijvlak van de damwand niet snijden. Hieruit volgt doorgaans de lengte van de ankerstang. Van de damwand met ankerstang zijn zeer vele huidige kademuurconstructies afgeleid.

17. De damwand met hooggelegen ontlastvloer

De damwand met hooggelegen ontlastvloer is een eerste variant op de damwand met ankerstang. De eerste functie van de ontlastvloer is het ontlasten van de damwand door het afvoeren van de verticale bovenbelasting via de ontlastvloer naar de damwand enerzijds en het palenjuk aan de landzijde anderzijds. Een tweede functie van de ontlastvloer is het afvoeren van de horizontale grondkracht tegen de damwand aan de bovenzijde. De ontlastvloer draagt deze horizontale kracht weer af aan het palenjuk welke de ontlastvloer aan de landzijde ondersteunt. Door het ontlasten van de damwand zijn de buigende momenten en dwarskrachten in de damwand geringer, zodat er met een lichter profiel volstaan kan worden.

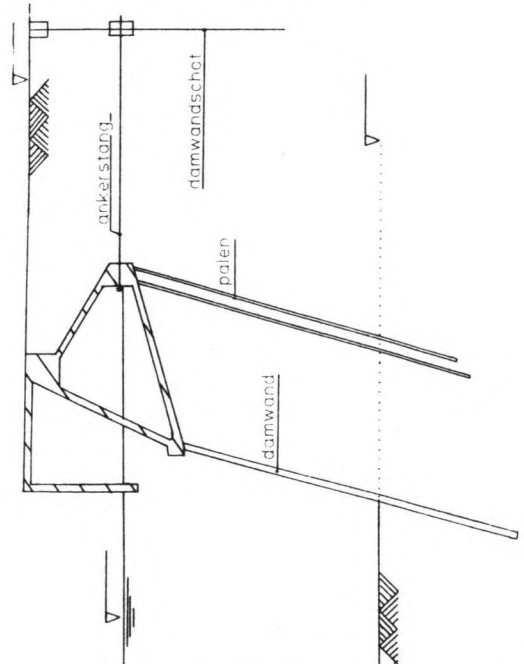
18. De damwand met laaggelegen ontlastvloer

De damwand met laaggelegen ontlastvloer werkt volgens hetzelfde principe als de damwand met hooggelegen ontlastvloer. De kerende hoogte wordt nu gekeerd door zowel de damwand als de betonnen bovenbouw. Door het verlagen van de ontlastvloer neemt de vloer niet alleen de bovenbelasting van de damwand weg doch ook de grondmassa die boven de ontlastvloer is gelegen.

Constructie / 1984 E. C. T. 8 Petroleumhaven 1984

ontwerper(s):

21



varianten:

a.

b.

c.

d.

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur=constructies

by: F. N. Endtz

date:

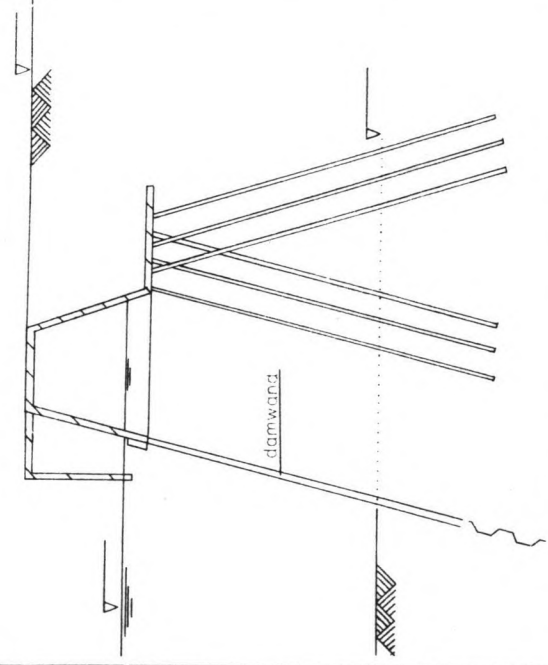
sheet

of

Constructie / 1963 Stalen damwand met betonnen bovenbouw

ontwerper(s): sint Laurens haven 1963

19



varianten:

a.

b.

c.

d.

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur=constructies

by: F. N. Endtz

date:

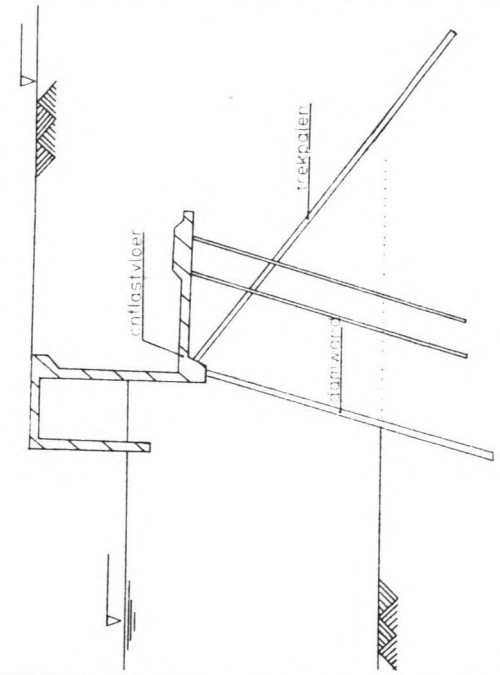
sheet

of

Constructie / 1984 E. M. O. Mississippihaven 1984

ontwerper(s):

20



varianten:

a.

b.

c.

d.

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur=constructies

by: F. N. Endtz

date:

sheet

of

Hierdoor wordt de damwand nog sterker ontlast en kan een nog lichter profiel worden toegepast. Tevens is het op deze wijze mogelijk kademuuren met nog grotere kerende hoogten te bouwen. De keuze tussen een damwand met hoog- of laaggelegen ontlastvloer is een economische keuze.

19. De schuinstaande damwand met laaggelegen ontlastvloer.

De schuinstaande damwand met laaggelegen ontlastvloer is gerealiseerd in de St. Laurens haven in 1963. De naar achteren-hellende schuinstand van de damwand heeft als voordeel dat de horizontale grondkracht tegen de damwand wordt gereduceerd. Indien met gereduceerde horizontaal kracht tegen de damwand gerekend, dienen de palen aan de landzijde ter ondersteuning van de ontlastvloer een zodanige afstand te hebben, dat de palenrij niet als verticale wand zal gaan fungeren. Dit heeft zich voor gedaan bij de Mississippi haven waar ongewild zeer grote deformaties optraden. In 1981 is deze kadeconstructie met een extra verankering versterkt. De maximale kerende hoogtes die met deze kadeconstructies zijn gerealiseerd, bedragen rond de 18 meter.

20. De schuinstaande damwand met trekpalen

Naar aanleiding van de deformaties van de in 1981 versterkte kademuur, is in het ontwerpproces naar voren gekomen, de palen ter ondersteuning van de ontlastvloer aan de landzijde dezelfde schuinstand te geven als de damwand. Indien de palen nu als een tweede scherm zullen gaan werken, zal de ontstane horizontale grondkracht tegen de palen nooit groter kunnen worden dan welke tegen de damwand zou ontstaan. De horizontaal kracht aan de bovenzijde van de damwand wordt nu opgenomen door de toepassing van trekpalen. In dit geval is de M.V.paal als trekpaal gebruikt. Deze vorm van kadeconstructies zijn te vinden bij de verlenging van de E.M.O. in de Mississippi haven. De kerende hoogte bedraagt hier 29,5 meter.

21. De schuinstaande damwand met deltaligger

Dit principe is vrijwel analoog aan het boven beschreven principe, echter met dit verschil dat de ontlastvloer met bovenliggend grondmassief is vervangen door een holle deltaligger en de schuine M.V. paal is vervangen door ankerstang met ankerschot. Het voordeel van de deltaligger in vergelijking met een laaggelegen ontlastvloer is dat de deltaligger een geringer eigengewicht heeft dan de laaggelegen ontlastvloer met bovenliggend grondmassief. Door de verticale kracht van de deltaligger excentrisch naar de waterzijde, ten op zichte van de bovenkant van de damwand, in te voeren, ontstaat een tegenwerkend moment aan het moment veroorzaakt door de horizontale grondkracht op de damwand. Het ankerschot voor het opnemen van de ankerkracht kan ook een dubbelfunctie vervullen, indien het tevens fungeert als fundatie voor de achterpoot van de kraanbaan.

constructie_type: diepwand met ankerstang

ontwerpscheits: 26

varianten:

a. 26	b. 27	c. 28	d. 29

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

date: _____ by: F.N.Endiz sheet of _____

constructie_type: damwand intern talud ankerstang en betondek

ontwerpscheits: 25

varianten:

a. 22	b. 23	c. 24	d. 25

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

date: _____ by: F.N.Endiz sheet of _____

constructie_type: Combiwand (stalen buispalen met damwand)

ontwerpscheits: 24

varianten:

a. 22	b. 23	c. 24	d. 25

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

date: _____ by: F.N.Endiz sheet of _____

22. De damwand met I-profielen als verstijving
23. De damwand met kokerprofielen als verstijving
24. De damwand met buispalen als verstijving, Combiwand

De achtergrond van bovengenoemde drie oplossingen is gebaseerd op dezelfde principes. Door het toepassen van stijve elementen in de damwand wordt het weerstandsmoment van de damwand vergroot, zodat er grotere kerende hoogten met deze systemen bereikt kunnen worden. Het weerstandsmoment kan toe of afnemen door tussen de stijve elementen het aantal damwandplanken te variëren. Als stijve elementen kunnen onder andere I-profielen, kokerprofielen en buispalen worden gebruikt.

25. De damwand, intern talud, ankerstang en betondek oplossing

Dit principe van kadeconstructie is ook een door de Ballast Nedam Groep gepatenteerd systeem van kadeconstructie. De bovenbelasting wordt door het betondek naar de damwand en de palen aan landzijde afgevoerd. De horizontale grondkracht tegen de achterzijde van de betonconstructie wordt via het betondek naar de voorzijde en zo naar de bovenkant van de damwand afgevoerd. Deze horizontale kracht bovenin de damwand wordt naar de ankerstang afgevoerd. De ankerstang voert deze horizontale kracht door de betonconstructie naar het ankershot terug de grond in. De horizontale grondkracht tegen de damwand wordt tot een minimum beperkt door onder het betonnen bovendeck een intern talud toe te passen. Het moment ten gevolge van de horizontale grondkracht tegen de damwand wordt tegen gewerkt door het moment aan de top van de damwand, Dit tegenwerkend moment wordt veroorzaakt door het invoeren van de horizontaal kracht bovenin de damwand en vervolgens afvoeren via de ankerstang. Deze constructievorm is uitermate geschikt voor het construeren van kadeconstructie van zeer grote hoogten.

26. Diepwanden

De diepwanden zijn redelijk nieuwe technieken in de civiele techniek. Diepwanden worden vanaf het maaiveld gemaakt met wederzijds een grondmassief. Tijdens het graven van de wand wordt de grond gesteund door een bentonietvloeistof. Is de wand eenmaal op diepte, dan wordt de wapening in de bentoniet gehangen en vervolgens wordt de bentoniet vervangen door beton. De wanddikte is afhankelijk van de breedte van de grijperkop en kan variëren van 30 centimeter tot ruim 1 meter. Aan de bovenzijde is de diepwand voorzien van een voerspananker om de horizontale grondkracht op te nemen. De diepwand is een plaatsvaste constructie, zodat tegen de diepwand de neutrale gronddruk zal ontstaan. Het weerstandsmoment van de diepwand kan worden vergroot door de diepwand in verschillende vormen te bouwen. De bekende vormen om het weerstandsmoment van de diepwand te vergroten zijn:

27. De palsif-vormige diepwand
28. De T-vormige diepwand
29. De dubbel cirkelvormige diepwand.

32

constructie type: ribben stutz muur

ontwerpschets:

wrijvings panelen

dwarsdoorsnede

bovenaanzicht

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

date: F.N.Endtz

by: F.N.Endtz

sheet of

31

constructie type: balk - steen/rots vulling

ontwerpschets:

steen/rots vulling

La Coruna (Spanje)

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

date: F.N.Endtz

by: F.N.Endtz

sheet of

30

constructie type: steiger

ontwerpschets:

natuurlijk talud hoek van inwendige wrijving

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

date: F.N.Endtz

by: F.N.Endtz

sheet of

Een nadeel van diepwanden is dat de kwaliteit van de beton en dus de kwaliteit van de diepwand moeilijk gegarandeerd kan worden. De beton moet namelijk onder zeer moeilijke omstandigheden worden aangebracht.

30. De steigerconstructie

De steigerconstructie is een kadeconstructie die het natuurlijk talud overbrugt. De steiger hoeft geen horizontale krachten van uit de grond op te nemen. De steigerconstructie heeft een open voorkant. Er kan zodoende geen opgesloten watermassa tussen het schip en de kadeconstructie ontstaan, welke een bufferfunctie heeft tijdens het afmeren van schepen. De steiger is zodoende niet geheel met de reeds genoemde gesloten kadeconstructies te vergelijken. Voor de volledigheid wordt de steiger in dit kader als kadeconstructie genoemd.

31. De balk steen-rots vulling

De balk steen-rots vulling is een kadeconstructie opgebouwd uit systeembalken. De balken zijn te verdelen in langs- en dwarsbalken. De langs-balken liggen in de lengte richting van de kademuur, de dwarsbalken staan hier loodrecht op. Tussen de langs- en dwarsbalken ontstaan nu rechthoekige cellen welke met steen en rots kunnen worden opgevuld. De balk steen-rots vulling is speciaal geschikt voor kadeconstructies waar een harde ondergrond aanwezig is. Voor zachtere ondergronden is een bodemplaat als oplossing te hanteren. De constructie vereist een minimum aan geld, tijd en materieel indien geprefabriceerde balken worden toegepast. De cellen worden afgesloten door toepassing van een betonnen dekconstructie. De constructie is reeds toegepast voor de haven van La Coruna in Spanje. De kerende hoogte bedraagt 12.5 meter.

32. De rippen stutz mauer

De rippen stutz mauer is een Duitse uitvinding. De horizontale kracht op de voorwand, veroorzaakt door de gronddruk, wordt via de ribben naar achteren in de grond teruggevoerd. De afdracht van de horizontale kracht van de ribben naar de grond vindt plaats door de schuifspanning tussen het beton en de grond. De afdracht van de horizontale kracht naar de grond dient geheel plaats te vinden buiten het actieve glijvlak tegen de voormuur. Voor zover bekend is een constructie als deze nog niet in de praktijk uitgevoerd en betreft het hier dus slechts een principe idee voor een kadeconstructie.

37

Cabions

steen-vulling

stalen korven

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

date: F.N.Enditz sheet of

33

terre armee

beton verankering

varianten:

a.	b.	c.	d.
----	----	----	----

opmerkingen:

ballast nedam groep n.v.

item: kademuur-constructies

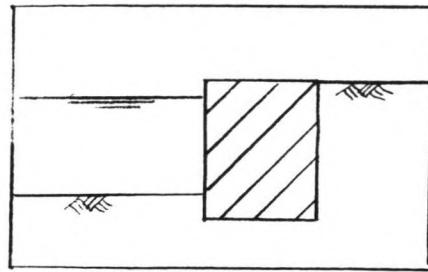
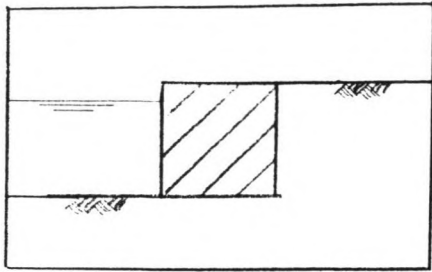
date: F.N.Enditz sheet of

33. Terre armee

Terre armee is een Franse uitvinding. Terre armee wordt hoofdzakelijk gebruikt voor het construeren van keermuren in den droge. De horizontale grondkracht tegen de keermuur wordt via trekbanden naar achteren toe terug de grond in afgevoerd. De afdracht van de horizontaal kracht dient ook buiten het actieve glijvlak van de keermuur plaats te vinden. Het toepassen van Terre armee als kademuur is in principe mogelijk. Toepassingen hiervan in de praktijk zijn te vinden in Jersey.

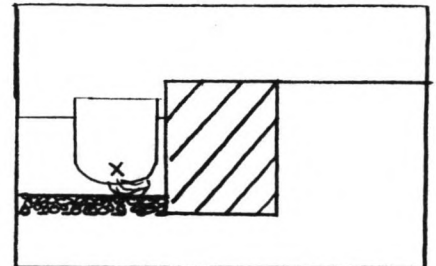
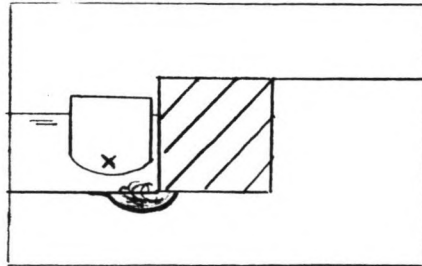
34. Gabions

Gabions zijn een uit Italië afkomstige constructievorm en bestaan uit met steen gevulde gazen omhulsels. De toepassingen van Gabions zijn te vinden in keermuren in den droge en als bodembescherming in den natte. Als bodembescherming zijn ze onder andere toegepast bij rivieren en overlaten. Het principe van de Gabions is analoog aan de balk steen-rots vulling. De opname van de horizontale kracht vindt plaats door de schuifspanning langs het grondvlak. Een toepassing van gabions als kademuur in de praktijk, is niet bekend.

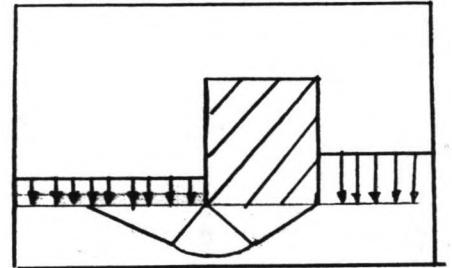
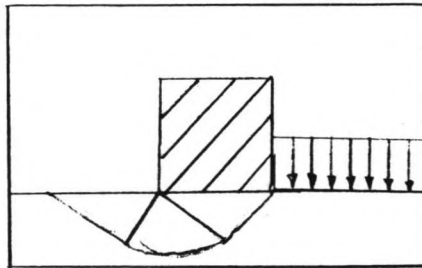


voordelen

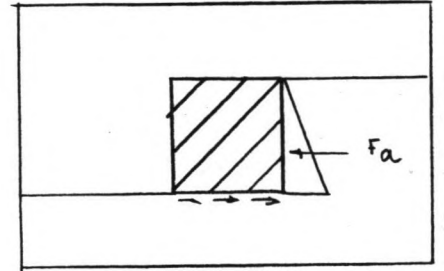
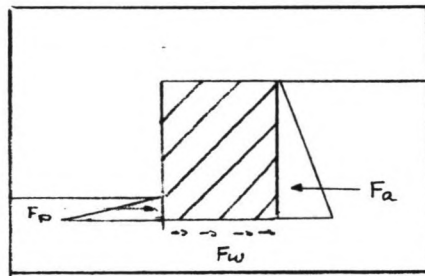
1. bodem
bescherming



2. verhoging
van het
grond-
draagver-
mogen



3. verhoging
van de
veiligheid
voor glijden



ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Opmerkingen

Naar aanleiding van de schetsen van kadeconstructies zijn nog de volgende opmerkingen te maken voor op staal gefundeerde constructies. Bij deze constructies is het aan te bevelen indien de havenbodem een zandgrond betreft hierover een steenbestorting aan te brengen. De steenbestorting heeft als primaire functie de havenbodem te beschermen tegen uitschuring ten gevolge van waterstroming, onder andere veroorzaakt door sloopbewegingen. Secundaire functies hiernaast zijn enerzijds de verhoging van het draagvermogen van het funderingsvlak, doordat naast de constructie aan de havenzijde ook een bovenbelasting aanwezig is en anderzijds het verhogen van de veiligheid tegen schuiven, doordat de bestorting een passieve horizontale kracht tegen de constructie tot gevolg heeft. Deze kracht werkt tegen de aandrijvende actieve horizontale kracht op de achterwand van de constructie.

DE BEOORDELINGSCRITERIA

Inleiding

Bij een ontwerpproces is het genereren van zoveel mogelijk oplossingen een kant van het ontwerpproces. Een andere, en minstens zo belangrijke kant van het ontwerpproces is het beoordelen van het totaal gevonden aantal oplossingen en het verwerpen van de niet-relevante oplossingen. Over het genereren van oplossingen zijn in de literatuur zeer veel technieken te vinden. Het beoordelen van de oplossingen is een zeer moeilijk facet, waar niet veel literatuur over beschikbaar is. In zoverre is het beoordelen van de gevonden oplossingen een zeer persoonlijke en arbitraire zaak en vaak gestoeld op een reeks van jaren lange ervaring bij constructeur en ontwerper. Door het onderkennen van dit probleem, kan een eerste keuze niet tot de meest optimale resultaten leiden. De beste resultaten van een eerste beoordeling worden verkregen indien verschillende mensen onafhankelijk van elkaar de constructies voor een bepaalde lokatie analyseren. In dit ontwerpproces zal twee maal een keuze uit het totaal aantal gevonden oplossingen gedaan worden.

DE EERSTE BEOORDELING

De eerste beoordeling en selectie is een zeer globale, waar de eisen van de volgende instanties in zijn verwerkt:

- De gebruiker
- De bouwer
- De omgeving

De beoordeling is tevens gesplitst in een beoordeling op:

- Kosten indicatie
- Kwaliteit indicatie

Voor het beoordelen en selecteren van het totaal aantal constructies voor een bepaalde lokatie op een principe schets, worden de beste resultaten bereikt, indien de persoon, die de constructies beoordeelt tevens de keuze doet uit het totaal aantal constructies. Het beoordelen van de constructies is een persoonlijke en op ervaring berustende aangelegenheid. Het is aan te bevelen verschillende personen voor een bepaalde lokatie de constructies te laten beoordelen en selecteren. Aan de hand van deze resultaten kan bepaald worden welke constructies er in een volgende fase nader beschouwd zullen worden.

Lokatie beschrijving

Er wordt gekozen voor een kerende hoogte van rond de 25-30 meter, zoals in Europoort voorkomen. Voor de ondergrond op fundatieniveau mag een goede zandsoort worden aangehouden met een hoek ϕ voor inwendige wrijving tussen de 30-35 graden. Achter de kadeconstructie is zandgrond aanwezig of zal grond worden aangevuld met een hoek ϕ van inwendige wrijving van 30 graden.

DE RESULTATEN VAN DE EERSTE BEOORDELING

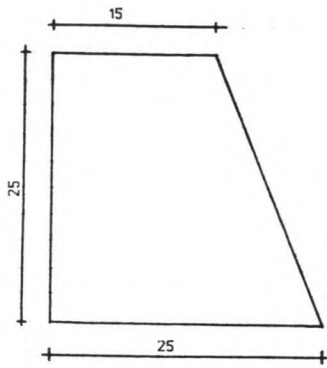
De eerste beoordeling is gemaakt voor een denkbeeldige lokatie ergens op de Maasvlakte in Rotterdam met een kerende hoogte van 25 meter. Reele lokaties hiervoor zouden kunnen zijn, de uitbreiding van de E.C.T. kademuur of de uitbreiding van de E.M.O. kademuur, beiden gelegen op de Maasvlakte. De constructies die in het kader van dit afstuderen voor een ontwerpberekening voor deze lokatie in aanmerking kwamen, waren:

1. De betonnen gewichtsconstructie
2. De L-muur
3. De blokkenmuur
4. De traditionele caisson
5. De Camilla caisson
6. De ronde caisson
7. De cellendamwand
8. De damwand met ankerstang
9. De damwand met hooggelegen ontlastvloer
10. De damwand met laaggelegen ontlastvloer
11. De damwand, intern talud, betondek en ankerstang oplossing
12. De steigerconstructie
13. De rippen stutz mauer

Het beoordelen van de constructies in eerste instantie is in dit geval niet optimaal gebeurd, daar de beoordeling slechts door een persoon zonder een uitgebreide constructeurservaring heeft plaats gevonden.

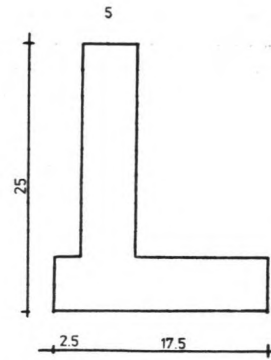
Conclusie

De eerste beoordeling van constructies voor een bepaalde lokatie is zeer moeilijk en maakt erg veel discussie los, vooral over de interpretatie van de beoordeling per beoordelingscriterium. Er blijkt echter wel overeenstemming te ontstaan over welke constructies geschikt zijn, om in een volgende stap van het ontwerp proces te worden meegenomen. Het aantal mee te nemen constructies in de ontwerpfase vormt echter een groot punt van discussie. Een voor de hand liggende oplossing zou zijn, het aantal mee te nemen constructies van de beschikbare hoeveelheid tijd en geld te laten afhangen. In de praktijk komt dit er op neer dat zo min mogelijk oplossingen worden meegenomen, omdat tijd en geld altijd schaars aanwezig zijn. Hierin schuilt het gevaar dat men de eerste keuze te zwaar laat wegen, wat het niet meenemen van reele constructies met zich meebrengt.



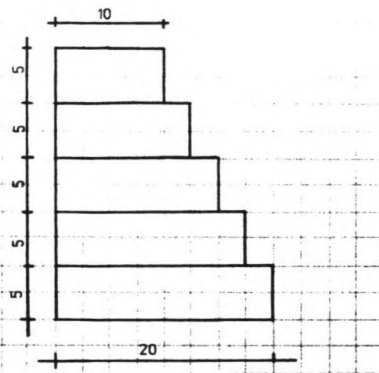
-1-

F1= 1.9 F2= 1.9 F3= 4.3



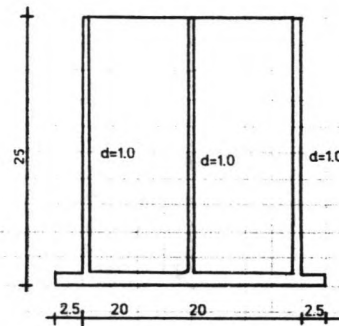
-2-

F1= 1.7 F2= 1.3 F3= 2.7



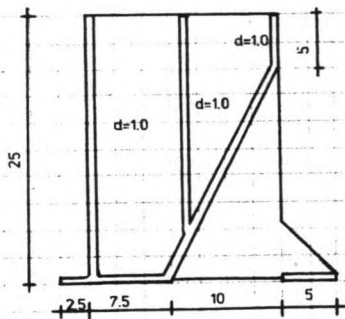
-3-

F1= 1.5 F2= 1.8 F3= 4.2



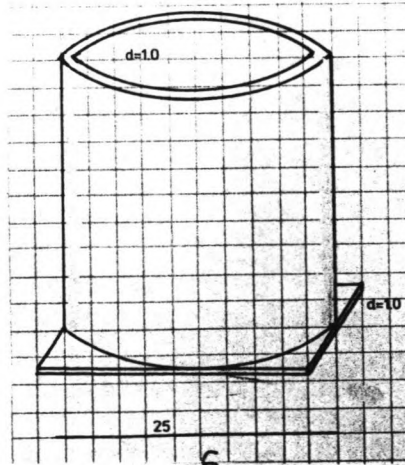
-4-

F1= 1.9 F2= 1.7 F3= 4.1



-5-

F1= 1.9 F2= 3.0 F3= 4.7



-6-

F1= 1.7 F2= 1.5 F3= 3.6

F= veiligheid 1=draagvermogen 2=schuiven 3=kantelen

ballast nedam groep n.v.

item: ontwerpschetsen kadeconstructies

date:

by: F.N. Endtz

sheet of

DE TWEEDE BEOORDELING

De tweede beoordeling is gebaseerd op een kostenraming naar aanleiding van een ontwerpberekening van de resterende constructies. Van de constructies wordt een ontwerp-berekening gemaakt voor uitwendige stabiliteit. Bij de constructies wordt een verschil gemaakt tussen op staal gefundeerde constructies en in-de-grond gefundeerde constructies.

DE OP STAAL GEFUNDEERDE CONSTRUCTIES

De op staal gefundeerde constructies worden gedimensioneerd op de veiligheid tegen:

- schuiven (sliding)
- kantelen (overturning)
- draagvermogen (bearing capacity)

DE BEOORDELING VAN DE VEILIGHEID TEGEN SCHUIVEN (sliding)

De beoordeling van veiligheid tegen schuiven zal gebeuren door het beschouwen van de aandrijvende grondkracht enerzijds en de schuifspanningen langs het funderingsvlak als tegenwerkende kracht anderzijds. Bij de beoordeling van schuiven wordt een veiligheid van 1.5 geaccepteerd. De veiligheid van schuiven wordt bepaald via de volgende formule:

$$F2 = \frac{f * V}{H} > 1.5$$

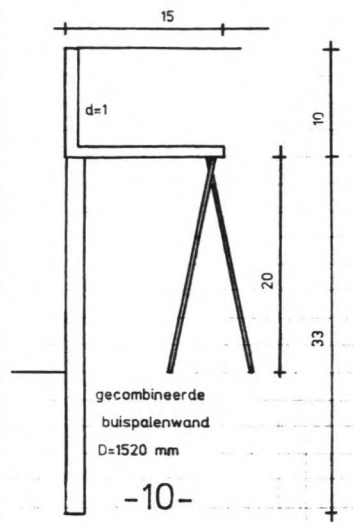
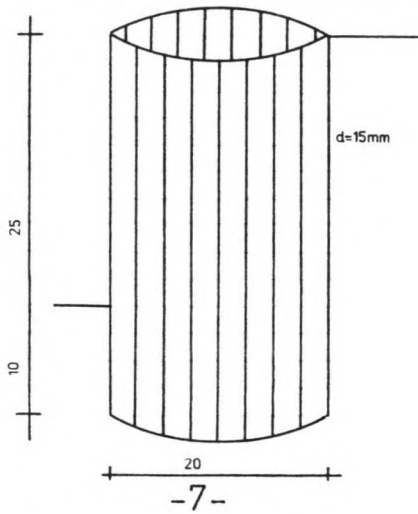
waarin: V = de resulterende verticale kracht op de constructie
H = de resulterende horizontale kracht op de constructie
f = wrijvingscoëfficiënt tussen grond en beton
F2 = veiligheidsfactor tegen schuiven (sliding)

DE BEOORDELING VAN DE VEILIGHEID TEGEN KANTELEN (overturning)

De beoordeling op kantelen zal gebeuren door beschouwing van het momentenevenwicht rond het uiterste punt van de fundering aan de waterzijde. Bij de beoordeling op kantelen wordt een veiligheid van 1.5 geaccepteerd. De veiligheid tegen kantelen wordt bepaald door de volgende formule:

$$F3 = \frac{V * t}{H * h} > 1.5$$

waarin: V = de resulterende verticale kracht op de constructie
t = de afstand van de kracht V ten opzichte van het beschouwde punt voor momentenevenwicht
H = de resulterende horizontale kracht op de constructie
h = de afstand van de kracht H ten opzichte van het beschouwde punt voor momenten evenwicht
F3 = veiligheid tegen kantelen (overturning)



F1= 7.3

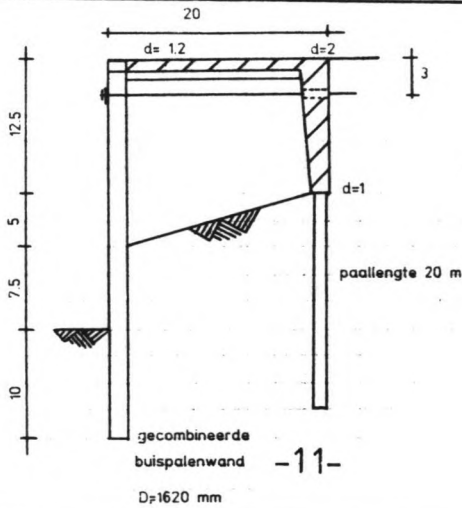
F2=>1.1

F3= 4.2

F1=

F2=

F3=



geen geschikt damwandprofiel te vinden

-8-

-9-

F1=

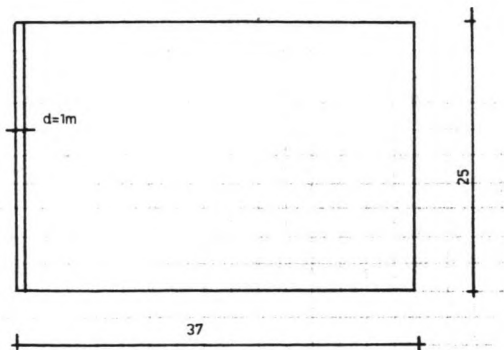
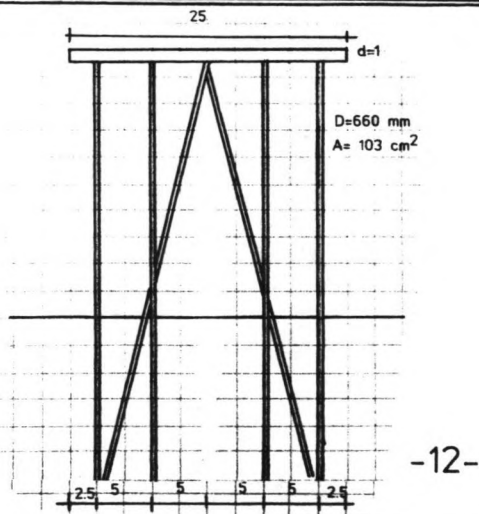
F2=

F3=

F1=

F2=

F3=



F1=

F2=

F3=

F1=

F2=

F3=

F= veiligheid 1=draagvermogen 2=schuiven 3=kantelen

ballast nedam groep n.v.

item: ontwerpschetsen kadeconstructies

date:

by: F.N. Endtz

sheet of

DE BEOORDELING VAN DE VEILIGHEID OP HET DRAAGVERMOGEN (bearing capacity)

De beoordeling op de draagvermogen gebeurt volgens de formules van J. Brinch Hansen weergegeven in:

A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity (reprint of lecture in Japan, 1968)

De veiligheid op het draagvermogen van het funderingsvlak Fl die wordt aangehouden, bedraagt 1.5. De formules van Brinch Hansen zijn als volgt weer te geven:

$$Q A = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B N_s s_d i_b g_\gamma + \bar{q} N_q s_d d_i b g_q + c N_c s_d i_c g_c$$

$\bar{\gamma}$ (t m³) Effective unit weight of soil.

$\bar{q} = \bar{\gamma}_m D$

c (t m⁻²) Cohesion.

s shape factors.
 d depth factors.
 i inclination factors.
 b base inclination factors.
 g ground inclination factors.

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi$$

$$N_q = e^{-7 \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 B/L$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi \cdot B/L$$

$$s_c^a = 0.2 B/L$$

$d_\gamma = 1$

small values of D/B $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 D/B$
 $d_c^a = 0.4 D/B$

$D \leq B$ $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan D/B$
 $d_c^a = 0.4 \arctan D/B$

$$i_c^a = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - H/A c_u}$$

$$i_\gamma = [1 - 0.7 H : (V + Ac \cot \varphi)]^5$$

$$i_q = [1 - 0.5 H : (V + Ac \cot \varphi)]^5$$

$$b_\gamma = e^{-2.7 v \tan \varphi}$$

$$b_q = e^{-2 v \tan \varphi}$$

$$b_c^a = \frac{2 v}{\pi + 2} = \frac{v^2}{147^\circ}$$

$$g_q = [1 - 0.5 \tan \beta]^5 = g_\gamma$$

$$g_c^a = \frac{2\beta}{\pi + 2} = \frac{\beta^2}{147^\circ}$$

Brinch Hansen FORMULES

Equivalent and effective foundation areas.

date: _____

sheet of _____

DE IN-DE-GROND GEFUNDEERDE CONSTRUCTIES

De in-de-grond gefundeerde constructies, hoofdzakelijk damwandconstructies, zullen gedimensioneerd worden met behulp van:

- De methode Blum

De methode Blum is een dermate bekende grafische methode, te vinden in ieder goed grondmechanica boek, zodat daar verder niet op in zal worden gegaan.

Opmerkingen

Ten opzichte van de ontwerpberekeningen zijn de volgende opmerkingen te maken. Bij het vergelijken van de op staal gefundeerde constructies dient men zich goed te realiseren dat de kleinste veiligheid niet overal gelijk aan 1.5 is maar hier omheen schommelt. In zoverre gaat het niet om een gelijke vergelijking. Daar het echter een globale vergelijking betreft, is deze onnauwkeurigheid in afmeting en dus prijsindicatie wel te accepteren.

De constructies zijn niet geoptimaliseerd, daar het hier een globale prijsvergelijking betreft. Voor bepaalde afmetingen zijn waarden aangehouden die slechts op ervaring berusten en niet zijn berekend.

Bij de vergelijking van op staal gefundeerde constructies met in-de-grond gefundeerde en ingeklemde constructies is van een eerlijke vergelijking geen sprake, daar voor de verschillende constructietypes verschillende criteria voor de uitwendige stabiliteit gelden.

Voor een traditioneel caisson is de veiligheid op schuiven maatgevend. Met een verhoging van de veiligheid tegen schuiven, kan aldus een betere constructie gevonden worden. Daar bij de Camilla caisson de veiligheid ten opzichte van schuiven verbeterd wordt, is dit in eerste instantie een betere constructie.

Voor de actieve en passieve horizontale gronddrukcoëfficiënt zijn zeer pessimistische waarden aangehouden, waardoor de constructies overgedimensioneerd kunnen zijn.

Voor een damwand met ankerstang kan voor een kerende hoogte van 25 meter geen bestaand geschikt damwandprofiel gevonden worden. Evenzo kan voor een damwand met een hooggelegen ontlastvloer geen geschikte damwand gevonden worden. Voor deze constructies is een combinatiewand, welke grotere weerstandsmomenten bezit, in overweging genomen.

De prijzen gehanteerd in de prijscalculaties van de resultaten van de ontwerpberekening, worden in de volgende bladzijden toegelicht.

DE KOSTENCALCULATIE

Inleiding

Voor de kostencalculatie zijn de volgende gegevens van belang voor het bepalen van de prijs van een kadeconstructie per strekkende meter.

- materiaalprijzen (inclusief verwerkings kosten)
 - betonwerk
 - grondwerk
 - damwanden
 - ankerstangen
- werkonkosten
- algemene kosten
 - overhead
 - risico
 - winst

De materiaalkosten worden nader uitgewerkt. De werkonkosten betreffen kosten op het werk aangaande materieel, keten en dergelijke algemene voorzieningen, niet terug te brengen op directe materiaal kosten. Voor de werkonkosten wordt meestal een percentage bepaald van de totale aanneemsom. Volgens ervaringsregels dient dit percentage tussen de 10% tot 20% te liggen. In dit geval zal voor de werkonkosten een percentage van 15% worden aangehouden. De algemene kosten worden doorgaans ook uitgedrukt in een percentage van de totale bouwsom. Voor de algemene kosten wordt in normale gevallen 12% aangehouden. Zoals reeds vermeld betreft dit normale gevallen, in Nederland is de concurrentiestrijd thans zo heftig dat de bedrijven de algemene kosten op Nederlandse werken minimaliseren en zelfs soms tot 0 reduceren. Dit onder andere met de achtergrond dat het goedkoper is mensen materieel zonder winst te laten werken, zodat zodoende de vaste kosten terug verdiend kunnen worden.

Prijscalculatie betonwerk

Bij betonwerk zijn de volgende onderdelen te onderscheiden:

- aanschaf- en afleveringskosten van beton
- verwerkingskosten van beton (verdelen en verdichten)
- bekistingskosten (materiaal en stellen)
- wapeningskosten (aanschaf, verwerken, buigen en vlechten)

Voor de kosten van manuren wordt een bedrag van f 40,- per manuur aangehouden.

Calculatie betonwerk vervolg,
betonprijs per kubieke meter beton:

- aanschaf materiaalprijs: (inclusief mixers en trilnaalden)	f	130,-/m**3
- verwerking: (1.5 manuur per m**3)	f	60,-/m**3
- bekisten:		
2 manuur per m**2 kist	f	80,-
materiaalkosten per m**2 kist	f	20,-
totale kosten per m**2 kist	f	100,-
stel wand is 0.5 meter dik 1 m**3 beton = 4 m**2 kist bekistingskosten: 4 * f 100,- =	f	400,-/m**3
- wapening:		
stel: 100 kg staal per kub. beton		
1kg staal = f 1,-		
staal kosten	f	100,-
2 manuren per 100 kg staal (buigen vlechten etc.)		
manuurkosten	f	80,-
Totale wapeningskosten	f	180,-/m**3

Totale kosten voor een kubieke meter beton
in een wand van 0.5 m dikte bedraagt: f 770,-/m**3

Prijscalculatie grondwerk:

aanschaf zandgrond: f 12,- ◇ f 15,-/m**3
verwerkingskosten: f 1,50 ◇ f 2,-/m**3

ontgraven zandgrond: f 1,50 ◇ f 7,-/m**3
afhankelijk van: -afstand
 -vervoer
 -produktie

storten zandgrond: f 10,- ◇ f 15,-/m**3
afhankelijk van: -afstand
 -vervoer
 -produktie

Prijscalculatie ankerstangen:

stel diameter ankerstang 5 cm, lengte 20 meter
materiaalprijs: f 2,50 ◇ f 3,- / kg staal
materiaalprijs van een ankerstang f 925,-/stang

montagekosten: in den natte: f 500,-/stang
 in den droge: f 250,-/stang

opmerking: De ankerstangen liefst zo hoog mogelijk boven
de laagwaterstand positioneren, hoe dichter
in de buurt van de laagwaterstand hoe kleiner
de beschikbare montagetijd per getijdencyclus.

Prijscalculatie damwanden:

materiaalprijs van damwanden:	f	1,40/kg
materiaalprijs combinatiewanden:	f	1,60/kg

Prijscalculatie van heien:

heiprijs:

nat heien:	f	45,-/meter paal
droog heien:	f	25,-/meter paal

(de heiprijs is inclusief materieel,
voor het berekenen van de heiprijs
de totale paallengte in rekening brengen.)

heiproduktie:

nat heien:	3 tot 4 palen/dag
droog heien:	12 tot 15 palen/dag

Materieel prijzen:

droge heistelling:	f 3000,- /dag
natte heistelling:	f 5500,- /dag
transport ponton :	f 2000,- /dag
sleepboot :	f 150,- /uur

RESULTATEN VAN DE KOSTENCALCULATIE

Inleiding

Bij de kostencalculatie voor de constructies van welke een ontwerpberekening is gemaakt, zijn de werkonkosten en de algemene kosten niet in rekening genomen. Dit omdat het voor de kadeconstructies om een vergelijking van de directe kosten gaat. De werkonkosten en de algemene kosten bedragen een percentage van de directe kosten en vergroten aldus het verschil in prijs tussen de verschillende constructies. In de kostencalculatie is geen rekening gehouden met afmeerconstructies, daar deze voor alle constructies gelijk zijn.

Prijs van de kadeconstructies per strekkende meter lengte:

- betonnen gewichtsconstructie	f 194.500,-
- L-muur	f 112.100,-
- blokkenmuur	f 139.375,-
- traditioneel caisson	f 160.000,-
- Camilla caisson	f 155.000,-
- rond betonnen caisson	f 103.800,-
(exclusief gladde voorkant)	
- cellendamwand	f 55.375,-
(exclusief gladdevoorkant)	
- betondek, intern talud, damwand, ankerstang	f 57.100,-
- steigerconstructie	f 101.225,-
- rippenstutz muur	f 131.125,-

Conclusie

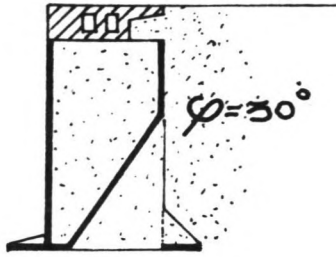
Hieruit blijkt dat de "betondek, intern talud, damwand, ankerstang" oplossing de goedkoopste is. Bij de ronde caissons en de cellendamwand is de prijs van de constructie van een vlakke voorkant niet in rekening gebracht. In een normaal ontwerpproces zouden de goedkoopste oplossingen verder in overweging genomen moeten worden.

De resultaten geven een realistisch beeld, daar de recentelijk gerealiseerde kadeconstructies voor de Haven van Rotterdam zeer verwant zijn aan de goedkoopste oplossing van deze vergelijking. Tevens is de orde grootte van de prijs van de goedkoopste kadeconstructie gelijk aan de prijs per strekkende meter van de gerealiseerde kadeconstructies in de Europoort. Het feit dat de kadeconstructies iets duurder uitvallen dan de exacte prijs van recentelijk gebouwde Rotterdamse Kadeconstructies, komt door het feit dat de kadeconstructies ontworpen zijn met een boven belasting van 80 KN/m^2 , als gewogen gemiddelde van de normale bovenbelasting van 20 KN/m^2 en de eventueel aanwezige ertslast achter de kademuur van 300 KN/m^2 .

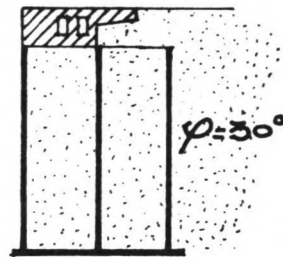
Conclusie vervolg

Daar het in dit geval een afstudeerstudie betreft naar de haalbaarheid van de Camilla caisson voor een ertskade met grote kerende hoogte, zoals bijvoorbeeld op de Maasvlakte, zal niet de direct goedkoopste oplossing nader worden uitgewerkt. In de verdere studie zal alleen de Camilla caisson voor nadere detaillering en optimalisering worden mee genomen.

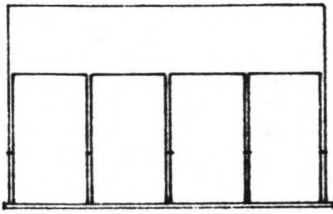
De detaillering zal de uitwendige maten van het caisson betreffen. De caisson zal eerst verregaand worden geschematiseerd en naar mate de optimale worden benaderd, zullen de details nader bekeken worden. Zo zal in eerste instantie niet naar de bovenbouw gekeken worden.



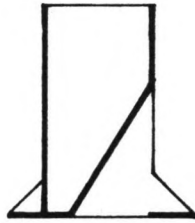
Camilla caisson



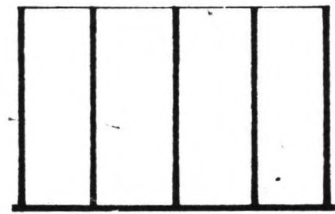
traditioneel caisson



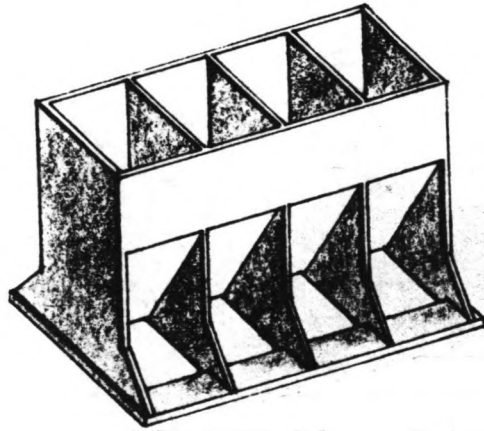
achter aanzicht



dwarsdoorsnede



langsdoorsnede



isometrie Camilla caisson

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

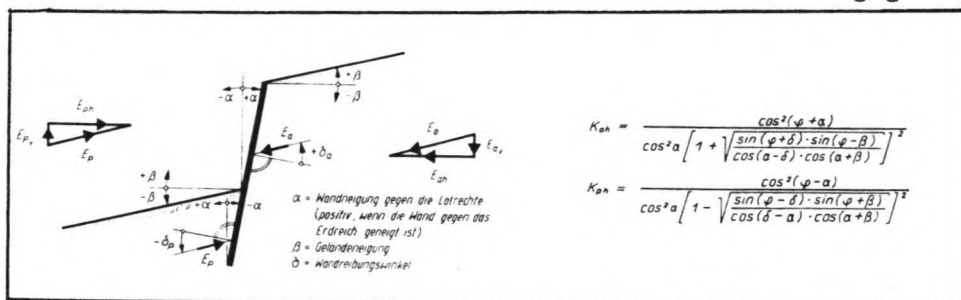
by:

sheet of

DE CAMILLA CAISSON

Inleiding

De Camilla caisson is een variant op een traditioneel rechthoekig caisson. Bij een traditioneel rechthoekig caisson is de veiligheid op schuiven maatgevend voor de uitwendige afmetingen van de caisson. Een verbetering van de veiligheid ten opzichte van schuiven, wordt bereikt door het toepassen van de Camilla caisson. De Camilla caisson wordt gekarakteriseerd door een schuine achterwand en bijbehorende uitsparing in de bodem. Naar analogie van de formules van Muller-Breslau wordt de horizontale grondkracht op naar achteren hellende wanden sterk gereduceerd. De formules van Muller-Breslau zijn hier beneden weergegeven.



DE VERGELIJKING VAN EEN CAMILLA- MET EEN TRADITIONEEL CAISSON, 1971

Inleiding

In de studie ter vergelijking van de Camilla caisson met de traditionele caisson, gepubliceerd in januari 1971 werden de hierbeneden weergegeven vergelijkingen en bevindingen genoteerd.

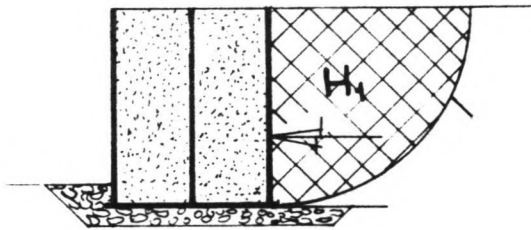
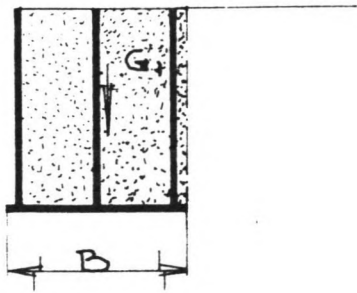
"De vergelijking van de horizontale grondkracht

Indien de horizontale grondkracht tegen een traditioneel caisson wordt weergegeven met de kracht H1 en de grondkracht tegen een Camilla caisson met H2, kan de volgende verhouding tussen H1 en H2 gevonden worden. Uitgangspunt hierbij is dat de Camilla caisson wordt uitgevoerd met een schuine achterwand als aangegeven in nevenstaande figuur. Via de formules van Muller-Breslau kan nu worden aangetoond dat er een reductie van de horizontale grondkracht op de Camilla caisson optreedt in vergelijking met de traditionele caisson in de orde van 40 % tot 50 %."

$$H2 = 0.5 \diamond 0.6 H1$$

Een nadere studie naar de reductie van de horizontale grondkracht op de schuine achterwand en met name de invloed van de achtervoetplaat op deze reductie is uitgevoerd bij de vakgroep geotechniek. Deze studie is uitgevoerd met een zelf ontwikkeld semi-plastisch interactief eindig elementen methode programma.

Traditioneel caisson



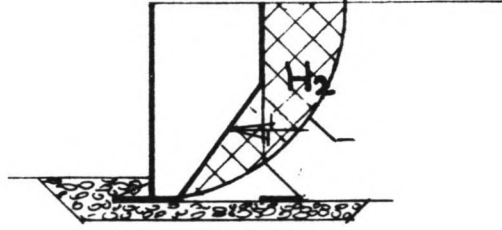
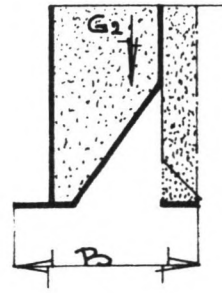
$$G1 = G1$$

$$H1 = H1$$

$$F1_t = 0.5 \frac{G1}{H1}$$

F1 = veiligheid op schuiven

Camilla caisson



$$G2 = 0.8 \times G1$$

$$H2 = 0.5 \text{ tot } 0.6 H1$$

$$F1_c = 0.5 \frac{G2}{H2}$$

$$F1_c = 0.5 \frac{0.8 G1}{0.5 \text{ tot } 0.6 H1}$$

$$F1_c = 0.67 F1 \text{ tot } 0.8 F1$$

verhoging in schuif-
veiligheid:

$$\text{delta } F = \frac{0.17}{0.5} = 35 \%$$

$$\text{delta } F = \frac{0.3}{0.5} = 60 \%$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

De studie leverde op, dat er inderdaad een reductie van de horizontale grondkracht optreedt. De orde grootte van de reductie bedroeg rond de 20 %. Daar het computerprogramma het gedrag van zand grond nog niet correct simuleerde, is er voldoende reden aanwezig de formules van Muller-Breslau als een betere benadering te beschouwen. De voetplaat levert in het programma een verhoging van de horizontale grondkracht van 3 % op. Daar deze verhoging zeer minimaal is zal hij in de huidige beschouwingen van de Camilla caisson niet worden meegenomen.

"De vergelijking van de veiligheid voor schuiven (sliding)

Zoals reeds aangegeven is de veiligheid ten opzichte van schuiven voor een traditioneel caisson maatgevend. Een verbetering van de veiligheid ten opzichte van schuiven van een caisson is aldus een eerste vereiste om een caisson als constructie te verbeteren. Indien nu de horizontale grondkracht tegen een caisson met 40 % tot 50 % kan worden gereduceerd, zonder het gewicht met 40 % tot 50 % te reduceren, kan de veiligheid ten opzichte van schuiven worden verhoogt. Indien de traditionele - en de Camilla caisson worden uitgevoerd als in de nevenstaande figuur is aan gegeven, zal de horizontale kracht met 40 % tot 50 % afnemen, het verticale gewicht zal met 20 % afnemen. Dit impliceert dat de veiligheid ten opzichte van schuiven voor een Camilla Caisson met 35 % tot 60 % toeneemt in vergelijking met een traditioneel caisson met de zelfde bodembreedte van voor- tot achterteen."

"De vergelijking van de veiligheid voor kantelen (overturning)

In het algemeen wordt voor caissons gevonden dat de eisen voortkomend uit een voldoende veiligheid ten opzichte van schuiven meer kritisch zijn dan de eisen voortkomend uit een voldoende veiligheid voor kantelen . Indien dezelfde caisson beschouwd wordt als boven geschetst, neemt de veiligheid ten opzichte van kantelen voor een Camilla caisson aanzienlijk toe in vergelijking met een traditioneel caisson."

"De vergelijking van de funderingsdrukken.

In het algemeen overschrijdt de maximale funderingsdruk onder de voorteen van de Camilla caisson niet de maximale funderingsdruk onder een traditioneel caisson. Dit ondanks de smallere funderingsbreedte.

De vergelijking van de funderingsdrukken (vervolg)

Dit wordt veroorzaakt door enerzijds de gunstige werking van de momentbijdrage van het grondgewicht boven de achtervoetplaat van de Camilla caisson ten opzichte van het geometrische centrum van de bodemplaten en anderzijds door de gereduceerde horizontale grondkracht op de achterwand van de caisson. Aldus is de excentriciteit van de resulterende krachten op het funderingsvlak van de Camilla caisson kleiner en meer vertikaal gericht dan die op een traditioneel caisson. Hierdoor is de verdeling van de funderingsdruk onder de Camilla caisson meer gelijkmatig dan die onder een traditioneel caisson."

"Voor de berekeningen in het rapport van 1971 zijn de volgende veronderstellingen gedaan:

1. (aan)vulmateriaal :

hoek van inwendige wrijving : 30 graden
volumiek gewicht boven water : 19,2 KN/m**3
volumiek gewicht onder water : 11,2 KN/m**3

2. De glijvlakken tegen de Camilla caisson worden niet beïnvloed door de afstand tussen de steunribben in hetzelfde vlak van de breedte-tussenwanden van de caisson."

"De economische voordelen

De basis van een caisson mag met 25 % tot 35 % worden gereduceerd in geval van toepassing van een Camilla caisson, om dezelfde veiligheid voor schuiven te verkrijgen. Op het betonvolume kan zelfs een groter percentage worden bespaard. Dit wordt veroorzaakt enerzijds doordat de breedtetussenwanden een kortere overspanning hebben, en anderzijds doordat de langstussenwanden kunnen worden weggelaten."

Opmerkingen

De hierboven weergegeven vergelijkingen zijn een zo letterlijk mogelijke weergave van de vergelijkingen gepubliceerd in het interne rapport van de Ballast Nedam ter vergelijking van een Camilla caisson met een traditioneel caisson gepubliceerd in januari 1971.

DE WERKAANPAK VOOR HET ONTWERPEN VAN DE CAMILLA CAISSON

Inleiding

Voor het ontwerpen voor een Camilla caisson voor een lokatie met grote kerende hoogte als bijvoorbeeld op de Maasvlakte, zijn de programma's van randvoorwaarden en eisen bestudeerd van de E.C.T en E.M.O. kademuren. Uit deze randvoorwaarden en eisen is een selectie gemaakt om zodoende een denkbeeldige lokatie te creëren voor de Maasvlakte waar een Camilla caisson zou kunnen worden toegepast. Het denkbeeldige programma van randvoorwaarden en eisen zal hierbeneden worden weergegeven. Uit het programma van randvoorwaarden en eisen zullen de invloeden van de diverse lasten worden onderzocht. Hun invloed zal worden vertaald naar gemakkelijk mee te nemen belastingen. Dit wordt gedaan om het bepalen van de uitwendige afmetingen van de Camilla caisson te vergemakkelijken.

HET PROGRAMMA VAN RANDVOORWAARDEN EN EISEN

Eisen aan de afmeting van de kadeconstructie

- hoogte maaiveld : N.A.P. + 5.0 meter
- contractdiepte : N.A.P. - 23.5 meter
- constructiediepte : N.A.P. - 25.0 meter

Eisen aan de kadeconstructie zelf

- nuttige belasting op de kademuur : 20 KN/m**2
(vanaf de voorkant tot 30 meter
achter de kademuur)
- de depot belasting achter de kademuur bedraagt: 300 KN/m**2
- de afstand van begin van de kademuur tot de
eerste kraanpoot bedraagt : 4.5 meter
- aanbrengen van remming en fender werken
- de belasting per bolder bedraagt : 1750 KN/bolder
de troskrachten bedragen : 50 KN/meter

Eisen aan de bolders

- Er worden dubbele bolders toegepast h.o.h. 20.5 meter. De belasting per bolder bedraagt 1750 KN. De bolders worden uitgevoerd met een breekmechanisme waardoor bij overbelasting breuk zal optreden en de kade niet overbelast zal worden. Tevens kunnen de bolders op eenvoudige wijze vervangen worden.
- De afstand van een bolder tot de voorkant van de kadeconstructie bedraagt 0.6 meter.
- Stormbolders behoeven niet te worden toegepast.

Eisen aan de kraanbaan

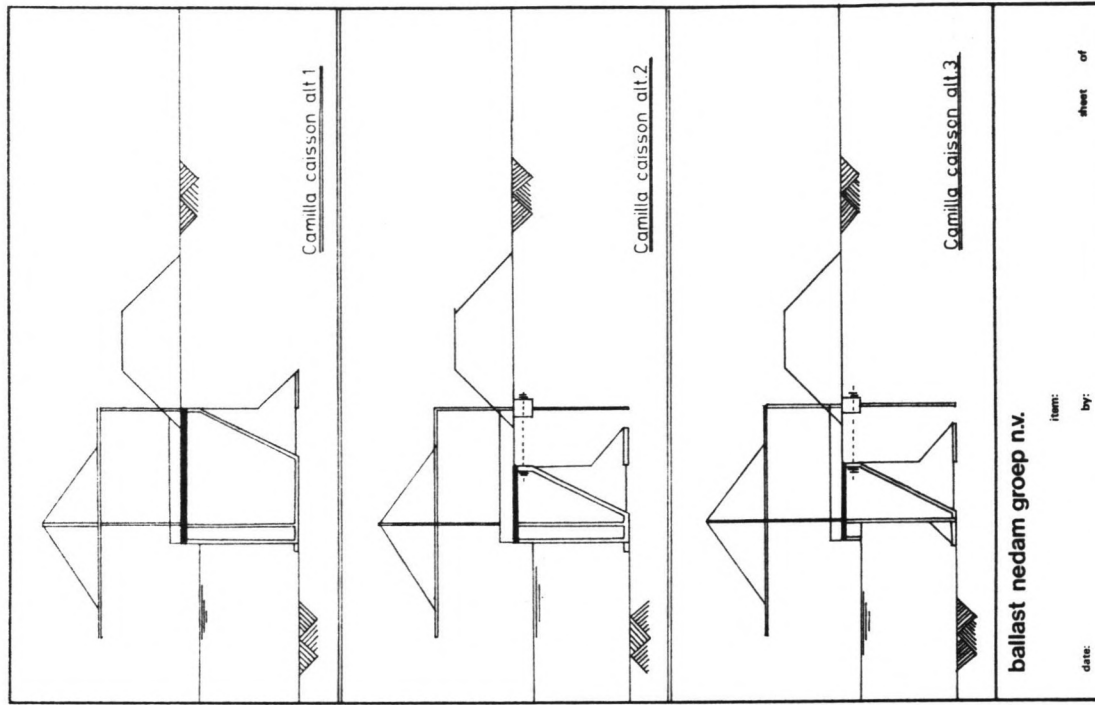
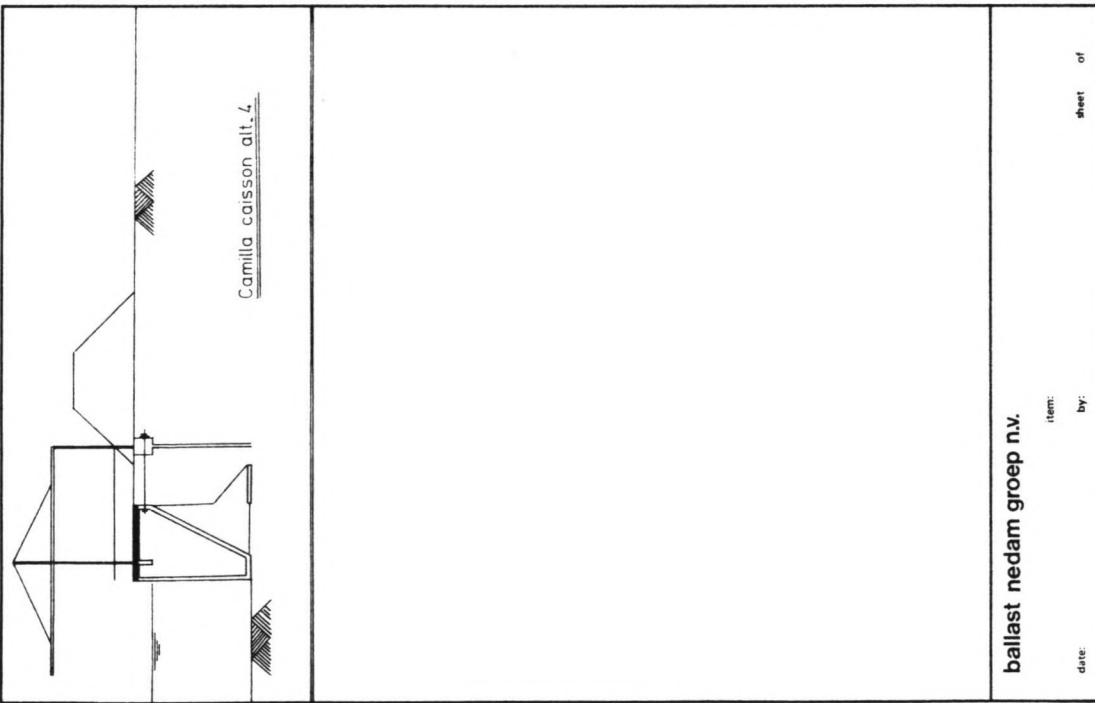
- De afstand van het hart van de eerste kraanpoot aan de waterzijde tot de voorkant van de kadeconstructie bedraagt 4.5 meter.
- De afstand tussen het hart van de kraanpoot aan de waterzijde en het hart van de kraanpoot aan de land zijde bedraagt 30 meter.
- Een kraanpoot heeft 1 paar wielstellen met 10 wielen per stel en aldus 20 wielen per poot.
- Ieder wielstel bestaat uit 10 wielen met een hart op hart afstand van 1 meter.
- Er dient een plaatsvaste verbinding te bestaan tussen de rails van de voorpoot en de rails van de achterpoot.
- De belastingen volgend uit de kraanbaan zijn per poot:
 - verticale pootbelasting : 12000 KN
 - horizontale pootbelasting evenwijdig aan de kraanbaan : 3000 KN
 - horizontale pootbelasting loodrecht op de kraanbaan : 2400 KN

Eisen aan voorzieningen van de kadeconstructie

- trappen h.o.h. 4 meter
- afwerklaag op de kademuur
- sparingen voor:
 - kraanrailbaan
 - elektrische voorzieningen
 - telefoon (met schepen)
 - sproeiwaterleidingen (cleaningruimtes)
 - blusleidingen

opmerking:

De laatst genoemde eisen voor een kadeconstructie zijn niet direct van belang voor het ontwerp in eerste instantie, doch worden gegeven om een indruk te geven welke voorzieningen zoal nodig zijn om een kadeconstructie goed te laten functioneren.



Globale Constructie Schets

Beschrijving van de ontwerpalternatieven

Camilla caisson alternatief 1

De caisson wordt gekenmerkt door het feit, dat zowel de voorpoot als de achterpoot van de kraanbaan hun belasting afdragen op de caissonconstructie zelf. Op deze wijze is tevens de vereiste plaatsvaste verbinding tussen de voor- en achterpoot van de kraanbaan gegarandeerd. Tevens is de caisson voorzien van een dubbele voorwand zodat enerzijds de last van de voorpoot direct kan worden afgevoerd naar het funderingsvlak en anderzijds in geval van aanvaring van de voorwand van de caisson uitstroming van het vulzand wordt gelimiteerd, zodat de stabiliteit van de caisson niet geheel verloren gaat. De constructie wordt gekenmerkt door een relatief groot materiaal beslag. Er is in te zien dat de ertslast een directere invloed heeft op de drukken op de schuine achterwand van de caisson. Dit impliceert een verhoging van de horizontale grondkracht op de achterwand .

Camilla caisson alternatief 2

De achterkraanpoot draagt nu zijn belasting af op een zelfstandige kraanpootfundatie. De schuine achterwand kan nu verder weg van de ertsberg geprojecteerd worden. De invloed van de ertsbelasting op de horizontale grondkracht tegen de schuine achterwand wordt zo gereduceerd. De caisson is nog steeds voorzien van een dubbele voorwand. De plaatsvaste verbinding tussen de rails van de kraanbaan kan nu gegarandeerd worden door het toepassen van afstandhouders.

Camilla caisson alternatief 3

Dit alternatief is vrijwel identiek aan alternatief 2, met dit verschil dat de dubbele wand aan de voorkant van de caisson is weggelaten en is vervangen door een overkraging aan de bovenkant en een brede voorteen op funderingsniveau.

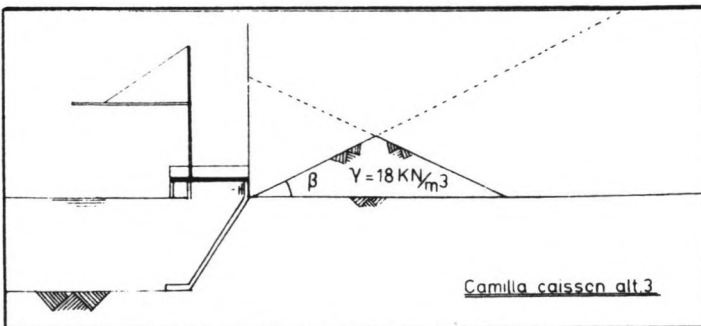
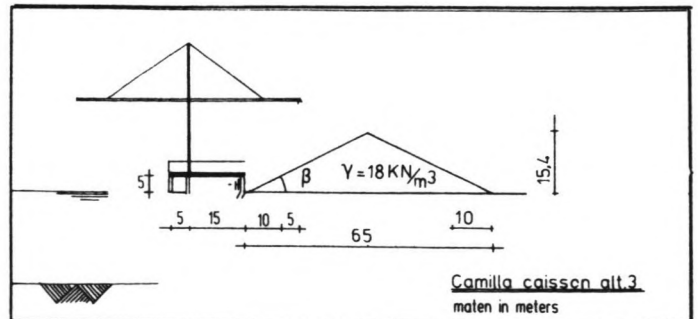
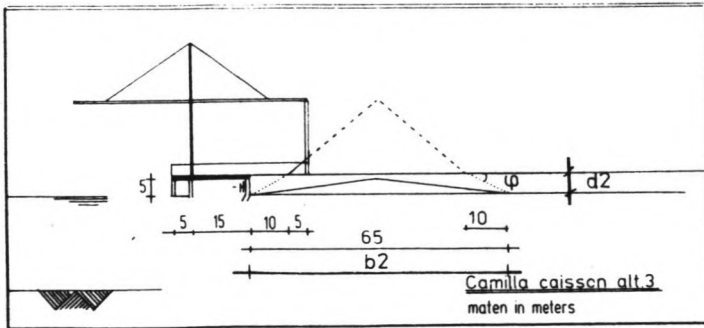
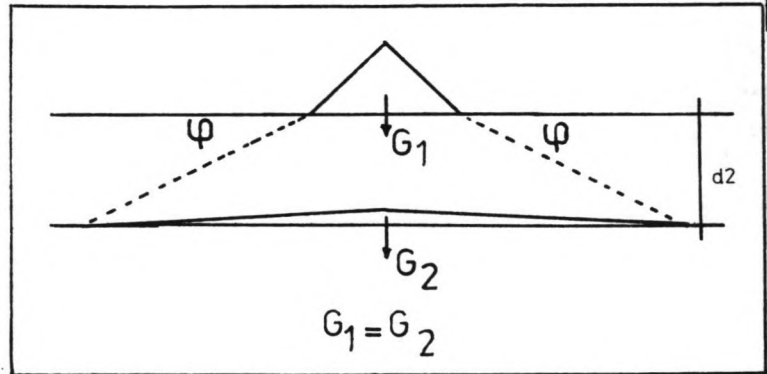
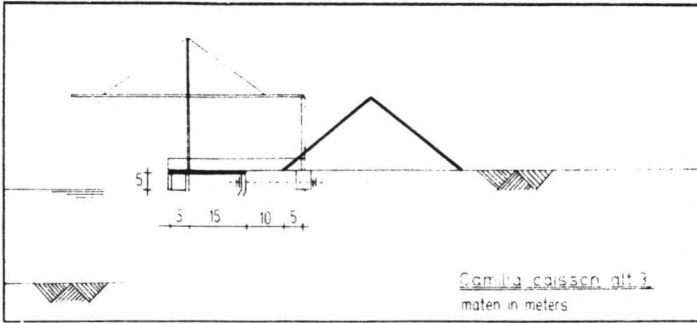
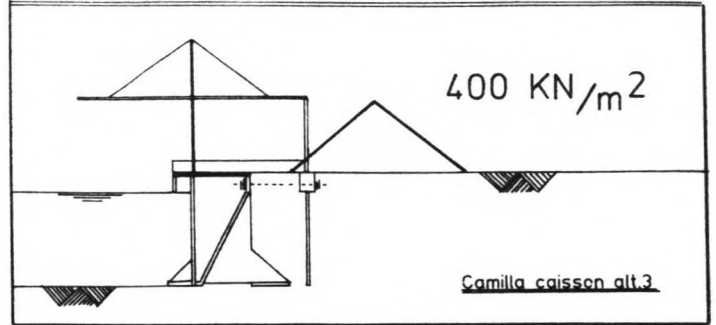
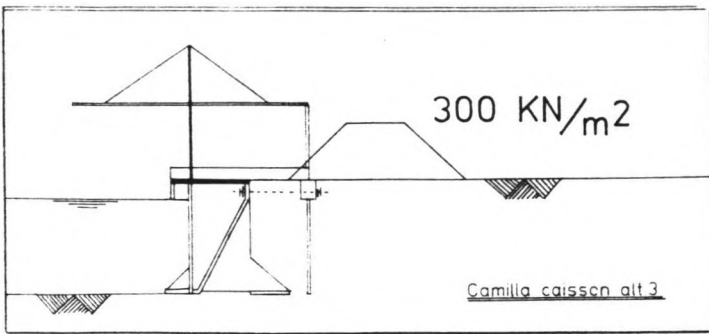
Camilla caisson alternatief 4

Dit alternatief is ook een variatie op alternatief 2. Er is nu gekozen voor het handhaven van de vlakke voorwand. De last van de voorpoot van de kraanbaan wordt afgevoerd naar de breedtetussenwanden door in langsrichting ter plaatse van deze last het dek van de caisson van een grote langsligger te voorzien.

Conclusie

Na overleg wordt alternatief 3 gekozen om nader uit te werken. De motivatie tot deze keuze is gebaseerd op de volgende overwegingen:

- minimaal beslag op constructiemateriaal.
- minimale invloed van de ertsberg op de achterwand
- mening van ervaren constructeurs



DE INVLOED VAN DE ERTSLAST

Inleiding

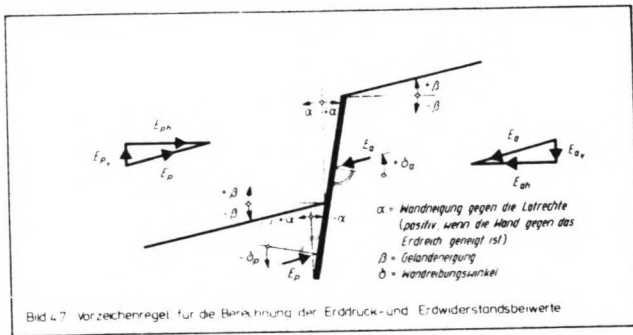
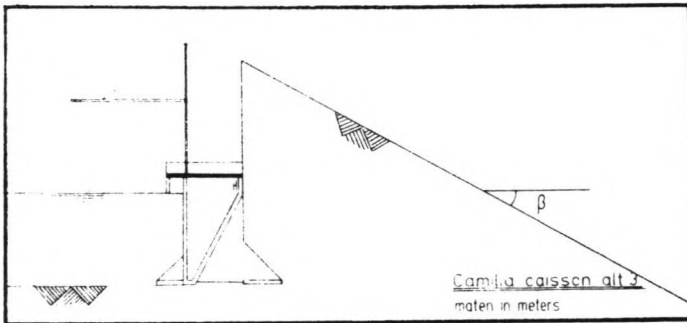
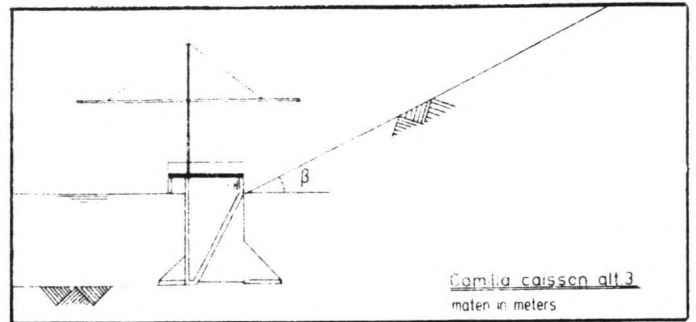
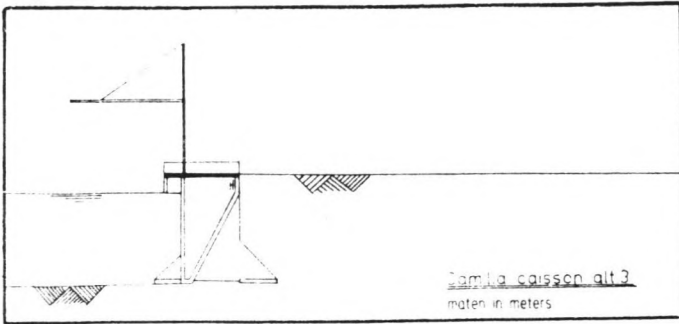
De invloed van de ertslast was bij de eerste ontwerpberekeningen vertaald in een verhoging van de bovenbelasting op en achter de kadeconstructie van 20 KN/m^2 naar 80 KN/m^2 . Tijdens een discussie leek het gerechtvaardigd deze invloed van de ertslast te vertalen in een verhoging van de bovenbelasting naar 25 KN/m^2 . Met deze bovenbelasting is de studie naar de haalbaarheid van het Camilla caisson uitgevoerd. Aan het eind van de studie is de correctheid omtrent de veronderstelling van de verhoging van de bovenbelasting van 20 KN/m^2 naar 25 KN/m^2 gecontroleerd. Uit deze controle volgt dat de verhoging van de bovenbelasting tot 25 KN/m^2 aan de optimistische kant is.

De werkwijze

Zoals hiervoor reeds is aangeduid, is de invloed van de ertslast afhankelijk van de afstand van de ertslast tot de achterkant van de kadeconstructie. Interessant is nu na te gaan wat de grootte van de invloed van een ertslast, met een maximum toplast van 300 KN/m^2 , op een afstand van 30 meter tot de voorkant van de kademuur, op de horizontale grondkracht tegen de kademuur is. De werkwijze kan als volgt worden weergegeven.

beschrijving van de werkmethode

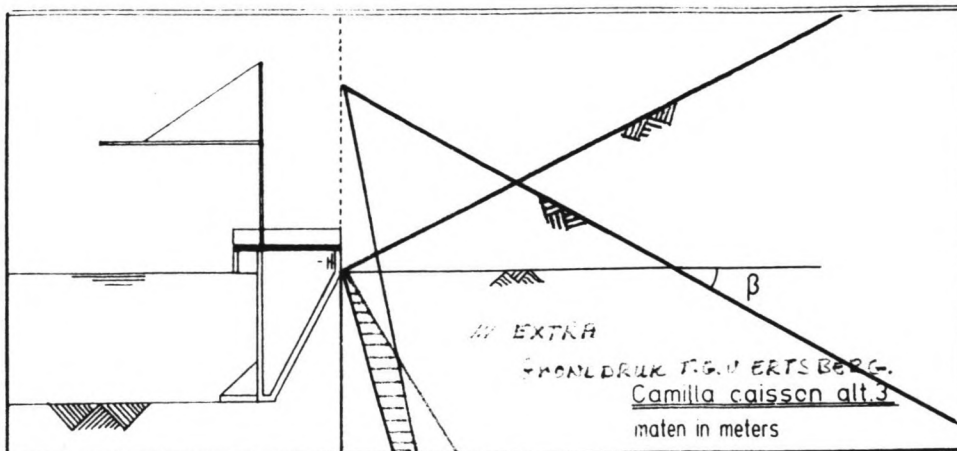
1. Bepaal het totale gewicht G_1 van de ertslast per strekkende meter kade.
2. Bepaal een equivalente driehoekige ertslast met gelijke basis en gelijk gewicht G_1 .
3. Neem aan dat de driehoekige ertslast zich onder de hoek ϕ van inwendige wrijving in de grond verspreidt en driehoekig van vorm blijft.
4. Bepaal het niveau d_2 waar de basis van deze driehoekige belasting in de grond, de achterwand van de kadeconstructie snijdt.
5. Bepaal de basis b_2 van de driehoek op niveau d_2 .
6. Bepaal op niveau d_2 de hoogte h_2 van een driehoekige grondbelasting met equivalent gewicht G_1 .
7. Bepaal de hellingshoek β van deze grond-driehoek met de horizontaal.
8. Bepaal de horizontale grondspanning tegen de achterwand behorend bij de drie verschillende gevallen van een maaiveldhelling, te weten: 0 , $+\beta$, $-\beta$. Het maaiveld wordt gedefinieerd op niveau d_2 . De ingesloten spanningsdriehoek is de verhoging van de horizontale grondspanning tegen de schuine achterwand veroorzaakt door de ertslast.



beim Erddruck für ebene Gleitflächen $\delta_a = + \frac{2}{3} \varphi$
 beim Erdwiderstand für ebene Gleitflächen $\delta_p = - \frac{2}{3} \varphi$ (für $\varphi \leq 35^\circ$)
 für gekrümmte Gleitflächen $\delta_p = - \varphi$

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \beta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

$$K_{ph} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 - \frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)} \right]^2}$$



Opmerking

Op nevenstaande bladzijde is getracht de werkmethode in figuren weer te geven. Op soortgelijke wijze is het in principe mogelijk de invloed van de trapeziumvormige erts- last achter de kadeconstructie ook te vertalen naar een verhoging van de horizontale grondspanning tegen de schuine achterwand van de caisson . Daar de methode dan minder doorzichtig wordt en de grootte van de totale verhoging van de horizontale kracht op de caisson niet wordt veranderd, is de ertsberg eerst vertaald naar een driehoekige belasting.

NUMERIEKE RESULTATEN VAN DE ERTSLAST OP DE CAISSON

De ertslast zorgt voor een verhoging van de horizontale grondspanning tegen de schuine achterwand van de caisson op fundatieniveau van 25 KN/m^2 . De diepte van het snijpunt van de basis van de denkbeeldige equivalente belastings- driehoek met de achterwand van de caisson ligt op 0 m N.A.P.. De verhoging van de horizontale grondspanning ten gevolge van de ertslast is gering ten opzichte van de reeds bestaande horizontale grondspanning achter de constructie, doch niet ten opzichte van de resulterende horizontale grondspanning over de constructie. De verhoging van de horizontaal kracht op de caisson bedraagt aldus 312,5 KN. Bovenstaande geldt per strekkende meter caisson.

opmerking:

De invloed van de ertslast is zeer klein ten opzichte van de grondspanning achter de constructie. Ten opzichte van de resulterende spanningen over de caisson had de invloed wel meegenomen moeten worden. Daar de literatuur omtrent de invloed van ertslasten achter kadeconstructies niet op het gewenste tijdstip aanwezig was, is hieromtrent een veronderstelling gedaan, die zoals is gebleken aan de optimistische kant is geweest.

UITGANGSPUNTEN VOOR DE CAISSON OPTIMALISATIE BEREKENINGEN

Het programma van eisen in ogenschouw nemend, is voor een tweede ontwerpberekening ter bepaling van de ruwe uitwendige afmetingen van de Camilla caisson uitgegaan van de volgende veronderstellingen:

Om alle horizontale en verikale belastingen werkend op de kadeconstructie samen te vatten wordt de bovenbelasting achter en op de kademuur verhoogd van 20 KN/M^2 naar 25 KN/M^2 .

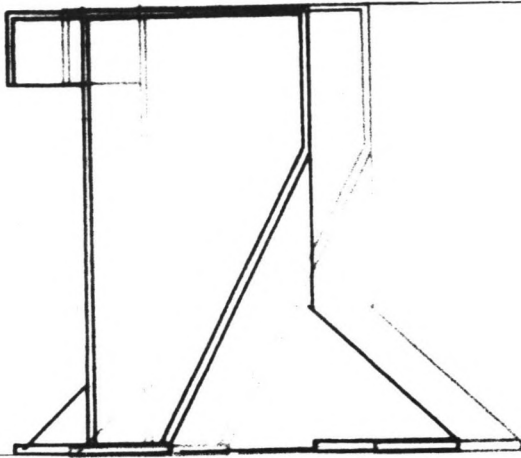
Over de gehele kadeconstructie wordt een waterstandsverschil aangenomen van 1.5 meter, er van uitgaand dat de waterstand achter de kadeconstructie direct onder maaiveld begint met een wateroverdruk van 1.5 meter. Indien de ruwe maten voor deze belastingssituatie bekend zijn, zal de Camilla caisson pas voor de deze belastingssituatie gedimensioneerd worden.

Het volumegewicht van de grond achter de constructie wordt gesteld op:

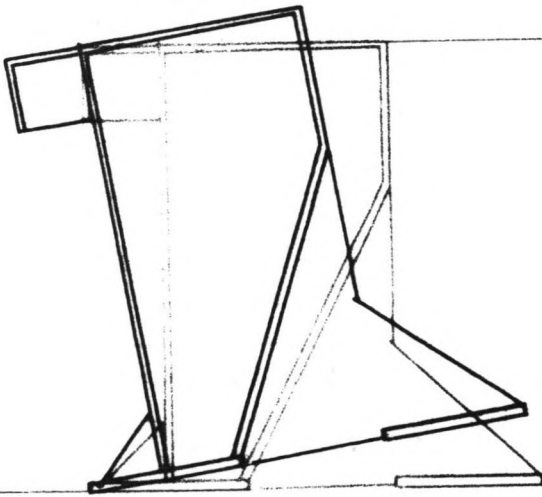
bovenwater : 20 KN/m^3
onderwater : 10 KN/m^3

Het volume gewicht van de caissonconstructie zelf inclusief vulmateriaal wordt gemiddeld gesteld op:

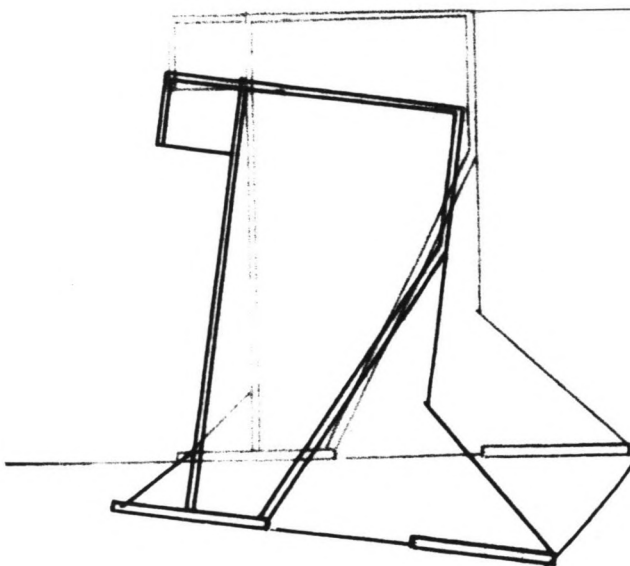
bovenwater : 20.7 KN/m^2
onderwater : 10.7 KN/m^3



schuiven (sliding)



kantelen (overturning)



bezijken via een glijcirkel
(circularslip)

DE BEZWIJKMECHANISMEN

inleiding

Voor de uitwendige dimensionering is een goede beschrijving van de bezwijkmechanismen een eerste vereiste. In de na volgende uiteenzetting is getracht de bezwijkmechanismen zo goed mogelijk weer te geven. De bezwijkmechanismen zijn globaal onder te verdelen in bezwijken op:

- schuiven (sliding)
- kantelen (overturning)
- draagvermogen (bearing capacity)
- glijcirkels (circular slip)

In het rapport worden voor de bezwijkmechanismen soms de Engelse termen gebruikt. Dit vindt zijn oorzaak in het veelvuldige gebruik van internationale literatuur waar de Engelse benamingen de overhand hebben.

HET BEZWIJKMECHANISME VAN SCHUIVEN (sliding)

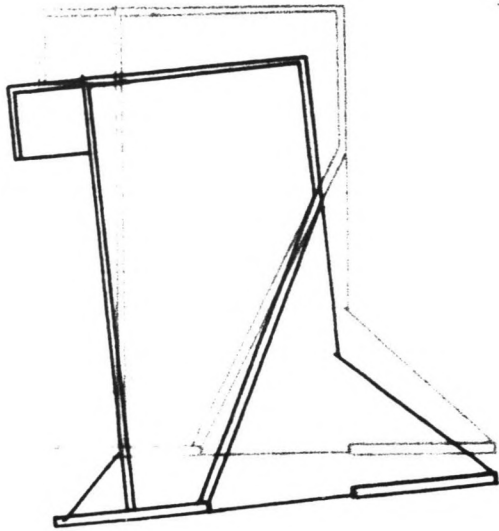
Voor het bezwijkmechanisme van schuiven zijn twee situaties te onderscheiden. Als eerste kan de situatie beschouwd worden, waarbij er vanuit wordt gegaan dat de reductie van de horizontale grondkracht tegen de schuine achterwand wel optreedt. Als tweede kan de situatie onderscheiden worden waarbij er van uit wordt gegaan dat de reductie niet optreedt. Dit doet zich voor indien de achterribben een te geringe hart op hart afstand hebben, tussen de achterribben ontstaat een silowerking, zodat er tussen de achterribben een denkbeeldig vertikaal scherm kan ontstaan, waartegen geen reductie van de horizontale grondkracht kan ontstaan. Aan de achtervoetplaat kan zowel boven als onder een wrijvingskracht tussen de grond en de constructie optreden daar de achtervoetplaat buiten het actieve glijdvlak ligt.

HET BEZWIJKMECHANISME VAN KANTELEN (overturning)

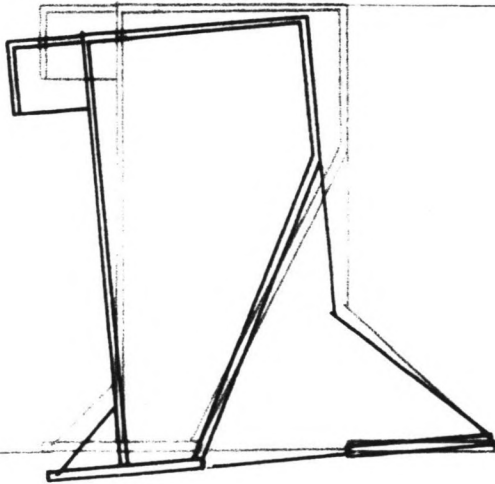
Voor het bezwijkmechanisme van kantelen (overturning) zijn in principe ook twee gevallen te onderscheiden, gebaseerd op het wel en niet optreden van de reductie van de horizontale grondkracht. Doorgaans is dit bezwijkmechanisme voor caissons niet maatgevend.

HET BEZWIJKMECHANISME VAN GLIJCIRKELS (circular-slip)

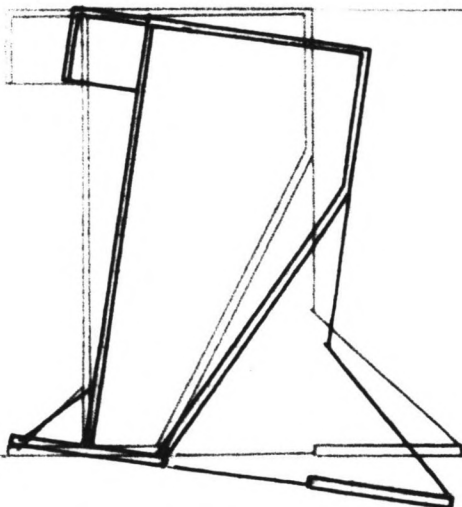
Voor het bezwijken via een glijcirkel is de reductie van de horizontale kracht tegen de caisson niet van belang. Van invloed op dit bezwijkmechanisme is het totale gewicht welke de glijcirkel aandrijft. Indien de traditionele caisson dezelfde breedte van het funderingsvlak heeft als de Camilla caisson, zal de veiligheid tegen bezwijken via een glijcirkel gelijk zijn. Indien de breedte van het funderingsvlak afneemt, zal de veiligheid tegen bezwijken via de glijcirkel afnemen.



bezwijken van het
totale draagvermogen
(bearing capacity)



bezwijken van het draagvermogen
van de voorvoetplaat
(bearing capacity)



bezwijken van het draagvermogen
van de achtervoetplaat
(bearing capacity)

HET BEZWIJKMECHANISME VAN HET DRAAGVERMOGEN (bearing capacity)

Bij het beoordelen van het draagvermogen zijn verschillende kritische situaties te onderscheiden. De bezwijkmechanismen van het draagvermogen zijn geanalyseerd aan de hand van het rapport van J. Brinch Hansen gepubliceerd in 1968 naar aanleiding van een lezing in Tokyo. De beoordeling van het draagvermogen kan geschieden naar aanleiding van de volgende bezwijkmechanismen van de grond op funderingsniveau.

- bezwijken van de grond onder het totale funderingsniveau
- bezwijken van de grond onder de achtervoetplaat
- bezwijken van de grond onder de voorvoetplaat

De beoordeling van het draagvermogen dient voor de voorvoetplaat en de achtervoetplaat apart te geschieden. Dit wordt niet met zoveel woorden aangeduid in het rapport van de Camilla caisson gepubliceerd in 1971. Een reden dus om het draagvermogen van de voorvoetplaat en de achtervoetplaat wat nader te beschouwen.

HET DRAAGVERMOGEN VAN DE VOORVOETPLAAT

In de ontwerpschetsen van de Camilla caisson werden tot nu toe de breedtes van de voorvoetplaat en de achter voetplaat gelijk aangenomen. In de beschouwing van het draagvermogen van de voorvoetplaat zal van een gelijke breedte van de voor- en achtervoetplaat worden uitgegaan. In nevenstaande figuur is voor deze situatie aangetoond dat onder de voorvoetplaat de hoogste grondspanningen voorkomen, indien wordt aangenomen dat de grond lineair-elastisch reageert. De veronderstelling dat de grond lineair-elastisch reageert is een sterke vereenvoudiging van de werkelijkheid, doch voor een eerste indruk van het bezwijkgedrag een te accepteren schematisatie. De hoogste grondspanningen onder de voorvoetplaat worden veroorzaakt door enerzijds het eigengewicht van de constructie en anderzijds het linksom draaiend kantelmoment te opzichte van het rotatiecentrum van het fundatievlak van de constructie. Het rotatiecentrum van het fundatievlak kan op eenvoudige wijze worden gevonden. Door aan te nemen dat de grond lineair-elastisch reageert, een rotatiepunt op een onbekende afstand "hx" van het einde van een van de voetplaten te kiezen en door over dit rotatiepunt een willekeurig moment te zetten, kan de afstand "hx" worden opgelost. Dit gebeurt door nulstelling van de som van de krachten onder beide voetplaten. Hieruit volgt de onbekende afstand "hx". Indien op deze wijze het rotatie centrum is bepaald, is aangetoond dat het kantelmoment links om werkt, en dat onder de voorvoetplaat de hoogste spanningen optreden. Met behulp van de theorie van Brinch Hansen kan worden aangetoond dat onder de voorvoetplaat, in vergelijking met de achtervoetplaat, relatief de kleinste spanningen mogen worden toegelaten. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat links naast de voorvoetplaat geen bovenbelasting wordt aangetroffen. Deze bovenbelasting, welke wel te linker en te rechterzijde van de achtervoetplaat worden aangetroffen, verhogen zeer sterk het draagvermogen van de ondergrond.

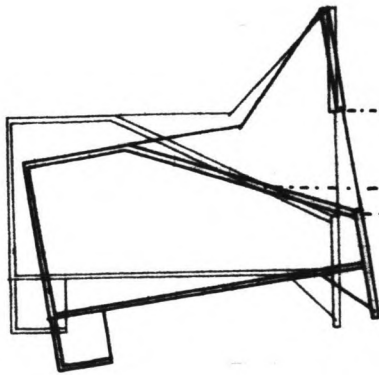
ballast nedam groep n.v.

date:

item:

by:

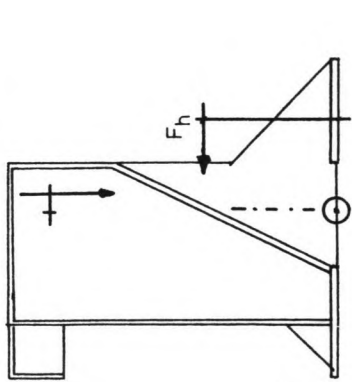
sheet of



80 procent
20 procent

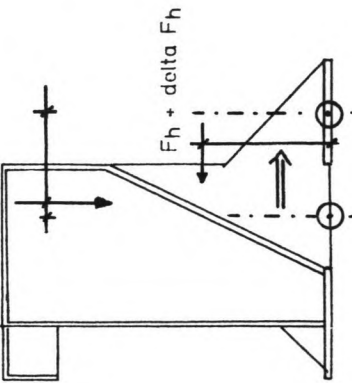
bezwijkmechanisme van de voorsteen

⊙ = rotatiecentrum



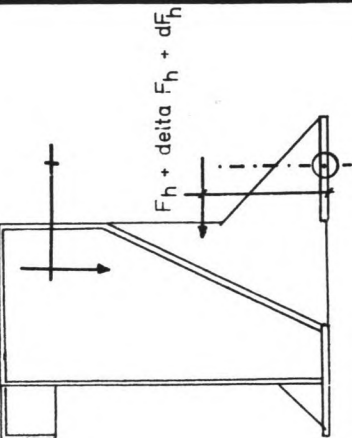
M

de voorsteen bezwijkt



$M + \text{delta } M$

de grond onder de voorsteen ver-
toont een plastisch
gedrag



$M + \text{delta } M + \text{delta } M$

de achtersteen bezwijkt

BEZWIJKEN VAN DE VOORSTEEN
verplaatsing van het rotatiecentrum

HET DRAAGVERMOGEN VAN DE VOORVOETPLAAT (vervolg)

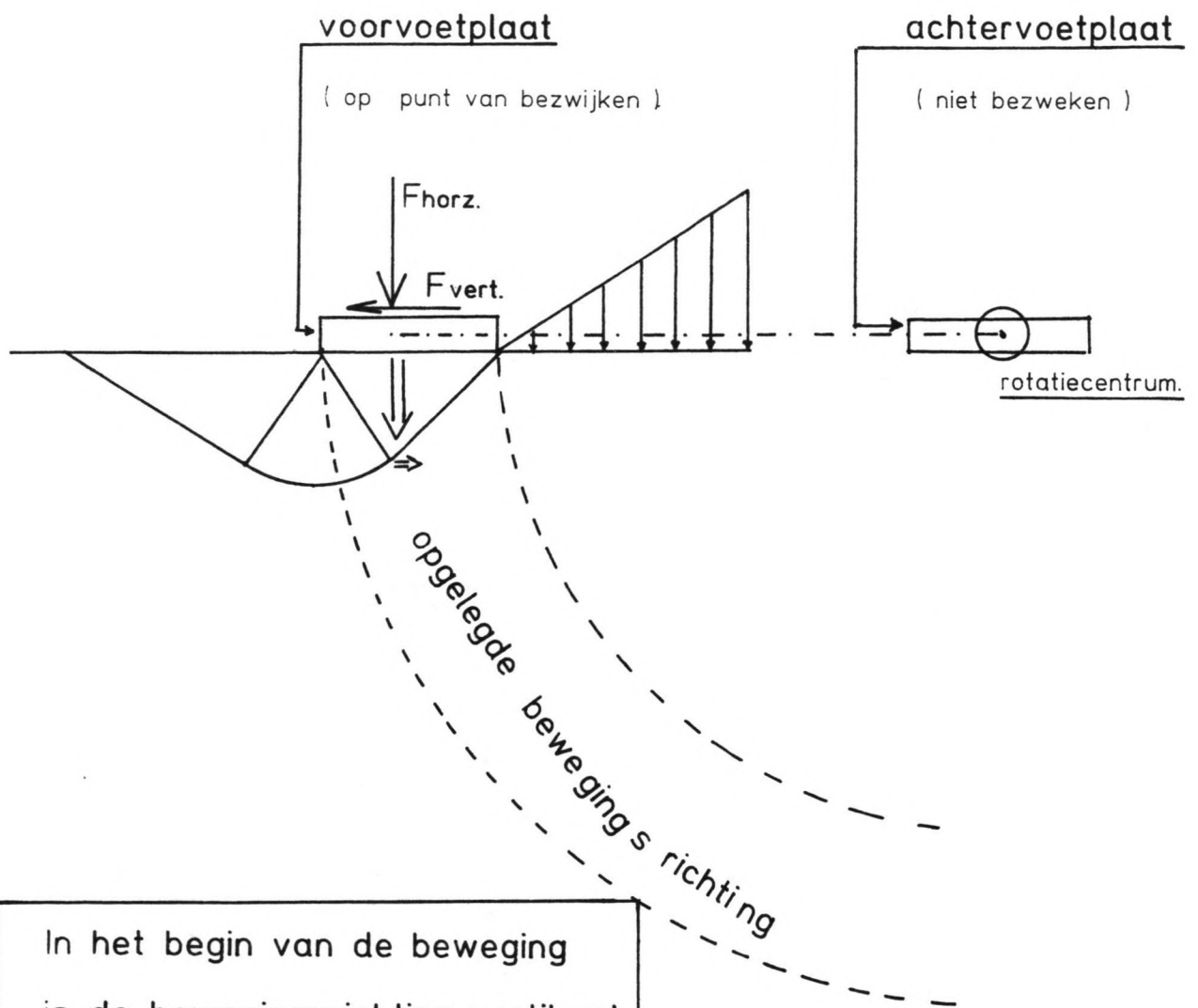
Er is aldus aangetoond, dat voor een voor- en achtervoetplaat van gelijke breedte, de voorvoetplaat het meest kritisch belast wordt. De redenen hiervoor waren:

- De voorvoetplaat ondervindt de hoogste grondspanningen
- De toelaatbare grondspanningen onder de voorvoetplaat zijn geringer dan die onder de achtervoetplaat.

Voor het geval de voorvoetplaat op zijn draagvermogen bezwijkt is het interessant na te gaan of de voorvoetplaat in zijn bezwijkfase door de schuine achterwand ontlast wordt. Indien de grond onder de voorvoetplaat bezwijkt en er een plastisch gedrag van de grond ter plekke wordt aangenomen, zullen de verplaatsingen onder de voorvoetplaat kunnen toenemen zonder dat de spanningen zullen toenemen. Door het plastisch gedrag van de grond onder de voorvoetplaat, zal het rotatiecentrum van het funderingsvlak naar het midden van de achtervoetplaat verschuiven. Hierbij wordt aangemerkt dat het aannemen van plastisch gedrag van de grond onder de voorvoetplaat een sterke simplificatie van de werkelijkheid is. Indien deze benadering wordt aangehouden draait de schuine achterwand over 80 % van zijn lengte van de grond af, dit gedeelte zal het draagvermogen van de constructie niet kunnen verhogen. De onderste 20 % van de lengte van de schuine achterwand zal echter tegen de grond in draaien. Dit gedeelte zal dus wel een verhoging van het draagvermogen van de constructie met zich meebrengen. Het is echter zeer moeilijk aan te geven of deze 20 % volledig voor het draagvermogen in rekening gebracht mag worden. Dit komt door de schuinstand van de schuine achterwand ten opzichte van de bewegingsrichting van het fundatievlak.

HET BEZWIJKEN VAN DE VOORVOETPLAAT PUNTSGEWIJS:

1. De spanning onder de voorvoetplaat is zo groot dat de grond onder de voorvoetplaat bezwijkt.
2. De bovenbelasting achter de caisson wordt opgevoerd, waardoor de horizontale grondkracht tegen de caisson toeneemt.
3. Het rotatiecentrum naar het midden van de achtervoetplaat.
4. Door het toenemen van de horizontaal kracht tegen de caisson zal het kantelmoment sterk toenemen.
5. Door het verplaatsen van het rotatiecentrum zal de schuine achterwand voor 80% van de grond weg en voor 20 % tegen de grond in draaien.
6. De 20 % van de schuine wand, die tegen de grond in draait, zal direct als de grond onder de voorvoetplaat een plastisch gedrag vertoont, de voor- en achtervoetplaat enigszins ontlasten.



In het begin van de beweging is de bewegingsrichting vertikaal daar het rotatiecentrum rechts horizontaal van de voorvoetplaat ligt

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

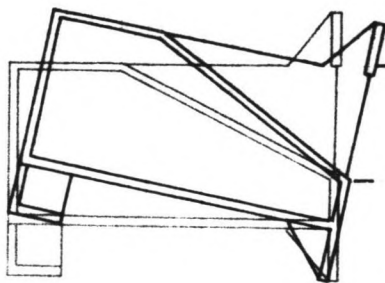
sheet of

Conclusie

In geval van gelijke breedte van de voor- en achtervoetplaat zal de voorvoetplaat als eerste bezwijken. Hierdoor is het aan te bevelen de voorvoetplaat breder uit te voeren dan de achtervoetplaat.

Aanbevolen nader onderzoek

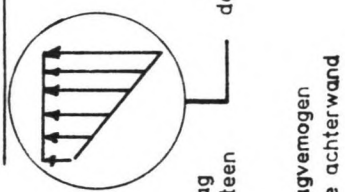
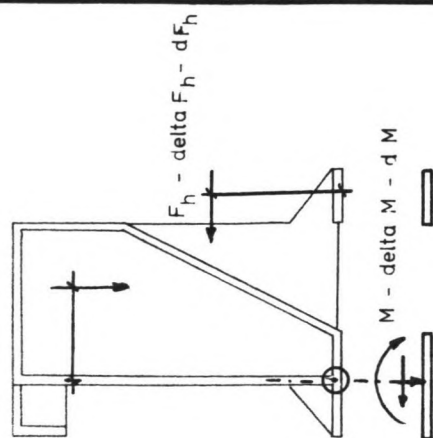
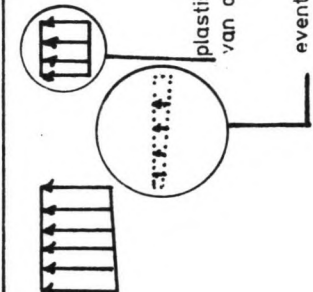
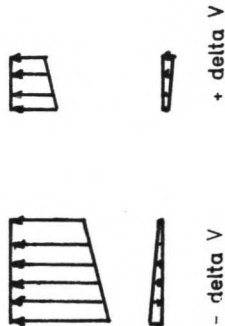
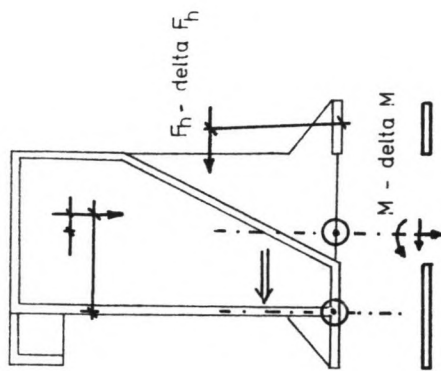
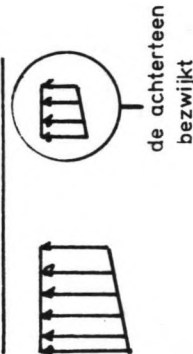
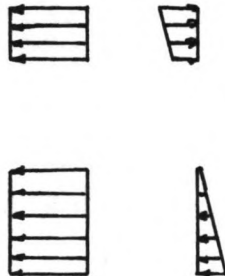
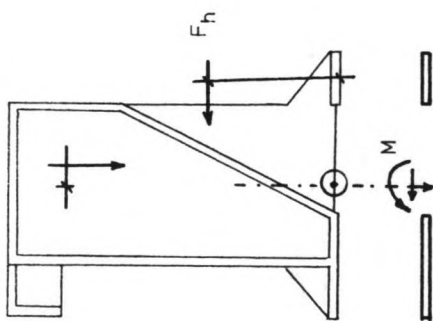
Bij het beschouwen van het draagvermogen van de voorvoetplaat worden een aantal veronderstellingen gedaan die nader onderzocht kunnen worden. Rechts van de voorvoetplaat bevindt zich een driehoekige bovenbelasting. Links van de voorvoetplaat bevindt zich geen bovenbelasting. Met bovenbelasting wordt hierbedoeld, belastingen welke de korrel drukken verhogen. De horizontaal kracht welke door de voorvoetplaat wordt opgenomen is naar links gericht. Dit is de kant waar geen bovenbelasting aanwezig is. De verplaatsingen van de voorvoetplaat zijn echter bepaald door het rotatiecentrum gelegen in het hart van de onbezweken achtervoetplaat. Dit rotatiecentrum bevindt zich rechts van de voorvoetplaat. De beweging van de voorvoetplaat zal cirkelvormig zijn rond het hart van de achtervoetplaat. De horizontale component van de beweging zal in het begin gelijk aan nul zijn en gedurende de beweging steeds groter worden. Omdat de horizontale component in het begin van de beweging gelijk aan nul is, wordt de veronderstelling gedaan dat het bezwijken van de grond onder de voorvoetplaat niet beïnvloed wordt door de opgelegde beweging. Er wordt geen bovenbelasting in rekening gebracht. Deze veronderstelling is aan de veilige kant. Het zou interessant zijn te onderzoeken of de opgelegde bewegingsrichting van de voorvoetplaat rond het rotatiecentrum van de achtervoetplaat een verhoging van de toelaatbare gronddruk met zich meebrengt.



de gehele achterwand draait tegen de grond in.

bezwijkmechanisme van de achterteen

⊙ = rotatiecentrum.



BEZWIJKEN VAN DE ACHTERTEEN
verplaatsing van het rotatiecentrum

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

HET DRAAGVERMOGEN VAN DE ACHTERVOETPLAAT

Uit de voorgaande beschouwing is de conclusie getrokken dat het aan te bevelen is de voorvoetplaat breder te maken dan de achter teen. Hiervoor zijn twee redene aan te geven:

- de voorteen ondervindt hogere grondspanningen in verband met het linksom draaiend kantelmoment.
- ingeval van gelijke breedtes van de voetplaten is de toelaatbare druk onder de achtervoetplaat hoger dan die onder de voorvoetplaat.

Indien de achtervoetplaat smaller gemaakt wordt dan de voorvoetplaat, is het interessant na te gaan wat er gebeurt ingeval van bezwijken van de grond onder de achtervoetplaat. Voordat de grond onder de achtervoetplaat bezwijkt valt de hiernaast weergegeven volgende spanningsverdeling waar te nemen. De absolute spanningen onder de voorvoetplaat zijn groter dan deze onder de achtervoetplaat. Daar de breedte van de achtervoetplaat geringer is dan de breedte van de voorvoetplaat, zal de toelaatbare gronddruk onder de achtervoetplaat ook geringer zijn dan deze onder de voorvoetplaat. De breedte van de beschouwde fundering komt lineair in de formules van Brinch Hansen voor. De caisson kan nu zo ontworpen worden, dat de achtervoetplaat eerder bezwijkt dan de voorvoetplaat. Voor het geval de grond onder de achtervoetplaat op zijn draagvermogen bezwijkt, is het interessant na te gaan of de constructie in deze bezwijkfase enige steun ondervindt van de schuine achterwand. Indien de grond onder de achtervoetplaat bezwijkt en er een plastisch gedrag van de grond wordt aangenomen, zullen de verplaatsingen onder de achtervoetplaat toenemen zonder dat de spanningen onder deze voetplaat toenemen. Indien de grond onder de achtervoetplaat een plastisch gedrag vertoont, zal het rotatiecentrum van het funderingsvlak zich naar het centrum van de nog niet bezweken voorvoetplaat begeven. Indien de achtervoetplaat nu verder belast wordt door de bovenbelasting achter de kadeconstructie weg te halen, zal de horizontale grondkracht tegen de caisson afnemen. Hierdoor neem de bijdrage van de horizontale grondkracht aan het kantelmoment ook af en zal het kantelmoment van linksom naar rechtsom draaiend veranderen. . Daar de achtervoetplaat indien de grond hieronder plastisch reageert geen extra spanningen kan opnemen, zal dit moment geheel door de voorvoetplaat moeten worden opgenomen. Daar het rotatiecentrum van het funderingsvlak verplaatst is naar het midden van de voorvoetplaat, zal de schuine wand tegen de grond in geroteerd worden. Hieruit kan worden afgeleid dat indien de achtervoetplaat bezwijkt de schuine wand een draagende functie zal gaan vervullen. In hoeverre de schuine achterwand bij bezwijken van de achtervoetplaat geheel als funderingsbreedte zal meewerken bij het opnemen van funderingsdrukken, kan moeilijk worden aan gegeven, daar de schuine achterwand een schuinstand vertoont ten opzichte van de bewegingsrichting van het funderingsvlak.

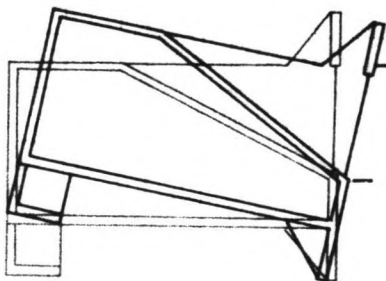
ballast nedam groep n.v.

date:

item:

by:

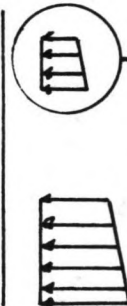
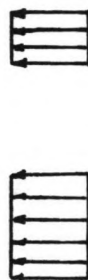
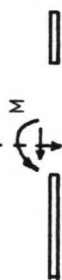
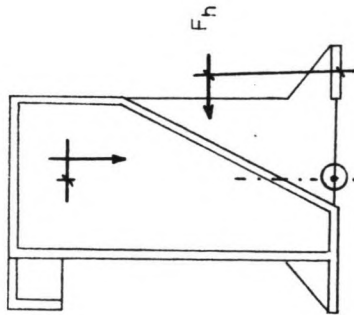
sheet of



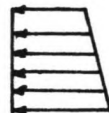
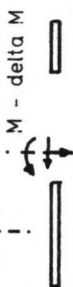
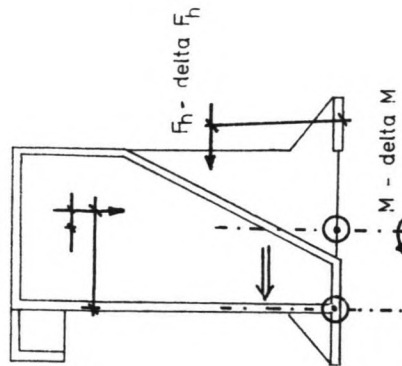
de gehele achterwand draait tegen de grond in.

bezwijkmechanisme van de achterteen

⊙ = rotatiecentrum.

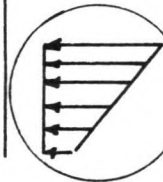
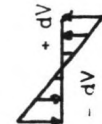
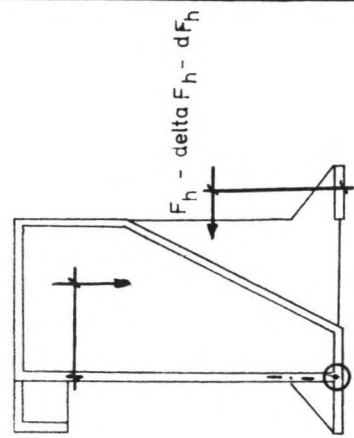


de achterteen bezwijkt



plastisch gedrag van de achterteen

eventueel draagvermogen van de schuine achterwand



de voorteen bezwijkt

BEZWIJKEN VAN DE ACHTERTEEN
verplaatsing van het rotatiecentrum

HET BEZWIJKEN VAN DE ACHTERVOETPLAAT PUNTSGEWIJS:

1. De spanning onder de achtervoetplaat is zo groot dat de achtervoetplaat bezwijkt.
2. De bovenbelasting achter de caisson wordt gereduceerd, waardoor de horizontale kracht tegen de caisson afneemt.
3. Het rotatiecentrum verplaatst naar het midden van de voorvoetplaat.
4. Door het afnemen van de horizontaal kracht tegen de caisson zal het kantelmoment van linksom draaiend naar rechtsom draaiend veranderen.
5. Door het verplaatsen van het rotatiecentrum zal de schuine achterwand voor 100 % tegen de grond in draaien.
6. De 100 % van de schuine wand, die tegen de grond in draait, zal direct als de grond onder de achtervoetplaat een plastisch gedrag vertoont, de achtervoetplaat enigszins ontlasten.

CONCLUSIES

Uit het vergelijken van het bezwijken van de voorvoetplaat en het bezwijken van de achtervoetplaat valt te concluderen dat indien de voorvoetplaat bezwijkt dit de meest kritische situatie levert. Het bezwijken van de voorvoetplaat houdt in dat de schuine wand voor slechts 20 % van zijn lengte tegen de grond in verplaatst en zodoende als fundatiebreedte mee kan werken. Bij het bezwijken van de achterteen zal 100 % van de schuine achterwand tegen de grond in verplaatsen. De gehele achterwand kan nu als fundatievlak worden beschouwd. Het is nog een punt van onderzoek, aan te geven wat de invloed van de schuinstand is op het functioneren van de schuine wand als funderingsbreedte.

Tevens is met deze beschouwing aangetoond dat het raadzaam is de voor- en achtervoetplaat ieder afzonderlijk op hun toelaatbare funderingsdrukken te controleren.

Opmerkingen

De veronderstelling dat de grond 100 % plastisch reageert in geval van bezwijken is een zeer grove benadering. Doch bij gebrek aan tijd en geschikte computerprogramma's, levert deze simplificatie wel enig inzicht in het bezwijkgedrag van de Camilla caisson.

Opmerkingen (vervolg)

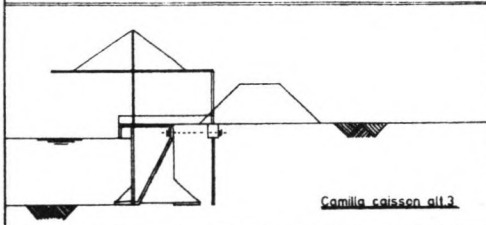
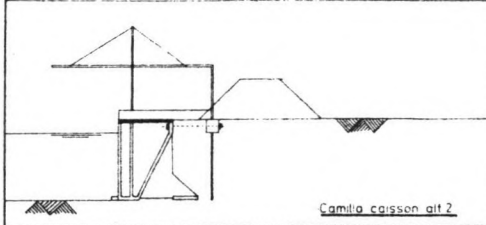
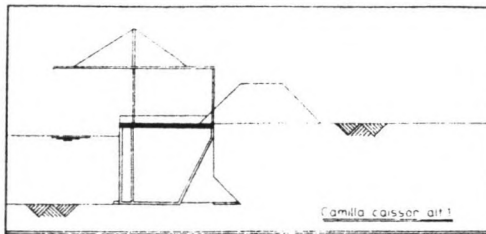
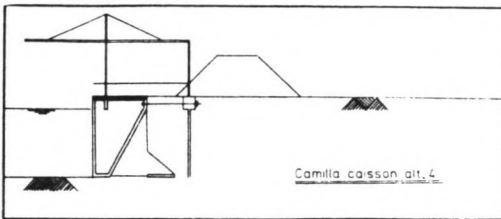
Een benadering over de verdeling over de voetplaten van de resulterende horizontale kracht tegen de caisson, kan gevonden worden aan de hand van de verdeling van de maximaal op te nemen horizontale grondkracht in geval van lineair-elastische reagerende grond in nog niet bezweken situatie. De horizontale grondspanning worden immers aangenomen lineair afhankelijk te zijn van de verticale grondspanning.

De mate waarin de schuine wand een ontlastende functie vervult zou nader onderzocht kunnen worden.

In de berekeningen van de Camilla caisson in dit rapport is met de ontlastende werking van de achterwand geen rekening gehouden, daar de ontlastende werking van de schuine achterwand pas op zal treden indien de grond onder de voor- of achtervoetplaat reeds is bezweken. In de gebruikssituatie van de caisson wordt een veiligheid van 1.5 ten opzichte van deze bezwijkmechanismen geeist. De bezwijktoestand zal in gebruiktoestand niet optreden. De ontlastende werking van de schuine achterwand in bezwijktoestand van de voor- of achtervoetplaat kan als extra veiligheid worden beschouwd, maar mag echter niet in rekening worden gebracht bij het beschouwen van de veiligheid op het draagvermogen van de voor- en achtervoetplaat.

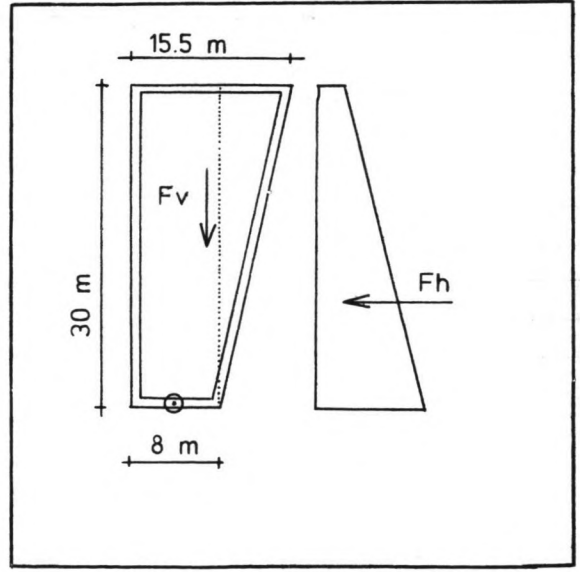
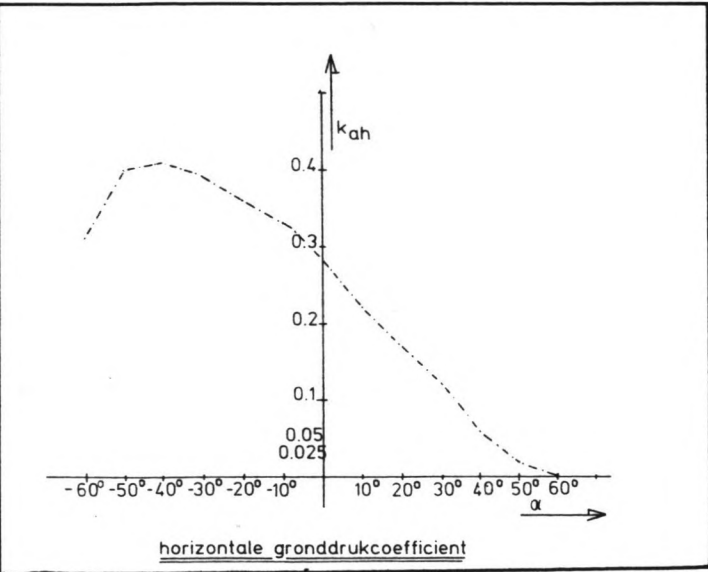
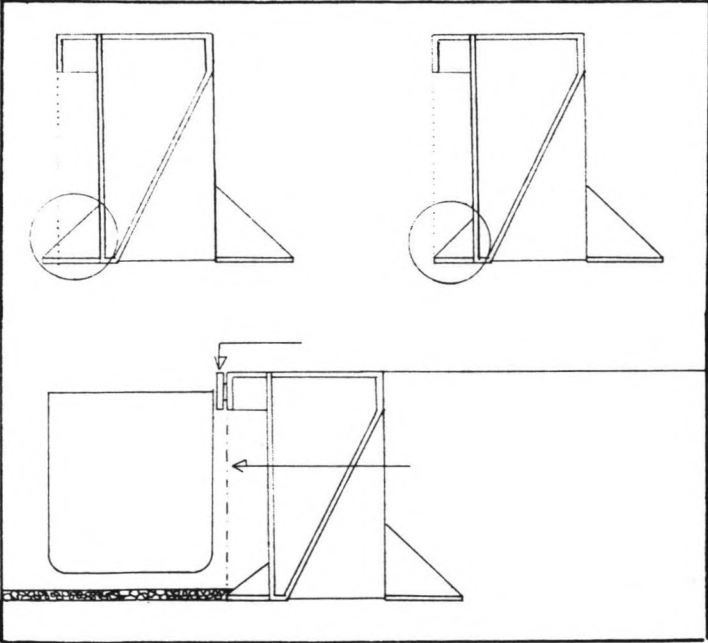
In geval van bezwijken van de achtervoetplaat kan worden opgemerkt dat tijdens het verplaatsen van het rotatiecentrum naar het midden van de voorvoetplaat, het kantelmoment van teken omdraait. Er moet dus ook een situatie zijn waar de som van het kantelmoment over de constructie precies "nul" is. Dit zou een gelijkmatige rechthoekige verticale grondspanningsreactie impliceren.

In het ontwerpproces dat gevolgd is tijdens het afstuderen, zijn voor een eerste ontwerp van de Camilla caisson de aanbevelingen en conclusies uit het rapport van 1971 aangehouden. Dit impliceert dat voor een eerste ontwerpberekening van de Camilla caisson het draagvermogen niet nader onderzocht is. Na een ontwerpberekening voor de uitwendige stabiliteit is aandacht besteed aan de uitvoering en plaatsing van de caisson. Met behulp van een literatuurstudie, brainstorming en discussie met ervaren uitvoerders bij Ballast Nedam zijn alle principe ideeën zo zorgvuldig mogelijk geanalyseerd. Tijdens de analyse van de uitvoeringsmethoden kwam er een idee voor een alternatief caisson naar voren. Dit alternatief caisson is genaamd splijt-caisson. Bij het onderzoek naar het principe van de werking van deze caisson kwam het idee van een nadere analyse van het bezwijkgedrag voor de fundatie van de Camilla caisson naar voren. Zoals vermeld, geeft dit verslag niet een chronologische- doch een zo logisch mogelijke weergave van de activiteiten. De uitvoeringstechnieken zullen later in dit rapport behandeld worden. Als laatste zal worden uitgeweid over de splijt-caisson.



ballast nedam groep n.v.
 naam: _____
 date: _____ by: _____ sheet of _____

ballast nedam groep n.v.
 naam: _____
 date: _____ by: _____ sheet of _____



DE OPTIMALISATIE VAN DE UITWENDIGE AFMETINGEN

inleiding

In dit hoofdstuk zullen de afmetingen van de caisson zo zorgvuldig mogelijk nader worden geanalyseerd. De aanbevelingen omtrent de uitwendige maten, zullen deels op ervaringen en deels op berekeningen gestoeld zijn.

Het constructie type

Bij de eerste beschouwing van de Camilla caisson, is reeds voor een globale uitwendige constructievorm gekozen. Het aantal vormen is hiernaast weergegeven. Het gekozen alternatief was alternatief 3.

De havenzijde van de constructie

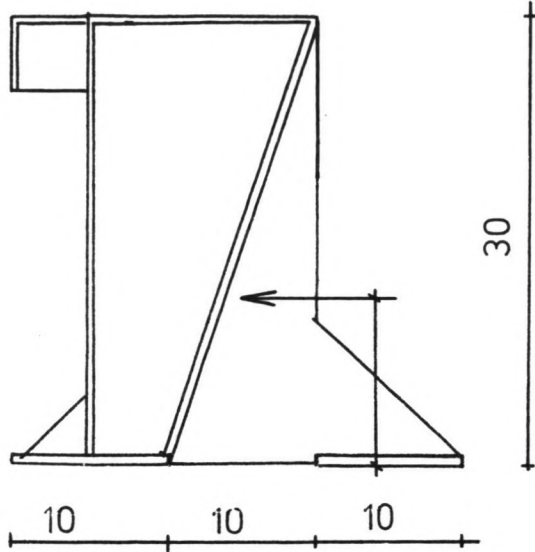
Voor de havenzijde van de constructie is aan te bevelen de voorkant van de voorvoetplaat niet onder het overstek van de bovendekplaat uit te laten komen. Dit in verband met mogelijke aanvaringen van de voorvoetplaat en bijbehorende steunribben tijdens het meren van schepen, indien deze buiten het overstek uitsteken. Over de havenbodem en zo ook de voorvoetplaat zal een steenbestorting moeten worden aangebracht, om uitschuring van de havenbodem onder de voorvoetplaat door sloopstromingen te voorkomen.

De tussenwanden

Tussenwanden worden om twee redenen toegepast. Als eerste verminderen tussenwanden de korreldrukken van het vulmateriaal op de buitenwanden. De tussenwanden zelf moeten gedimensioneerd worden op het maximale vulniveauverschil tijdens het vullen van de inwendige cellen van de caisson. Ten tweede verhogen tussenwanden de stijfheid van de caisson. Voor een hart op hart afstand van de tussenwanden wordt in de praktijk een afstand van rond de 5 meter aangehouden.

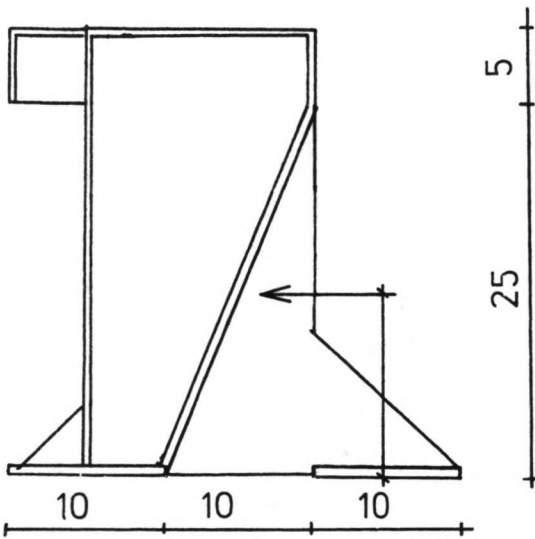
De schuine achterwand

De reductie van de horizontale grondkracht op de schuine achterwand wordt veroorzaakt door de reductie van de actieve horizontale gronddrukcoëfficiënt. De horizontale gronddrukcoëfficiënt neemt af bij toenemende helling van de achterwand. Deze relatie wordt in de formules van Muller-Breslau weergegeven. In nevenstaande figuur is de afname van de horizontale gronddruk coëfficiënt bij toenemende helling van de achterwand grafisch uitgezet. Naast de reductie van de horizontale kracht op de schuine achterwand, is het interessant na te gaan wat de optimale helling van de schuine achterwand is en wat de beoordelingscriteria voor de optimale helling van de schuine achterwand zijn.



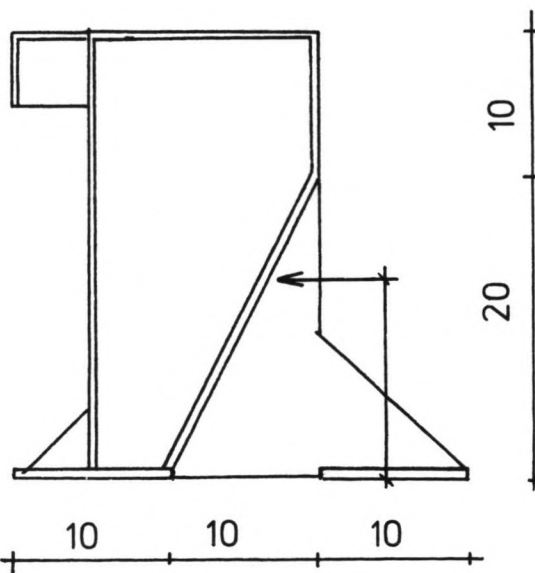
alternatief 1

Fh = 1395 KN
 arm = 12.1 meter
 M = 16879 KNM



alternatief 2

Fh = 1340 KN
 arm = 12.5 meter
 M = 16750 KNM



alternatief 3

Fh = 1276 KN
 arm = 13.3 meter
 M = 16970 KNM

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

De schuine achterwand (vervolg)

In het rapport van de Camilla caisson van 1971 wordt de helling van de schuine achterwand op 30 graden gesteld. Dit om een reductie van de horizontale grondkracht van 40 % tot 50 % te bewerkstelligen. De overweging, waarop deze keuze is gemaakt, is het criterium van schuiven (sliding). Een ander criterium waarop we de helling van de schuine achterwand zouden kunnen baseren, is het minimaliseren van het kantelmoment over het funderingsvlak. Dit criterium kan pas gehanteerd worden indien de afmetingen van de funderingsplaten bekend zijn. Er is voor de Camilla caisson een grove simplificatie gemaakt, door de achtervoetplaat geheel weg te laten en alleen te stellen dat de voor voetplaat als funderingsvlak fungeert. Hiernaast is gesteld dat er geen waterstandsverschillen over de constructie plaats vinden en dat er geen voorteen aanwezig is. Indien nu een funderingsbreedte van 8 meter en een bovendekbreedte van 15.5 meter wordt aangehouden, zie vorige bladzijde, is het kantelmoment over het funderingsvlak vrijwel gelijk aan nul. De helling van de schuine achterwand bedraagt nu 1 op 0.33, wat overeen komt met een hoek van 16.7 graden. Deze indicatie gaf geen reden om in dit stadium de helling van de achterwand verder te optimaliseren, daar ten eerste de afmetingen van de funderingsplaten nog niet exact bekend zijn, ten tweede de mogelijke waterstandsverschillen een grote fluctuatie in de horizontale kracht tegen de caisson veroorzaken, zodat een optimalisatie tot een schijn-optimalisatie zou leiden.

De combinatie van rechte en schuine achterwand

De invloed van een combinatie van het rechte gedeelte van de achterwand aan de bovenzijde met het schuine gedeelte van de achterwand aan de onderzijde, bij gelijkblijvende uitsparing in de bodem, is nader worden bekeken en het resultaat is in nevenstaande figuur weergegeven. Er is in deze vergelijking van de volgende uitgangspunten uitgegaan:

- kerende hoogte 30 meter
- bovenbelasting 25 KN/m**2
- waterstandsverschil over de constructie 1.5 meter
- onderwatergewicht van de grond 10 KN/m**3

Schematische weergave van de krachten:

	kracht	arm	moment
alternatief 1	1395 KN	12,1 M	16880 KNM
alternatief 2	1340 KN	12,5 M	16750 KNM
alternatief 3	1276 KN	13,3 M	16970 KNM

Conclusie

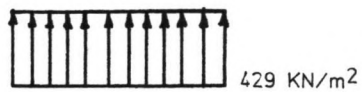
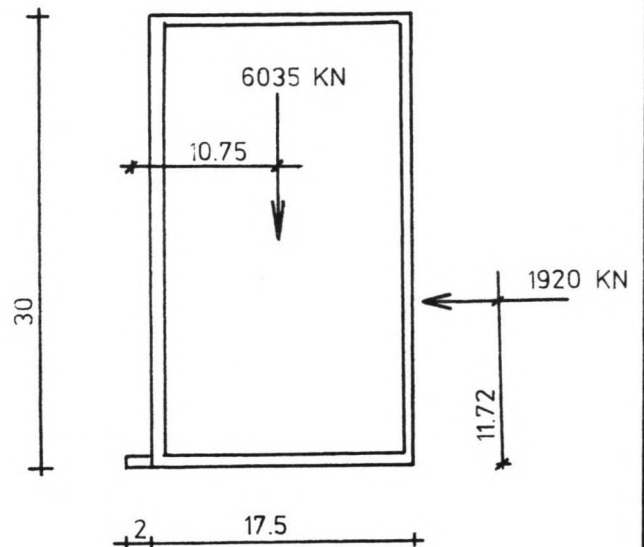
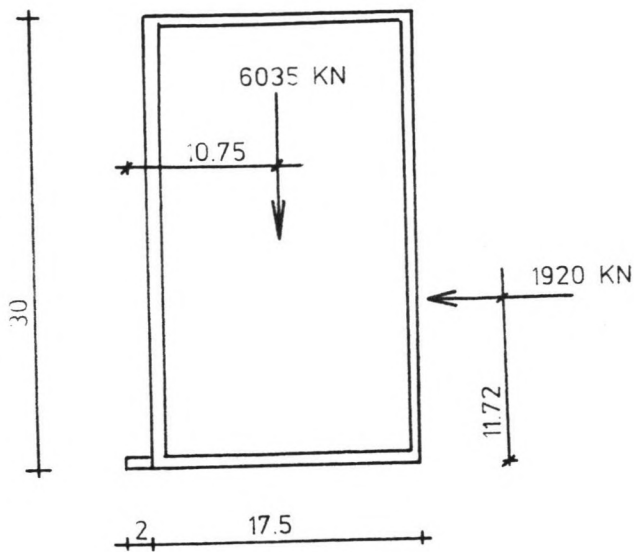
Het variëren van het rechte boven deel van de achterwand bij gelijk blijvende uitsparing in de bodem heeft een te verwaarlozen invloed op de kracht en het moment werkend op de constructie.

Conclusies (vervolg)

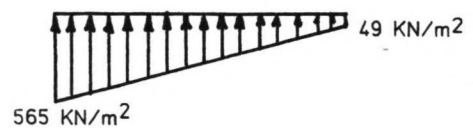
Het toepassen van een recht gedeelte van de achterwand biedt het voordeel, dat indien de caisson niet voldoende eigen drijfvermogen bezit, er op eenvoudige wijze pontons langs zij gebruikt kunnen worden.

Zoals in het voorafgaande reeds is gesteld, kan de helling van de schuine achterwand pas worden geoptimaliseerd, indien de afmetingen van de funderingsplaten zijn vastgesteld. Voor het bepalen van de afmetingen van de funderingsplaten moet de grootte van de horizontaal kracht op de constructie bekend zijn. In de navolgende hoofdstukken zal de Camilla caisson nader worden geanalyseerd.

traditioneel caisson



14
effectieve breedte



Brinch Hansen

$q_{ua}(b=14)$

elasticiteit van de grond

$q_{ua}(b=19.5)$

q_{ua} = maximum toelaatbare gronddruk

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

DE CAISSON OPTIMALISATIE

Inleiding

Voor aanvang van het optimalisatieproces van de Camilla caisson zal van de uitwendige maten van een traditioneel caisson worden uitgegaan. Bij de bepaling van de uitwendige maten van de caissons zal van de volgende uitgangspunten worden uitgegaan:

- constructie onderwatergewicht 10.7 KN/m**3
- grond onderwatergewicht achter de constructie 10 KN/m**3
- wateroverdruk over de constructie 1.5 meter
- waterstand achter de constructie beginnend direct onder maaiveld
- kerende hoogte 30 meter
- wrijvingscoefficient grond-beton 0.5
- phi op funderingsniveau 35 graden

de beoordelingscriteria voor de uitwendige maten zijn:

- draagvermogen (bearing capacity) F1 = 1.5
- kantelen (overturning) F2 = 1.5
- schuiven (sliding) F3 = 1.5

DE OPTIMALISATIE VAN DE TRADITIONELE CAISSON

Een traditioneel caisson met de benedenstaande uitwendige afmetingen en veiligheden voldoet aan de hier voor gestelde criteria.

dekbreedte	17.5 meter
voorteenlengte	2.0 meter
totale bodembreedte	19.5 meter
kerende hoogte	30.0 meter

criteria	veiligheid
draagvermogen	1.52
schuiven	1.56
kantelen	2.9

De boven weergegeven veiligheid op het draagvermogen is gevonden door het precies toepassen van de formules van Brich Hansen. Dit impliceert dat een effectieve breedte bepaald wordt en de verticale last zich evenredig over deze breedte verdeelt. De maximum toelaatbare druk is lineair afhankelijk van de effectieve breedte. Voor de voor- en achtervoetplaat van de Camilla caisson is niet direct een effectieve breedte te bepalen. Interessant is nu na te gaan wat de veiligheid op het draagvermogen is indien, volgens de veronderstelling van een elastisch gedrag van grond, de grondspanningsverdeling onder de caisson wordt bepaald. Het gehele funderingsvlak werkt in dit geval mee als funderingsbreedte. Dit is namelijk de benadering die zal worden toegepast bij het berekenen van de grondspanningen onder de Camilla caisson.

Voor berekening van de toelaatbare druk onder de caisson wordt ook de totale funderingsbreedte beschouwt. Volgens deze beschouwing van de funderingsdrukken wordt een hogere veiligheid gevonden. De veiligheid op het draagvermogen volgens een beschouwing van elastisch reagerende funderingsvlak bedraagt:

criteria	veiligheid
draagvermogen	1.59

Conclusie

De veiligheid gevonden volgens veronderstelling van een lineair-elastisch gedrag van grond onder de fundatieplaat bedraagt 1.52 in plaats van 1.59 en is zodoende 4,6 % hoger. Dit houdt in dat indien de veiligheid op het draagvermogen volgens de lineair-elastische theorie wordt benaderd, er voor caissons een hogere veiligheid wordt berekend dan er in feite op de constructie rust. De constructie is volgens de lineair-elastisch schematisatie dus onveiliger dan uit de berekening zou volgen. Daar het verschil in veiligheid slechts fractioneel is en er voor beschouwing van de veiligheid van het draagvermogen van de Camilla caisson geen andere methoden beschikbaar zijn om hiervan een snelle indruk te krijgen, zal het beschouwen van de funderingsdrukken volgens een lineair-elastische theorie worden aangehouden.

i.v.m. Brinch Hansen

Tevens zijn voor een traditioneel caisson met de benedenstaande uitwendige afmetingen, de veiligheden bepaald:

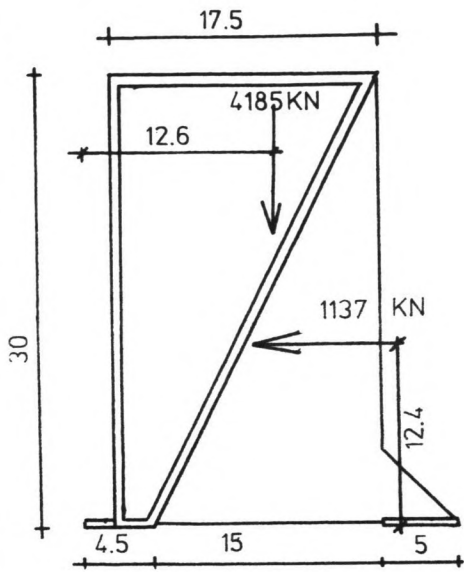
bovendekbreedte	15.5 meter
voorteenlengte	4.0 meter
totale bodembreedte	19.5 meter
kerende hoogte	30.0 meter

De berekende veiligheden bedragen:

criteria	veiligheid
draagvermogen	1.59
schuiven	1.40
kantelen	2.8

Voor de bovenstaande caisson is de veiligheid op het draagvermogen wederom volgens Brinch Hansen en volgens de veronderstelling van een lineair elastisch reagerend funderingsvlak berekend. In beide gevallen werd een veiligheid van 1.59 gevonden.

De veiligheid tegen schuiven kan worden verhoogd door een achtervoetplaat aan te brengen en zo het verticale eigen gewicht te verhogen. Hierdoor wordt de maximaal opneembare horizontale kracht ook vergroot.



Camilla caisson
alternatief 1

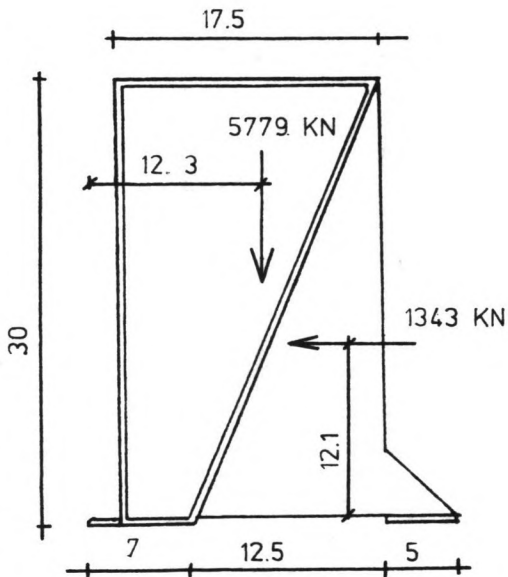


662 KN/m²



312 KN/m²

maten in meters



Camilla caisson
alternatief 2



556 KN/m²



346 KN/m²

maten in meters

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

DE OPTIMALISATIE VAN DE CAMILLA CAISSON MET EEN VOORTEEN VAN 2 METER

Inleiding

Voor de optimalisatie van de Camilla caisson is uitgegaan van de uitwendige afmetingen van de traditionele caisson. De bovendekbreedte wordt gesteld op 17.5 meter. De voorteen breedte wordt gesteld op 2 meter. Een voorteen breder dan twee meter is vanuit praktisch oogpunt niet te preferen, omdat ten eerste de grondspanningen onder de voorteen dan zeer hoog zullen oplopen en ten tweede de voorteen met ribben gesteund zal moeten worden. Het construeren van ribben impliceert discontinuïteiten in het stortproces en zijn vanuit dat oogpunt te vermijden. Door nu de voorvoetplaat- en de achtervoetplaat breedte te variëren, wordt getracht de optimale caissonafmetingen te vinden. Bij dit optimalisatieproces wordt de achterwand in eerste instantie geheel schuin aangenomen. In dit proces is er van uitgegaan dat het draagvermogen maatgevend is. Indien het optimale caisson gevonden is, dienen de veiligheden op schuiven en kantelen berekend te worden en moet er gecontroleerd worden of de veiligheid van het draagvermogen nog steeds maatgevend is.

Beschrijving van de werkwijze

De voor- en achtervoetplaatbreedte zal respectievelijk arbitrair op 4.5 en 5 meter gesteld worden. Hierna zal de breedte van de voorvoetplaat geoptimaliseerd worden. Nadat de voorvoetplaat geoptimaliseerd is, zal de achtervoetplaat geoptimaliseerd worden. Als laatste zal deze caisson dan met een traditionele caisson vergeleken worden. Hierbij zullen de hoeveelheden beton en de bouwwijze belangrijke vergelijkingspunten zijn.

Camilla caisson alternatief 1

Uitwendige afmetingen:

- breedte voorvoetplaat : 4.5 meter
- breedte achtervoetplaat : 5.0 meter
- breedte uitsparing bodemplaat : 15.0 meter
- breedte bovendek : 17.5 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

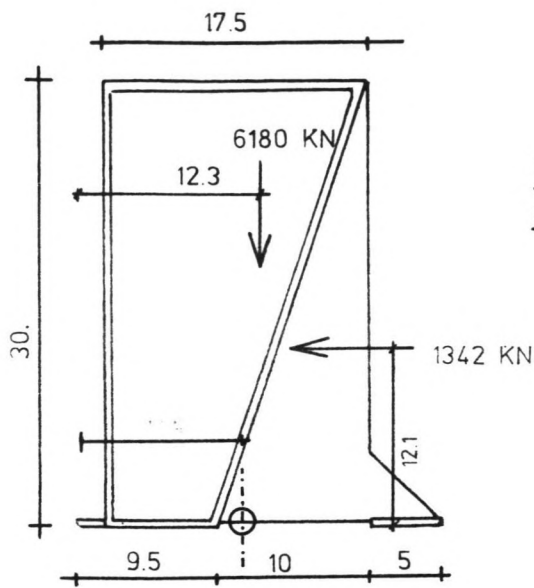
- veiligheid ten opzichte van het draagvermogen van de voorvoetplaat : 0.57

Camilla caisson alternatief 2

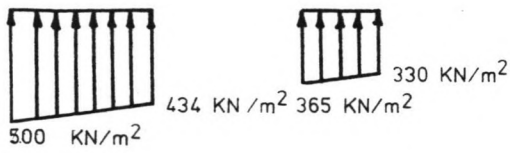
Uitwendige afmetingen:

- breedte voorvoetplaat : 7.5 meter
- breedte achtervoetplaat : 5.0 meter
- breedte uitsparing bodemplaat : 12.5 meter
- breedte bovendek : 17.5 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

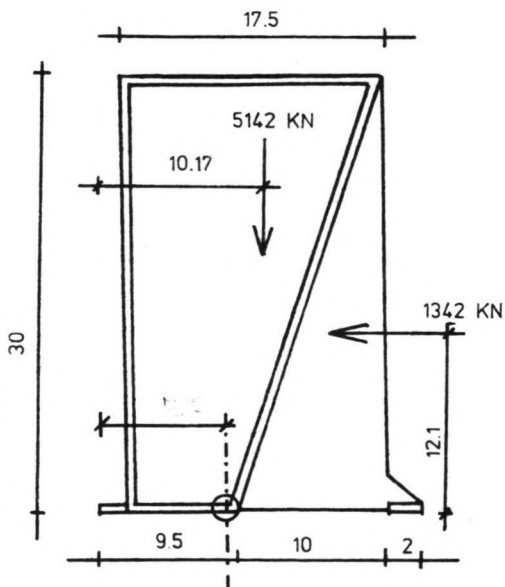
- veiligheid ten opzichte van het draagvermogen van de voorvoetplaat : 1.05



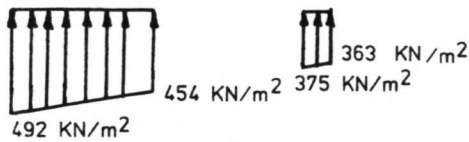
Camilla caisson
alternatief 3



maten in meters



Camilla caisson
alternatief 4



maten in meters

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Camilla caisson alternatief 3

Uitwendige afmetingen:

- breedte voorvoetplaat : 9.5 meter
- breedte achtervoetplaat : 5.0 meter
- breedte uitsparing bodemplaat : 10.0 meter
- breedte bovendek : 17.5 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

- veiligheid ten opzichte van het draag-
vermogen van de voorvoetplaat : 1.77

- veiligheid ten opzichte van het draag-
vermogen van de achtervoetplaat: 6.86

- veiligheid ten opzichte van schuiven : 2.3

- veiligheid ten opzichte van kantelen : 4.7

Conclusie

De voorvoetplaat is thans geoptimaliseerd. De veiligheid op de achtervoetplaat is zeer hoog. In de volgende beschouwing zal de achtervoetplaat nader worden geanalyseerd.

Camilla caisson alternatief 4

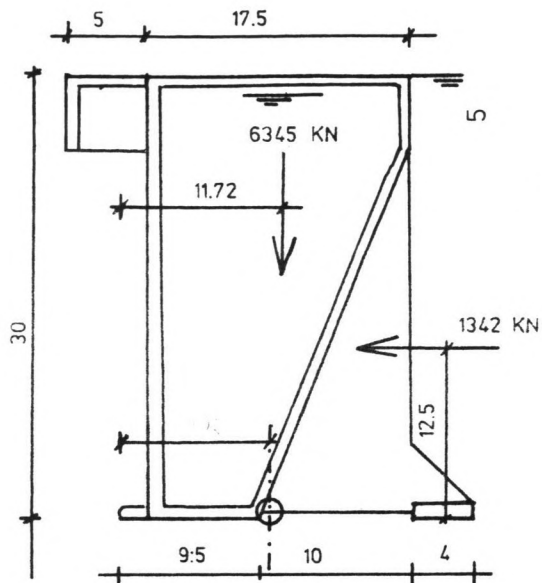
Uitwendige afmetingen:

- breedte voorvoetplaat : 9.5 meter
- breedte achtervoetplaat : 2.0 meter
- breedte uitsparing bodemplaat : 10.0 meter
- breedte bovendek : 17.5 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

- veiligheid ten opzichte van het draag-
vermogen van de voorvoetplaat : 1.37

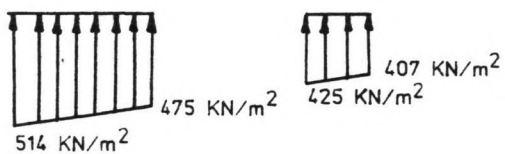
Conclusie

Door het verkleinen van de breedte van de achtervoetplaat verandert ook de verdeling van de horizontaal kracht over de voor- en achtervoetplaat. De verkleining van de breedte van de achtervoetplaat houdt in dat de voorvoetplaat meer horizontale kracht moet opnemen. Dit houdt in dat de hellingsfactor "i" in de formule van Brinch-Hansen sterk afneemt. Hierdoor neemt de toelaatbare grondspanning onder de voorvoetplaat sterker af dan de werkelijke grondspanningen afnemen. Hiermee is verklaard waarom een verandering van de breedte afmeting van de achtervoetplaat consequenties inhoudt voor de voorvoetplaat.



Camilla caisson
alternatief 5

- overstek 5 meter
- waterstandsverschil 1.5 meter
- gamma droog 18 KN/m³
- gamma nat 20 KN/m³



maten in meters

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Camilla caisson alternatief 5

Uitwendige afmetingen:

- breedte voorvoetplaat : 9.5 meter
- breedte achtervoetplaat : 4.0 meter
- breedte uitsparing bodemplaat : 10.0 meter
- breedte bovendek : 17.5 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

- veiligheid ten opzichte van het draagvermogen van de voorvoetplaat : 1.61
- veiligheid ten opzichte van het draagvermogen van de achtervoetplaat: 3.76
- veiligheid ten opzichte van schuiven : 2.36
- veiligheid ten opzichte van kantelen : 4.4

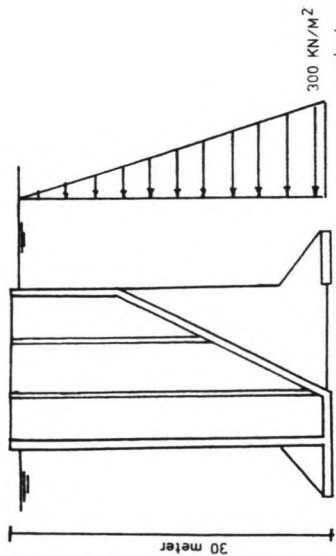
Opmerking

Daar bij het analyseren van het vijfde Camilla caisson alternatief de ideale uitwendige afmetingen benaderd werden, is hier de caisson wat meer naar de werkelijkheid gedetailleerd door een overstek in rekening te brengen en aan te nemen dat de bovenste 1.5 meter van de caissonvulling geen water bevatten.

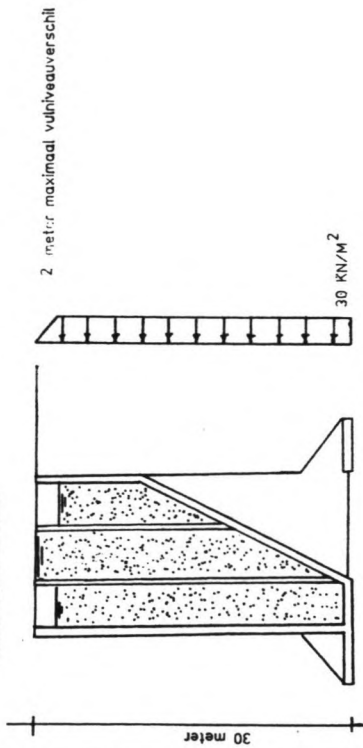
Conclusie

De uitwendige maten van de Camilla caisson zijn thans geoptimaliseerd. Het blijkt dat bij een Camilla caisson de veiligheid op het draagvermogen van de voorvoetplaat maatgevend is in tegenstelling tot een traditioneel caisson waar de veiligheid op schuiven maatgevend is. Belangrijk is nu de volumina in beton te vergelijken voor een Camilla caisson en een traditioneel caisson.

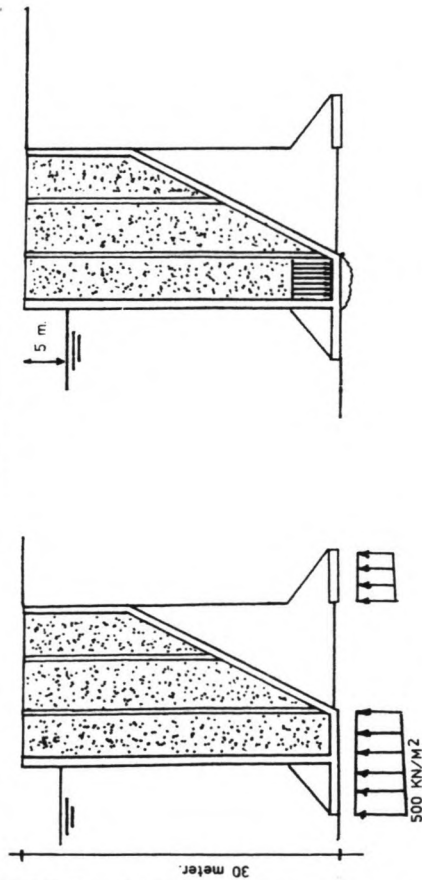
DRIJVENDE SITUATIE



VULSITUATIE



GEBRUIKSSITUATIE



ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

of

sheet

of

sheet

of

sheet

of

sheet

of

sheet

of

sheet

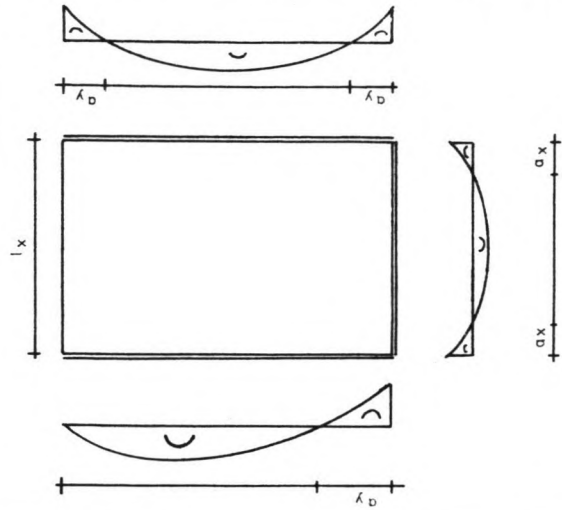
of

sheet

of

sheet

3 zijdig ingeklemde plaat



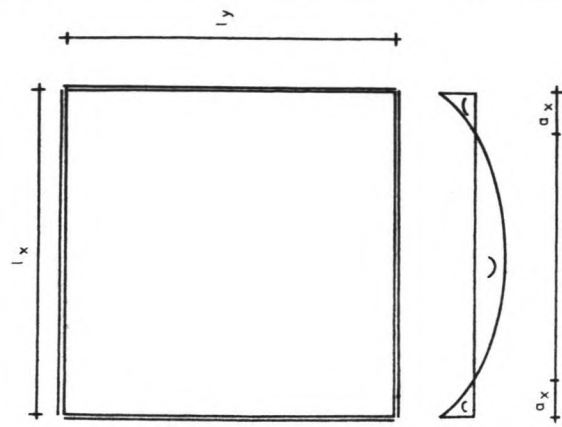
$$M_{vx} = 0.043q(l_x)^2$$

$$M_{vy} = 0.013q(l_x)^2$$

$$M_{ix} = 0.083q(l_x)^2$$

$$M_{iy} = 0.049q(l_x)^2$$

4 zijdig ingeklemde plaat



$$M = 0.018q(l_x)^2$$

$$M = 0.018q(l_x)^2$$

$$M = 0.051(l_x)^2$$

$$M = 0.051(l_x)^2$$

M_{vx} = maximum veldmoment voor de x as
 M_{vy} = maximum veldmoment voor de y as
 M_{ix} = maximum inklemsingsmoment voor de x as
 M_{iy} = maximum inklemsingsmoment voor de y as

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

of

sheet

of

sheet

of

sheet

of

sheet

of

sheet

of

sheet

of

sheet

of

sheet

ONTWERPEN VAN DETAILS

Inleiding

Voordat de betonvolumina bepaald kunnen worden moet er eerst een dimensionering van wanden en vloeren plaats vinden. In dit ontwerpstadium zullen de wanden en vloeren voor de rekenbelasting, op buiging worden uitgerekend. De toegepaste belastingfactor is zoals gebruikelijk voor beton berekeningen 1.7. De maatgevende belastingssituaties zijn in nevenstaande figuren weergegeven. Het wapeningspercentage zal per meter breedte worden bepaald $b=1$. Het doel van deze detaillering is om een benadering van de wand en vloer diktes te vinden. Bij de werkelijke detaillering moet er op gelet worden dat ook de andere belastingssituaties bekeken worden daar in die situaties de belasting wel kleiner is maar van teken is omgedraaid. Dit maakt voor de wanddikte niets uit, maar wel voor de plaats van de wapening. De h.o.h. afstand tussen de wanden wordt aangenomen op 5 meter.

DE VOOR EN ACHTERWANDEN

Voor de voor en achterwand is de drijvende situatie van de caisson maatgevend.

$$\begin{aligned} q(\text{geb.bel.}) &= 300 \text{ KN/m}^2 & H_t &= 1000 \text{ mm} & \text{dekking} &= 50 \text{ mm} \\ q(\text{rek.bel.}) &= 510 \text{ KN/m}^3 & H &= 950 \text{ mm} & \text{bel.fac.} &= 1.7 \end{aligned}$$

beton kwaliteit = B 22.5
staal kwaliteit = FEB 400

	Moment	$M/b \cdot H^2$	w_0
vx	548 KNm	608 KN/m ²	0.15
vy	166 KNm	183 KN/m ²	0.05 (pas minimum wap.perc.toe)
ix	1058 KNm	1172 KN/m ²	0.31
iy	645 KNm	712 KN/m ²	0.18

DE TUSSENWANDEN

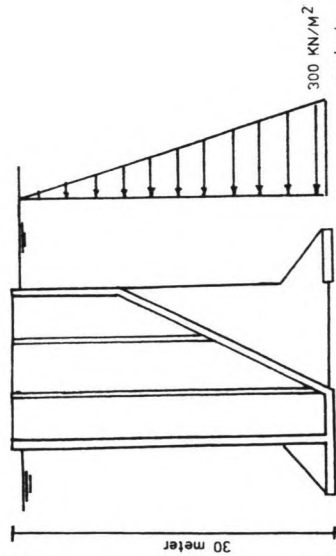
De maatgevende belasting voor de tussenwanden treedt op tijdens het vullen van de cellen. Indien er vanuit wordt gegaan dat er een maximaal vulniveau over de wanden kan ontstaan van 2 meter, dan is de resulterende druk op de tussenwanden in nevenstaande figuur weergegeven.

$$\begin{aligned} q(\text{geb.bel.}) &= 30 \text{ KN/m}^2 & H_t &= 350 \text{ mm} & \text{dekking} &= 50 \text{ mm} \\ q(\text{rek.bel.}) &= 51 \text{ KN/m}^3 & H &= 300 \text{ mm} & \text{bel.fac.} &= 1.7 \end{aligned}$$

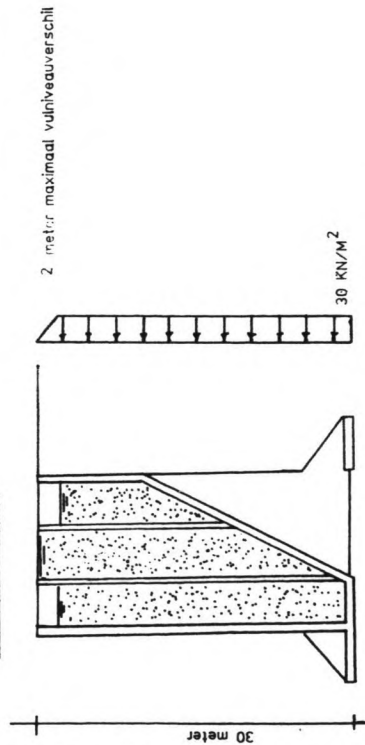
beton kwaliteit = B 22.5
staal kwaliteit = FEB 400

	Moment	$M/b \cdot H^2$	w_0
vx	54,8 KNm	608 KN/m ²	0.15
vy	16.6 KNm	184 KN/m ²	0.05 (pas minimum wap.perc.toe)
ix	105.8 KNm	1175 KN/m ²	0.31
iy	64.5 KNm	717 KN/m ²	0.18

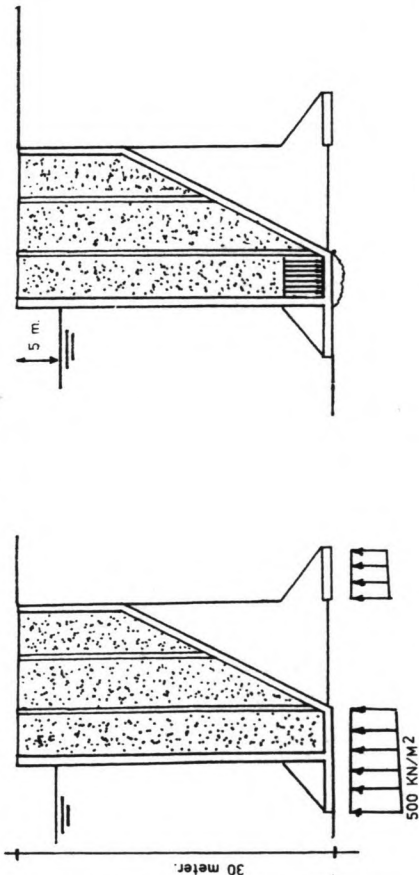
DRIJVENDE SITUATIE



VULSITUATIE



GEBRUIKSSITUATIE



ballast nedam groep n.v.

item:

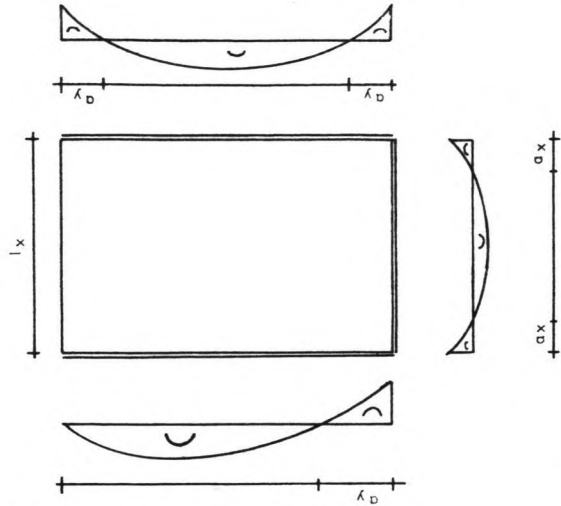
by:

date:

sheet

of

3 zijdig ingeklemde plaat



$$M_{vx} = 0.043q(l_x)^2$$

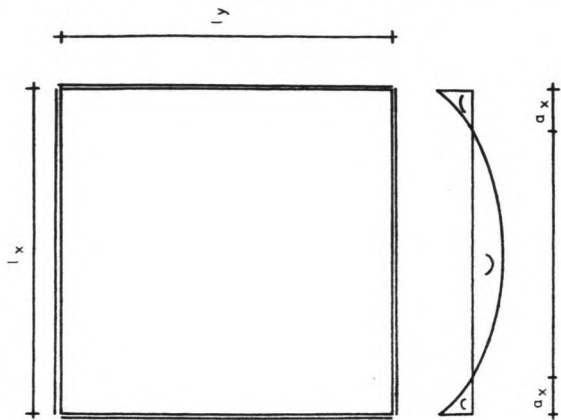
$$M_{vy} = 0.013q(l_x)^2$$

$$M_{ix} = 0.083q(l_x)^2$$

$$M_{iy} = 0.049q(l_x)^2$$

M_{vx} = maximum veldmoment voor de x as
 M_{vy} = maximum veldmoment voor de y as
 M_{ix} = maximum inklemmingsmoment voor de x as
 M_{iy} = maximum inklemmingsmoment voor de y as

4 zijdig ingeklemde plaat



$$M = 0.018q(l_x)^2$$

$$M = 0.018q(l_x)^2$$

$$M = 0.051(l_x)^2$$

$$M = 0.051(l_x)^2$$

M_{vx} = maximum veldmoment voor de x as
 M_{vy} = maximum veldmoment voor de y as
 M_{ix} = maximum inklemmingsmoment voor de x as
 M_{iy} = maximum inklemmingsmoment voor de y as

ballast nedam groep n.v.

item:

by:

date:

2-042

2-042

sheet

of

sheet

of

DE BODEMPLAAT

Voor de bodemplaat geldt dat de situatie, wanneer erosie onder een vloerveld heeft plaats gevonden maatgevend is. Er is aangenomen dat het waterstandsverschil in die situatie tussen de vulling en de haven 5 meter bedraagt. De bodemplaat wordt beschouwd als een 4 zijdig ingeklemde plaat.

$$\begin{aligned} q(\text{geb.bel.}) &= 350 \text{ KN/m}^2 & H_t &= 1000 \text{ mm} & \text{dekking} &= 50 \text{ mm} \\ q(\text{rek.bel.}) &= 595 \text{ KN/m}^3 & H &= 950 \text{ mm} & \text{bel.fac.} &= 1.7 \end{aligned}$$

beton kwaliteit = B 22.5
staal kwaliteit = FEB 400

	Moment	M/b*H**2	w0
vx	267 KNm	295 KN/m**2	0.075(pas minimum wap.perc.toe)
vy	267 KNm	295 KN/m**2	0.075(pas minimum wap.perc.toe)
ix	758 KNm	839 KN/m**2	0.22
iy	758 KNm	839 KN/m**2	0.22

DE VOORTEEN

Voor de voorsteen worden twee situaties beschouwd. Ten eerste een voorsteen van een lengte van 2 meter, ten tweede een voorsteen van 4 meter zijdelings gesteund door 2 steunribben. De maximale gronddruk onder de teen wordt arbitrair op 500 KN/m**2 gesteld.

beton kwaliteit = B 22.5
staal kwaliteit = FEB 400

Een voorsteen van 2 meter

$$\begin{aligned} q(\text{geb.bel.}) &= 500 \text{ KN/m}^2 & H_t &= 1000 \text{ mm} & \text{dekking} &= 50 \text{ mm} \\ q(\text{rek.bel.}) &= 850 \text{ KN/m}^3 & H &= 950 \text{ mm} & \text{bel.fac.} &= 1.7 \end{aligned}$$

	Moment	M/b*H**2	w0
i	1700 KNm	1884 KN/m**2	0.51

Een voorsteen van 5 meter met steunribben om de 5 meter

$$\begin{aligned} q(\text{geb.bel.}) &= 500 \text{ KN/m}^2 & H_t &= 1000 \text{ mm} & \text{dekking} &= 50 \text{ mm} \\ q(\text{rek.bel.}) &= 850 \text{ KN/m}^3 & H &= 950 \text{ mm} & \text{bel.fac.} &= 1.7 \end{aligned}$$

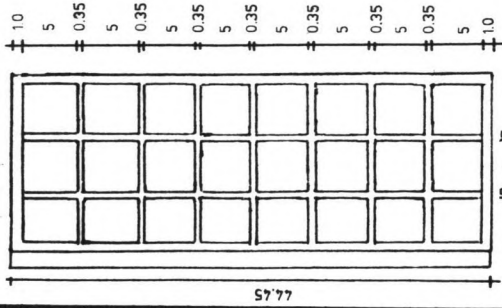
	Moment	M/b*H**2	w0
vx	913 KNm	1012 KN/m**2	0.27
vy	276 KNm	304 KN/m**2	0.13
ix	1763 KNm	1939 KN/m**2	0.54
iy	1041 KNm	1053 KN/m**2	0.27

Conclusie

De diktesⁿ van de wanden en bodem zijn respectievelijk bepaald op:

voor- en achterwand	1000 mm
tussenwand	350 mm
bodem	1000 mm
teen	1000 mm

X Er is stilzwijgend van uitgegaan dat deze diktes voldoende zijn, om de benodigde dwarskracht, eventueel door het toepassen van beugels, op te kunnen nemen. De wanden en vloeren zijn op scheurwijdte bekeken met behulp van de tabellen van de British Standards, waarin een scheurwijdte van 2 mm wordt aangehouden. Hieruit blijkt dat de gevonden diktes voldoende zijn.



traditioneel caisson 1

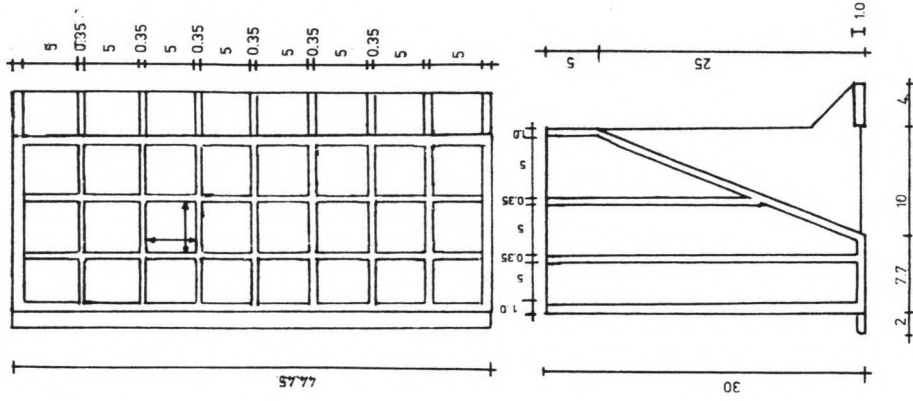
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

sheet of

by:



Camilla caisson alternatief 5

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

DE VERGELIJKING VAN DE BETONVOLUMINA

Inleiding

Voor de berekening van de betonvolumina zijn voor de wanden van de caissons de volgende afmetingen bepaald.

- dikte buitenwanden : 1 meter
- dikte scheidingswanden : 0.35 meter
- lengte van de caisson : 44.45 meter

Over de exacte afmetingen van de wanden kan in dit stadium nog enige discussie ontstaan. De wanden van vergelijkbare Camilla - en traditionele caisson worden door de zelfde randvoorwaarden gedimensioneerd. De afmetingen van de wanden van de beide caissons zullen dus gelijk zijn.

Camilla caisson alternatief 5

- de rekeneenheid voor de lengte-tussenwanden : 40 meter
- de rekeneenheid voor de breete-tussenwanden : 4.45 meter

- voorteen	:	80	M**3
- voorwand waterzijde	:	1160	M**3
- 1e lengte tussenwand	:	406	M**3
- 2e lengte tussenwand	:	280	M**3
- rechte deel achterwand	:	200	M**3
- schuine deel achterwand	:	1040	M**3
- achterteen	:	160	M**3
- voorbodemplaat	:	308	M**3
- breedte-tussenwanden	:	2425	M**3

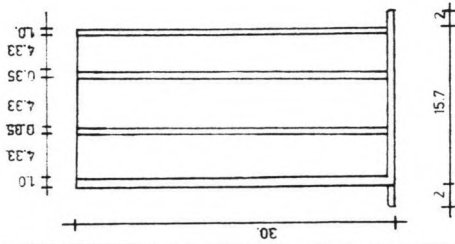
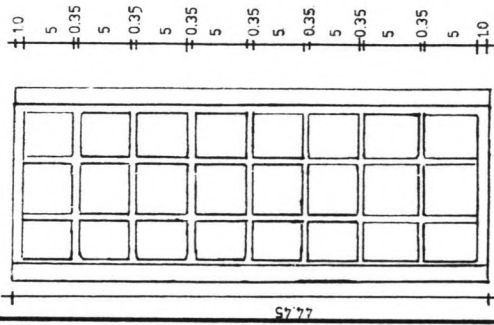
TOTAAL BETONVOLUME : 6059 M**3

Traditioneel caisson 1

- de rekeneenheid voor de lengte-tussenwanden : 40 meter
- de rekeneenheid voor de breete-tussenwanden : 4.45 meter

- voorteen	:	80	M**3
- voorwand waterzijde	:	1160	M**3
- 1e lengte tussenwand	:	406	M**3
- 2e lengte tussenwand	:	406	M**3
- rechte achterwand	:	1160	M**3
- achterteen	:	0	M**3
- bodemplaat	:	708	M**3
- breedte-tussenwanden	:	2372	M**3

TOTAAL BETONVOLUME : 6292 M**3



traditioneel caisson 2

ballast nedam groep n.v.

item:

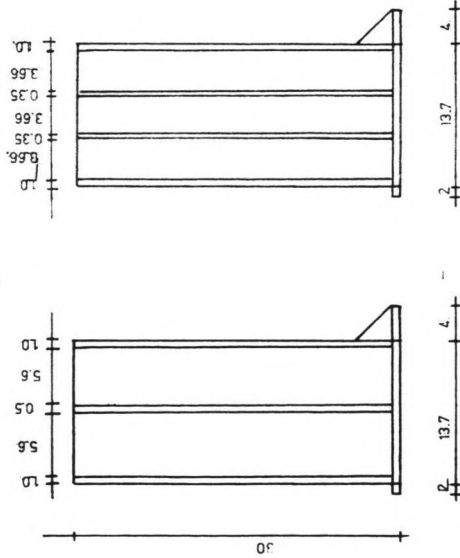
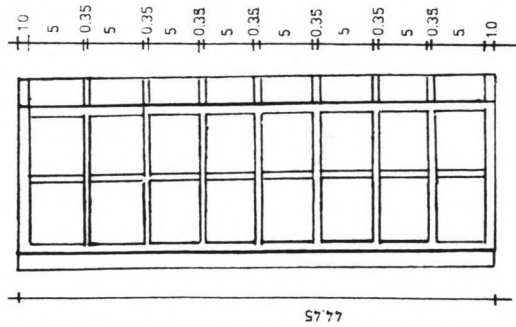
by:

date:

AZ-042

sheet

of



alternatief caisson 3

ballast nedam groep n.v.

item:

by:

date:

AZ-042

sheet

of

Traditioneel caisson 2

- de rekeneenheid voor de lengte-tussenwanden : 40 meter
- de rekeneenheid voor de breedte-tussenwanden : 4.45 meter

- voorteen	:	80	M**3
- voorwand waterzijde	:	1160	M**3
- 1e lengte tussenwand	:	406	M**3
- 2e lengte tussenwand	:	406	M**3
- rechte achterwand	:	1160	M**3
- achterteen	:	80	M**3
- bodemplaat	:	628	M**3
- breedte-tussenwanden	:	2114	M**3

TOTAAL BETONVOLUME : 6034 M**3

Alternatief caisson 3

- de rekeneenheid voor de lengte-tussenwanden : 40 meter
- de rekeneenheid voor de breedte-tussenwanden : 4.45 meter

- voorteen	:	80	M**3
- voorwand waterzijde	:	1160	M**3
- 1e lengte tussenwand	:	580	M**3
- rechte achterwand	:	1160	M**3
- achterteen	:	160	M**3
- bodemplaat	:	548	M**3
- breedte-tussenwanden	:	1882	M**3

TOTAAL BETONVOLUME : 5570 M**3

OVERZICHT BETONVOLUMES:

Camilla caisson	6059	M**3	
traditioneel caisson 1	: 6292	M**3	
traditioneel caisson 2	: 6034	M**3	
alternatief caisson 3	: 5570	M**3	(1 wand d=0.5 M)
alternatief caisson 3	: 5802	M**3	(2 wanden d=0.35 M)

Conclusie

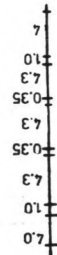
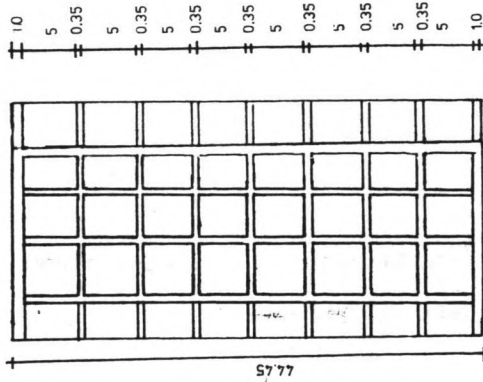
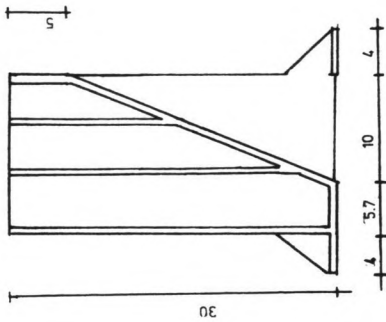
Het blijkt dat de Camilla caisson in vergelijking met de traditionele caisson niet zo veel betonvolume bespaart. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat er in dit rapport andere eisen aan het draagvermogen worden gesteld. Hierdoor kan de breedte van de caisson niet sterk verkleind worden. Zoals te zien is het aandeel van de breedte-tussenwanden in het totaal betonvolume aandeel zeer groot.

Opmerkingen

Het caisson alternatief 3 bespaart veel betonvolume ten opzichte van de traditionele caisson zonder achterteen, omdat het aandeel in de breedte tussenwanden sterk gereduceert wordt. Zelfs indien de dikte van de lengtetussenwanden wordt vergroot tot 0.7 meter blijft het betonvolume geringer dan bij de andere constructies.

De Camilla caisson kan nader beschouwd worden door er van uit te gaan dat de voorteen breder dan de gestelde 2 meter gemaakt kan worden.

Caisson alternatifief 6 (Camilla caisson)

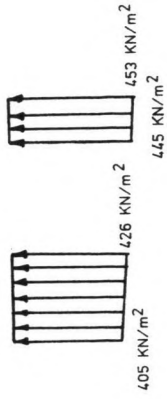
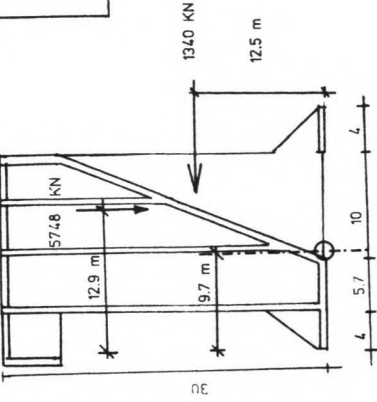


ballast nedam groep n.v.

item:

by:

date:



caisson alternatifief 6
(Camilla caisson)

ballast nedam groep n.v.

item:

by:

date:

CAISSONS MET EEN VERBREDE VOORTEEN VAN 4 METER

Het caisson alternatief 6 (Camilla caisson)

Uitwendige afmetingen:

- breedte voorvoetplaat : 9.7 meter
- breedte achtervoetplaat : 4.0 meter
- breedte uitsparing bodemplaat : 10.0 meter
- breedte bovendek : 17.7 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

- veiligheid ten opzichte van het draagvermogen van de voorvoetplaat : 1.79
- veiligheid ten opzichte van het draagvermogen van de achtervoetplaat: 2.48
- veiligheid ten opzichte van schuiven : 2.14
- veiligheid ten opzichte van kantelen : 4.43

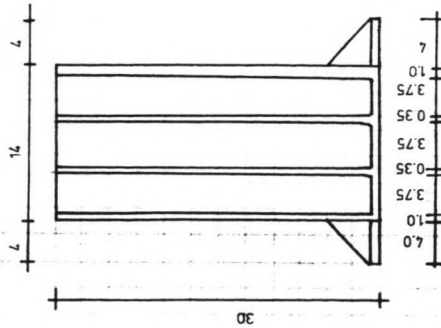
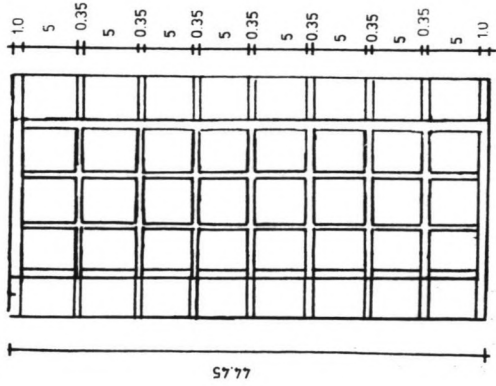
De hoeveelheid beton:

- de rekeneenheid voor de lengte-tussenwanden : 40 meter
- de rekeneenheid voor de breete-tussenwanden : 4.45 meter

- voorteen : 160 M**3
- voorwand waterzijde : 1160 M**3
- 1e lengte tussenwand : 350 M**3
- 2e lengte tussenwand : 210 M**3
- rechte deel achterwand : 200 M**3
- schuine deel achterwand : 1040 M**3
- achterteen : 160 M**3
- bodemplaat : 228 M**3
- breedte-tussenwanden : 2203 M**3

TOTAAL BETONVOLUME : 5711 M**3

caisson alternatief 7



ballast nedam groep n.v.

item:

by:

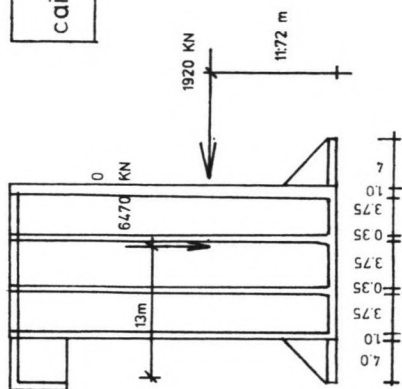
date:

Z-042

sheet

of

caisson alternatief 7



effectieve breedte = 19 meter

339.8 KN/m²

ballast nedam groep n.v.

item:

by:

date:

Z-042

sheet

of

Het caisson alternatief 7

Uitwendige afmetingen:

- breedte voorsteen : 4.0 meter
- breedte achtersteen : 4.0 meter
- breedte bodemplaat : 14.0 meter
- breedte bovendek : 14.0 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

- veiligheid ten opzichte van het draag-
vermogen van de bodemplaat : 2.86
- veiligheid ten opzichte van schuiven : 1.50
- veiligheid ten opzichte van kantelen : 3.7

De hoeveelheid beton:

- de rekeneenheid voor de lengte-tussenwanden : 40 meter
- de rekeneenheid voor de breedte-tussenwanden : 4.45 meter

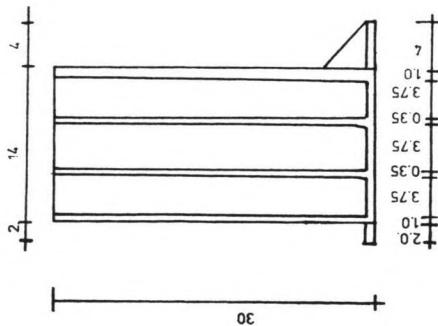
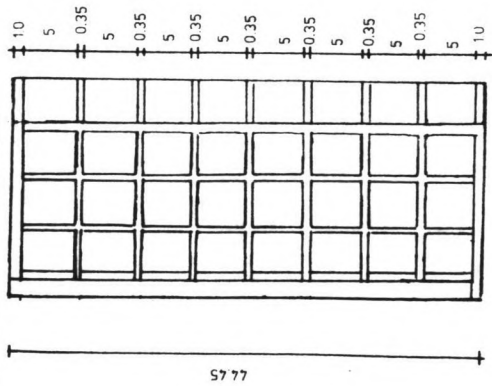
- voorsteen	:	160	M**3
- voorwand waterzijde	:	1160	M**3
- 1e lengte tussenwand	:	406	M**3
- 2e lengte tussenwand	:	406	M**3
- rechte achterwand	:	1160	M**3
- achtersteen	:	160	M**3
- bodemplaat	:	560	M**3
- breedte-tussenwanden	:	1976	M**3

TOTAAL BETONVOLUME : 5988 M**3

Opmerking

Het blijkt dat de veiligheid ten op zichte van het draagvermogen van de voorsteen niet maatgevend is, hierdoor kan de breedte van de voorsteen afnemen. Het eigengewicht van de constructie neemt hierdaar niet noemenswaardig af, zodat de veiligheid tegen schuiven gehandhaafd blijft. Het betonvolume neemt echter wel iets af.

caisson alternatief 8



ballast nedam groep n.v.

item:

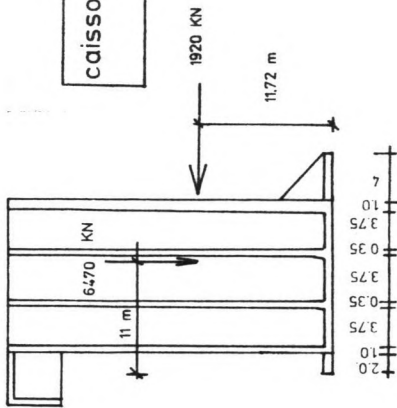
by:

date:

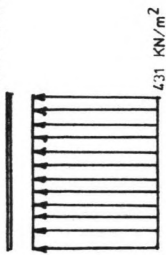
sheet of

2-042

caisson alternatief 8



effectieve breedte = 15 meter



ballast nedam groep n.v.

item:

by:

date:

sheet

2-042

Het caisson alternatief 8

De hierna weergegeven caisson heeft een versmalde voorteen van 2 meter.

Uitwendige afmetingen:

- breedte voorteen : 2.0 meter
- breedte achterteen : 4.0 meter
- breedte bodemplaat : 14.0 meter
- breedte bovendeck : 14.0 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

- veiligheid ten opzichte van het draagvermogen van de bodemplaat : 1.77
- veiligheid ten opzichte van schuiven : 1.50
- veiligheid ten opzichte van kantelen : 3.15

De hoeveelheid beton:

- de rekeneenheid voor de lengte-tussenwanden : 40 meter
- de rekeneenheid voor de breedte-tussenwanden : 4.45 meter

- voorteen	:	80	M**3
- voorwand waterzijde	:	1160	M**3
- 1e lengte tussenwand	:	406	M**3
- 2e lengte tussenwand	:	406	M**3
- rechte achterwand	:	1160	M**3
- achterteen	:	160	M**3
- bodemplaat	:	560	M**3
- breedte-tussenwanden	:	1931	M**3
TOTAAL BETONVOLUME	:	5863	M**3

Daar de verschillen in betonvolume tussen een traditionele caisson en een Camilla caisson niet zeer groot zijn, ongeveer 3%, en de veiligheid op het draagvermogen van de voorvoetplaat nog enige ruimte over laat, is een Camilla caisson bekeken, waarvan de voorvoetplaat zo smal is dat de grond onder de voorvoetplaat zal bezwijken. Voor deze caisson is het betonvolume uitgerekend. Dit is een bovengrens voor de besparing in betonvolume.

De caisson alternatief 9

Uitwendige afmetingen:

- breedte voorvoetplaat : 7.5 meter
- breedte achtervoetplaat : 4.0 meter
- breedte uitsparing bodemplaat : 10.0 meter
- breedte bovendek : 13.5 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

- veiligheid ten opzichte van het draagvermogen van de voorvoetplaat : 1.17 (voldoet niet)

- veiligheid ten opzichte van het draagvermogen van de achtervoetplaat: n.v.t.

- veiligheid ten opzichte van schuiven : n.v.t.

- veiligheid ten opzichte van kantelen : n.v.t.

de hoeveelheid beton:

- de rekeneenheid voor de lengte-tussenwanden : 40 meter
- de rekeneenheid voor de breedte-tussenwanden : 4.45 meter

- voorteen	:	160	M**3
- voorwand waterzijde	:	1160	M**3
- 1e lengte tussenwand	:	350	M**3
- 2e lengte tussenwand	:	210	M**3
- rechte achterwand	:	200	M**3
- schuine achterwand	:	1040	M**3
- achterteen	:	160	M**3
- bodemplaat	:	140	M**3
- breedte-tussenwanden	:	1909	M**3

TOTAAL BETONVOLUME : 5329 M**3

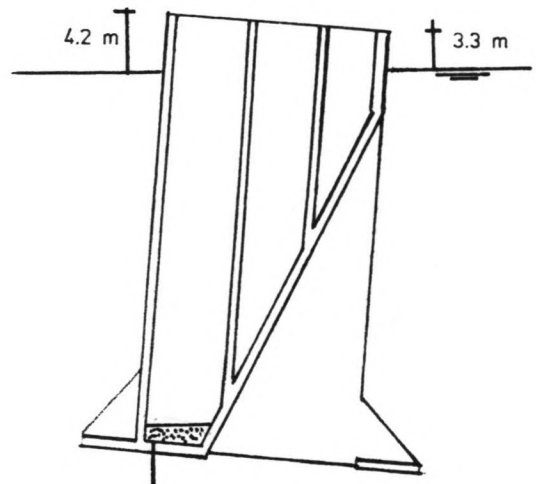
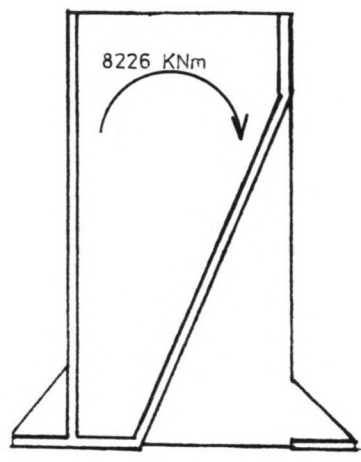
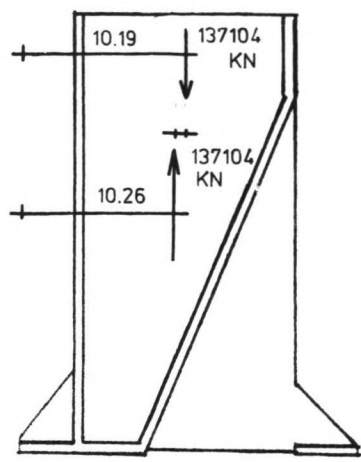
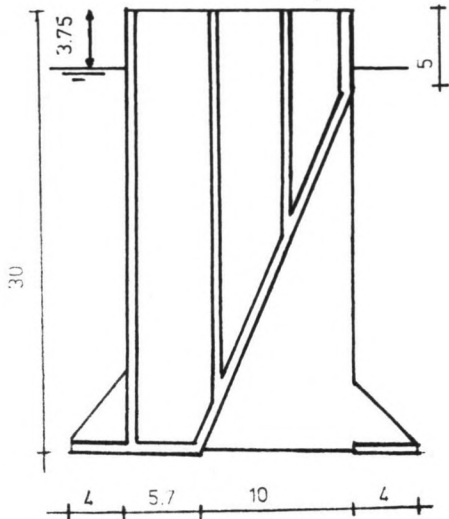
OVERZICHT BETONVOLUMES:

Caisson alternatief 6 (Camilla caisson)	:	5711	M**3
Caisson alternatief 7	:	5988	M**3
Caisson alternatief 8	:	5863	M**3
Caisson alternatief 9 (voldoet niet)	:	5329	M**3

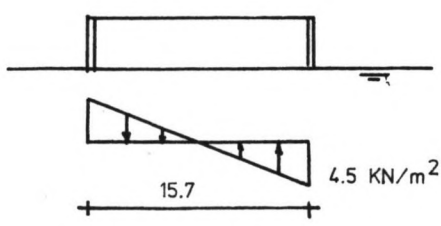
Conclusie

De besparingen in hoeveelheid betonvolume liggen in de orde van de 8 %. De besparing van 30 % kan niet worden gehaald daar voor grote kerende hoogtes de veiligheid van het draagvermogen maatgevend is. De breedte van de caisson kan daardoor niet voldoende worden versmald. Interessant is nu na te gaan wat de besparing in betonvolume is voor een Camilla caisson in vergelijking met een traditioneel caisson voor een denkbeeldige lokatie waar het draagvermogen niet maatgevend is. Zo'n situatie zou gevonden kunnen worden voor rotsbodems.

De Camilla caisson bespaart betonvolume en is qua materialen goedkoper dan een traditionele caisson. Het is interessant, na te gaan hoe de caisson met verbrede voetplaten zich tijdens het vervoeren gedraagt. In een laatste fase zullen de uitvoerings alternatieven worden bekeken.



zandvulling om de caisson
recht te laten drijven



caisson alternatief 6
(Camilla caisson)

DRIJVENDE FASE

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

AZ-042

HET DRIJVEN VAN DE CAISSONS

Inleiding

Voor de hiervoor uitgerekende caissons met verbrede voorvoetplaat is nagegaan of de caissons voldoende drijfvermogen bezitten. Het basis idee van een caisson is het drijvend vervoeren van de betonconstructie. Voor de caissons is de opwaartse kracht, ten gevolge van de waterdruk, en de neerwaartse kracht, ten gevolge van het eigen gewicht van de constructie, berekend. Voor deze berekeningen zijn de volgende veronderstellingen gedaan:

- gamma water 10 KN/m**3
- gamma beton 24 KN/m**3

CAISSON ALTERNATIEF 6 (Camilla caisson)

Het blijkt dat dit Camilla caisson genoeg eigen drijfvermogen bezit. Het kleine kantelmoment van de caisson tijdens de drijfphase is zeer eenvoudig te vereffenen, door middel van het toepassen van een zandvulling in de inwendige caissoncellen. Indien de caisson niet over ruw water wordt vervoerd, is de resterende vrijboord van rond de 3 meter voldoende om golfaanval te weerstaan. De situatie tijdens het drijven van de caisson is in nevenstaande figuur weergegeven.

CAISSON ALTERNATIEF 7

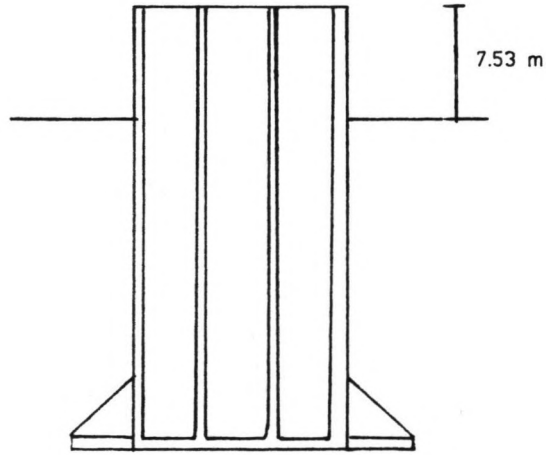
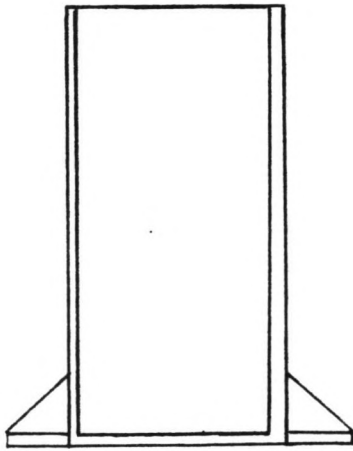
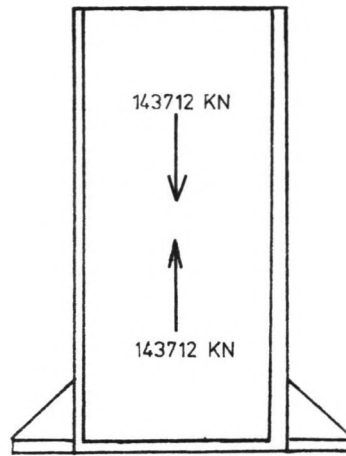
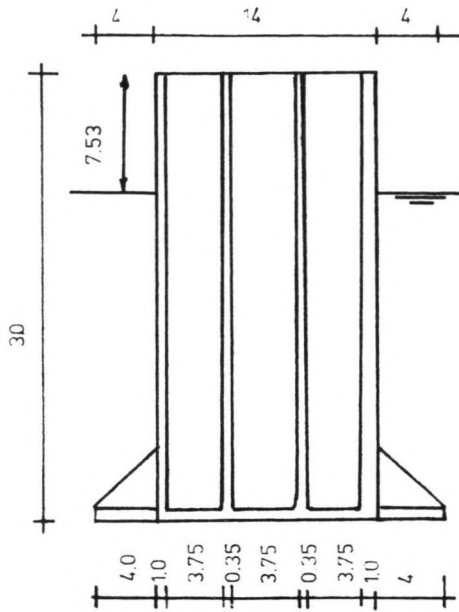
Deze caisson bezit ook voldoende drijfvermogen. Het vrijboord van 7.5 meter is ruim voldoende. Het resulterende kantelmoment tijdens de vervoersfase is nul, daar de caisson precies symmetrisch gebouwd is.

CAISSON ALTERNATIEF 8

Dit caisson bezit ook voldoende drijfvermogen. Het vrijboord van 7.8 meter is ook geen probleem. Het kantelmoment is niet gelijk aan nul, daar de voorteen kleiner is dan de achterteen. Door het toepassen van een zandvulling is dit caisson ook rechtstandig te vervoeren.

CAISSON ALTERNATIEF 9 (Camilla caisson)

Deze caisson was reeds niet geschikt, daar het een te gering draagvermogen van de grond onder de voorvoetplaat ondervindt. De caisson heeft wel voldoende eigen drijfvermogen, maar omdat de werklijnen van de krachten niet in elkaars verlengde liggen, ontstaat er een resulterend kantelmoment. Dit kantelmoment zorgt voor een dermate grote draaiing van de caisson, dat het niet zelf drijvend vervoerd kan worden. Een oplossing om dit caisson drijvend te vervoeren, is het gebruik maken van pontons aan weerskanten van de caisson. Aan de basisgedachte achter de caisson, namelijk zelf drijvend zijn, is nu geweld aan gedaan. Het gebruik van pontons brengt vanzelfsprekend extra kosten met zich mee.



geen resulterende momenten

caisson alternatief 7

DRIJVENDE FASE

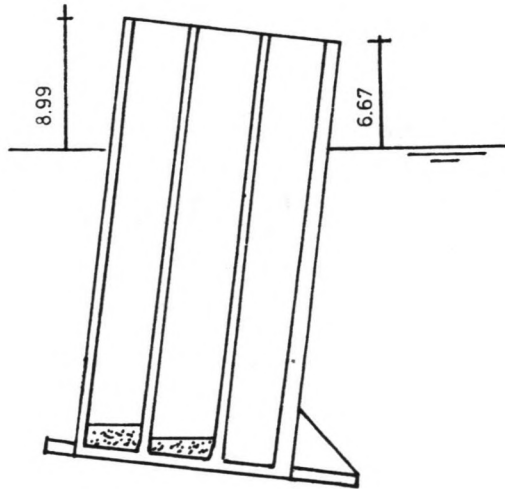
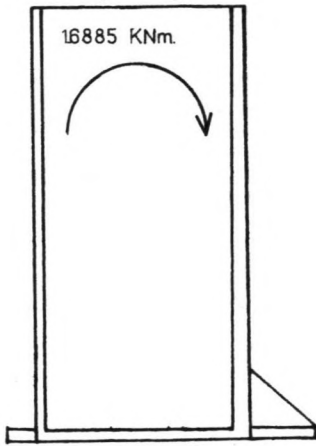
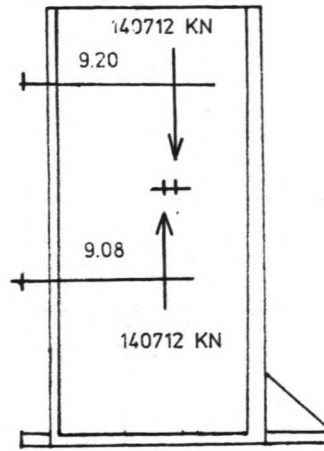
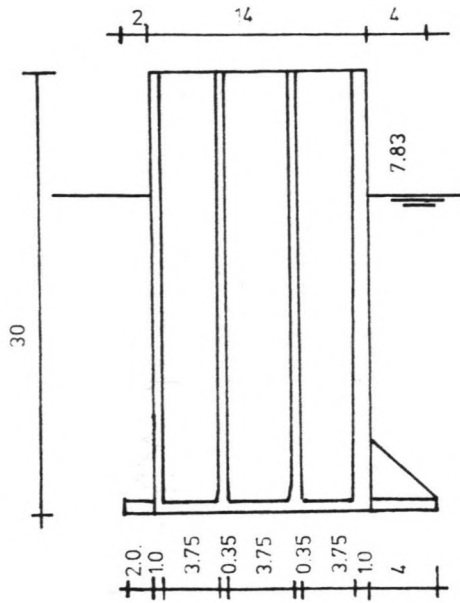
ballast nedam groep n.v.

item:

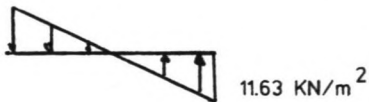
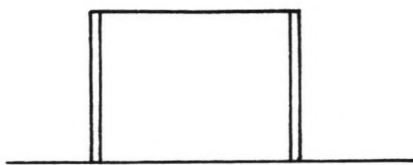
date:

by:

sheet of



zandvulling om het caisson rechtstandig te voeren.



caisson alternatief 8

DRIJVENDE FASE

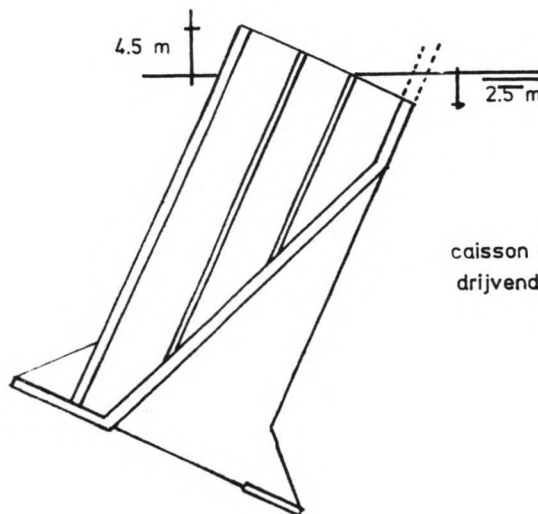
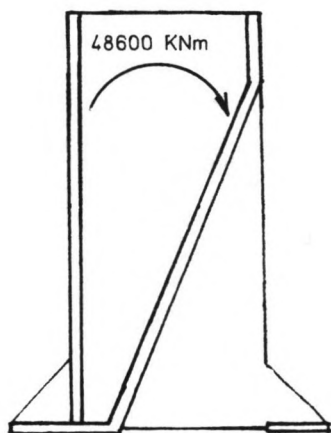
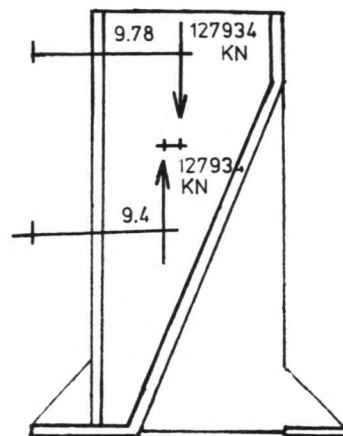
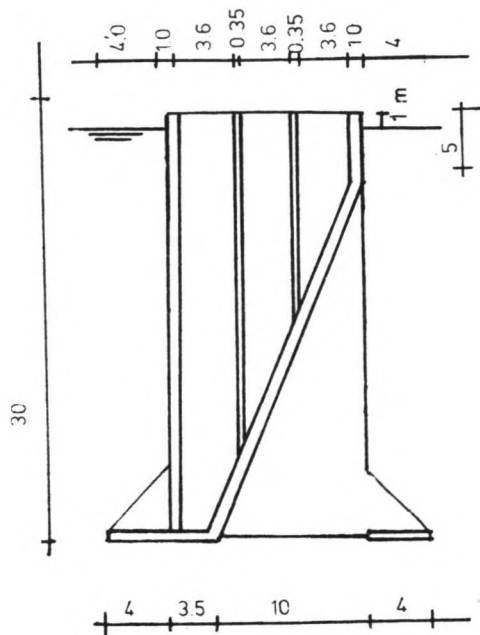
ballast nedam groep n.v.

item:

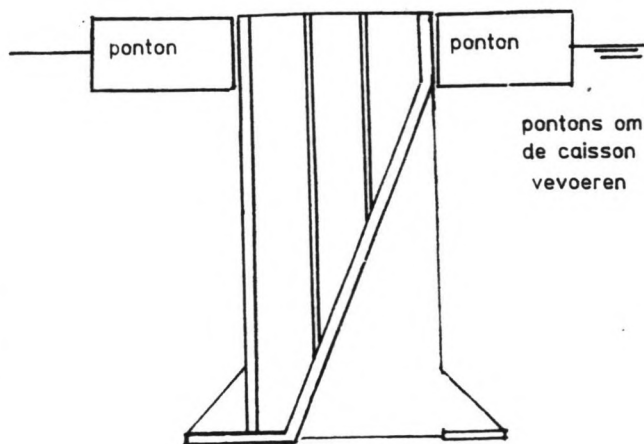
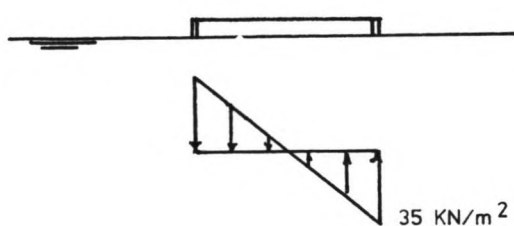
date:

by:

sheet of



caisson niet zelfstandig drijvend te vervoeren



caisson alternatief 9 (Camilla caisson)

DRIJVENDE FASE

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Conclusie

Het blijkt dat deze Camilla caisson alternatief 6 enerzijds minder betonvolume vereist dan de andere caissons en anderzijds zeer goed zelfdrijvend te vervoeren is. Voor de uitvoering van de caisson zullen verder in dit rapport enige mogelijkheden gegeven worden.

I. Stability criterion:

The finer particles of an underlayer should be prevented from being washed out through the layer on top of it. The main criterion is:

$$i_a = \frac{D_{50,filter} + 4}{D_{50,base}}$$

II. Permeability criterion

The permeability of the filter should be sufficient for the hydraulic gradient through it to be negligible compared with that through the underlying material (i.e. without local build-up of hydraulic gradient concentrations). The main criterion is:

$$\frac{D_{50,filter} + 4}{D_{50,base}}$$

III. Uniformity criterion. Segregation and Internal Stability

The grading of each layer should be approximately parallel, and not too far apart to minimize segregation. This criterion is expressed as follows:

$$\frac{D_{50,filter} + 25}{D_{50,base}}$$

Internal stability

The grain-size distribution of each layer should preferably be approximately uniform to satisfy the internal stability of the filter layers (no internal migration of particles). In the grain-size distribution no lack of intermediate grain-sizes may occur. As for the stability criterion the requirements for the internal stability have been based on the grain-size distribution:

$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (U = \text{coefficient of uniformity})$$

- no migration : $U < 10$
- possible migration (depending on hydraulic conditions) : $10 < U < 20$
- migration : $20 < U$

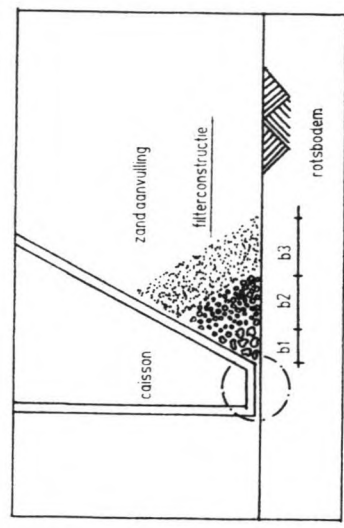
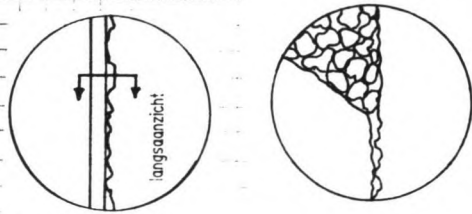
IV. Thickness criterion

Theoretically the minimum layer thickness is equal to roughly several times the nominal grain size (see also Wittman [32]).

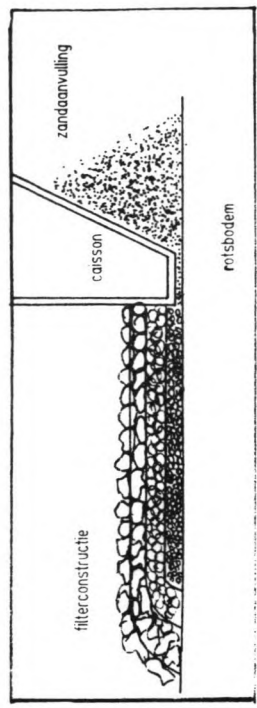
However, due to irregularities in placing (especially in the case of dumping methods), the thickness of the layers is subject to a practical minimum, e.g. [27].

- coarse sand : $d = 10 \text{ cm}$
- gravel : $d = 20 \text{ cm}$
- dumped stone : $d = 2 \text{ to } 3 \text{ times the size of the largest stones}$
- ($d =$ thickness of the filter layer).

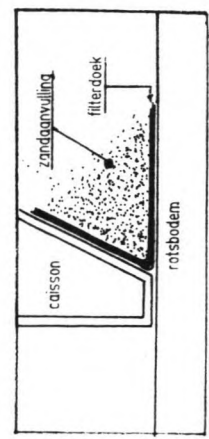
Ontwerp regels voor filterconstructies



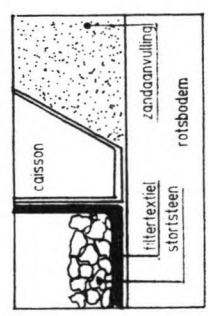
A



B



C



D

CAMILLA CAISSON OP ROTSBODEM

Bij de analyse van een Camilla caisson op rotsbodem wordt de caisson geplits in 3 onderdelen, te weten:

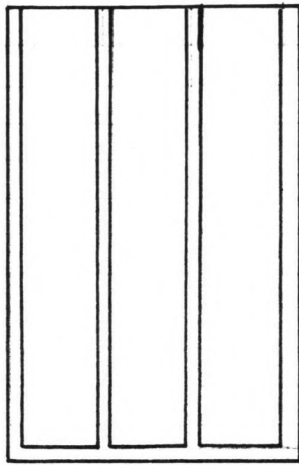
- de voorwand en bodemplaat
- de schuine- en rechte achterwand
- de achtervoetplaat

De veiligheid ten opzichte van draagvermogen is nu niet meer van toepassing. De veiligheid op het bezwijkmechanisme van het schuiven is maatgevend. De tegenwerkende kracht aan de schuifkracht wordt geleverd door het eigengewicht van de constructie vermenigvuldigt met de wrijvingscoëfficiënt rots-beton. Voor de eenvoud wordt het rechte deel van de schuine achterwand weggelaten. Door de hoek van de schuine wand te variëren, verandert de aandrijvende grondkracht en de tegenwerkende kracht, ontleend aan het eigengewicht. Indien de schuine achterwand een hoek van 0 graden met de vertikaal maakt is de aandrijvende kracht gelijk aan deze tegen een traditioneel caisson. De tegenwerkende kracht ontleent aan het eigengewicht boven de schuine achterwand is nu nul. Indien de schuine achterwand een hoek van 60 graden met de vertikaal maakt, is de aandrijvende grondkracht gelijk aan nul en de tegenwerkende kracht gelijk aan het eigengewicht boven de schuine achterwand vermenigvuldigt met de wrijvingscoëfficiënt tussen beton en rots en ongelijk aan nul. Tussen deze twee extremen ligt het optimum waar de aandrijvende kracht gelijk is aan de tegenwerkende kracht. In het juiste geval wordt over de aandrijvende kracht een veiligheidsfactor van 1.5 gezet. In deze analyse gaat het er alleen om een globale indruk van de betonvolume besparing te krijgen. Het spreekt voor zich dat de contactvlakken tussen bodem en constructie grote dwarskrachten te verduren krijgen die in de constructie ingeleid moeten worden. Deze inleidpunten voor de verticale reactiekracht van de rotsbodem dienen in een detaillering-fase van de caisson nader beschouwd te worden. Daar deze inleidpunten de constructie slechts duurder zullen maken, is het voor een bepaling van de maximale besparing van betonvolume niet nodig deze punten nader te detailleren.

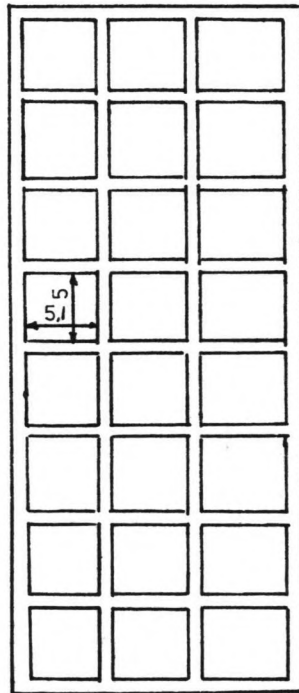
Voor de de bepaling van voldoende schuifveiligheid, is een programma geschreven dat de aandrijvende en de tegenwerkende kracht berekent. Indien deze krachten aan elkaar gelijk zijn geeft de computer hiervan een melding.

UITGANGSPUNTEN

- bovenbelasting 25 KN/M**2
- wateroverdruk 1.5 Meter
- eigengewicht van de constructie onderwater 10.7 KN/M**3
- eigengewicht van de grond onderwater 10 KN/M**3



30



1.0
5
0.35
5
0.35
5
0.35
5
0.35
5
0.35
5
0.35
5
0.35

44.45

1.0 5.1 0.35 5.1 0.35 5.1 1.0
18

TRADITIONEEL CAISSON VOOR
ROTSBODEM

caisson alternatief 10

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

RESULTATEN

Het caisson alternatief 10

Uitwendige afmetingen:

- breedte voorsteen : 0.0 meter
- breedte achtersteen : 0.0 meter
- breedte bodemplaat : 18.0 meter
- breedte bovendeck : 18.0 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

- veiligheid ten opzichte van het draag-
vermogen van de bodemplaat : n.v.t.

- veiligheid ten opzichte van schuiven : 1.50

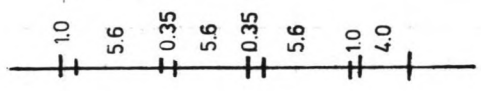
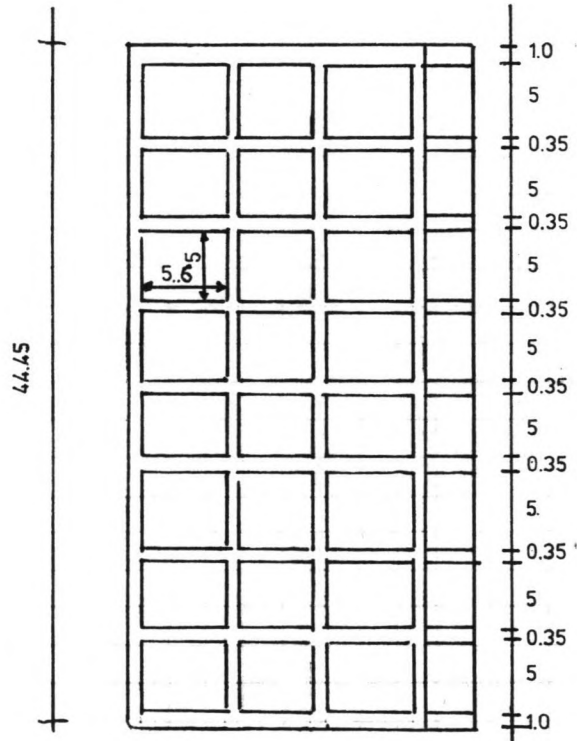
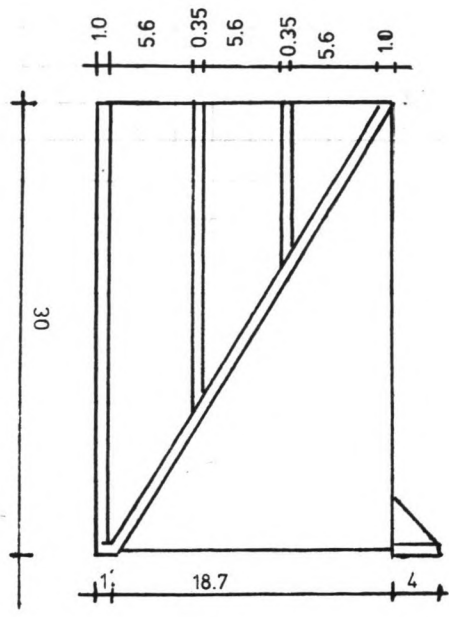
- veiligheid ten opzichte van kantelen : 2.31

De hoeveelheid beton:

- de rekeneenheid voor de lengte-tussenwanden : 40 meter
- de rekeneenheid voor de breete-tussenwanden : 4.45 meter

- voorsteen	:	0	M**3
- voorwand waterzijde	:	1160	M**3
- 1e lengte tussenwand	:	406	M**3
- 2e lengte tussenwand	:	406	M**3
- rechte achterwand	:	1160	M**3
- achtersteen	:	0	M**3
- bodemplaat	:	720	M**3
- breedte-tussenwanden	:	2403	M**3

TOTAAL BETONVOLUME : 6255 M**3



CAMILLA CAISSON VOOR
ROTSBODEM

caisson alternatief 11

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Het caisson alternatief 11 (Camilla caisson)

Uitwendige afmetingen:

- breedte voorsteen : 0.0 meter
- breedte achtersteen : 0.0 meter
- breedte bodemplaat : 1.0 meter
- breedte bovendeck : 18.0 meter
- kerende hoogte : 30.0 meter

- veiligheid ten opzichte van het draagvermogen van de bodemplaat : n.v.t.

- veiligheid ten opzichte van schuiven : 1.50

- veiligheid ten opzichte van kantelen : 1.45
(niet het totale constructiegewicht meegenomen, doch alleen de vulling)

De hoeveelheid beton:

- de rekeneenheid voor de lengte-tussenwanden : 40 meter
- de rekeneenheid voor de breedte-tussenwanden : 4.45 meter

- voorsteen : 0 M**3
- voorwand waterzijde : 1160 M**3
- 1e lengte tussenwand : 280 M**3
- 2e lengte tussenwand : 140 M**3
- schuine achterwand : 1400 M**3
- bodemplaat : 40 M**3
- breedte-tussenwanden : 2497 M**3
- (- achtersteen : 160 M**3)
- (- steunrib achter : 35 M**3)

- TOTAAL BETONVOLUME : 5517 M**3
- (TOTAAL BETONVOLUME : 5712 M**3)

Conclusie

De besparing in hoeveelheid betonvolume voor een Camilla caisson op rotsgrond, ligt om en nabij de 10 %. Indien geen rekening wordt gehouden met de voor- en achtervoetplaten, om de orde grootte van de maximale besparing aan te geven, ligt de orde grootte van de besparing in de buurt van de 12 %. Indien een achtervoetplaat van 4 meter wordt toegepast ligt de besparing in de buurt van de 9 %. Hierbij moet nog worden aangemerkt, dat de Camilla caisson voor de voorpoot nog een filterconstructie nodig heeft en een eigen drijfvermogen zal hebben, waarbij nauwelijks een vrijboord optreedt, zodat pontons nodig zijn. Hiernaast gaat constructie van de schuine achterwand gepaard met extra kosten. Deze extra kosten moeten opwegen tegen de besparing in de hoeveelheid betonvolume.

De conclusie die thans getrokken kan worden is dat de Camilla caisson zeker betonvolume bespaart en vanuit dat oogpunt een innovatie in de Civiele Techniek betekent, Ook biedt de Camilla caisson een goede stimulans in de verdere ontwikkeling van techniek en biedt het veel studiefaciliteiten. Gedacht kan worden aan een gedetailleerd onderzoek naar:

het bezwijkgedrag van twee naast elkaar gelegen stijf verbonden funderingstroken.

het draagvermogen van een schuine wand welke tegen de grond in wordt bewogen.

De verdeling van de horizontale grondkracht over de funderingsplaten in bezwijkfase van een van de platen.

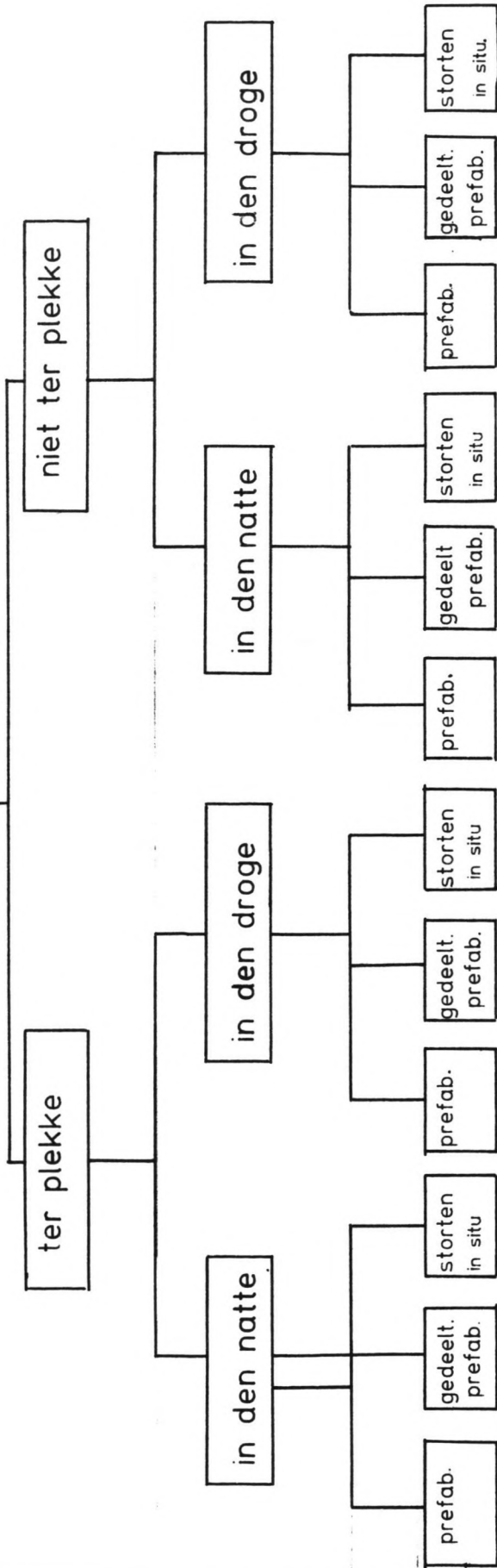
Hiernaast bieden het opstellen en uitwerking van een gedetailleerde werkplanning en uitvoeringsmethode een interessant studieobject.

Bouwfase

Vervoersfase

Plaatsingsfase

BOUWFASE



ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

DE UITVOERINGS METHODEN

Inleiding

Nu er gebleken is dat het verbreden van de voorteen de Camila caisson economisch aantrekelijker maakt is het interessant na te gaan wat de uitvoeringsmogelijkheden van de caisson zijn en wat de invloed van de lengte van de voorteen op de uitvoering is. Voor het genereren van uitvoeringsmethodieken van een Camilla caisson is gebruik gemaakt van een ontwerpboom en diverse gesprekken en interviews met constructeurs en uitvoerders van de Ballast Nedam Groep. De mogelijke oplossingen van de ontwerpboom zullen daarna op realiteit beoordeeld worden. De achtergrond van het gebruik van de ontwerpboom, is trachten te vermijden dat alleen voor de handliggende oplossingen in ogeschouw genomen zullen worden. De meest geeigende methode voor het maken van een caisson, is het bouwen in een bouwdok, hierna de caisson drijvend naar de plaats van bestemming vervoeren en vervolgens de caisson afzinken. Voordat een caisson uiteindelijk in gebruikstoestand is aangeland, zijn er volgens de gebruikelijke bouwwijze 4 fases te onderscheiden:

- de bouwfase
- de overgang van bouw- naar vervoersfase
- de vervoersfase
- de plaatsingsfase

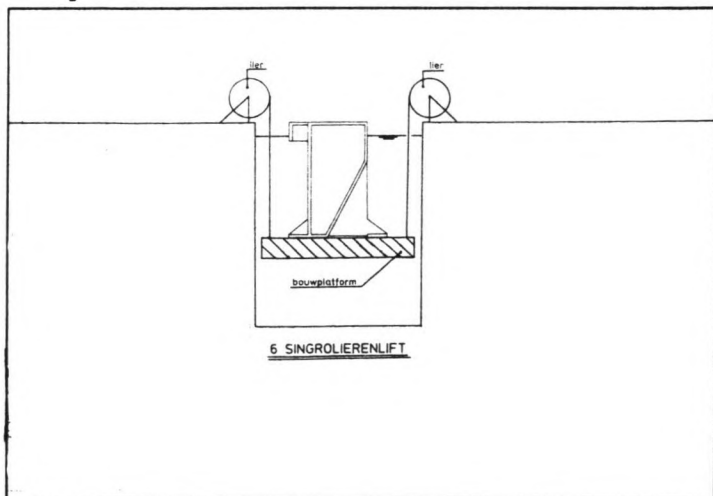
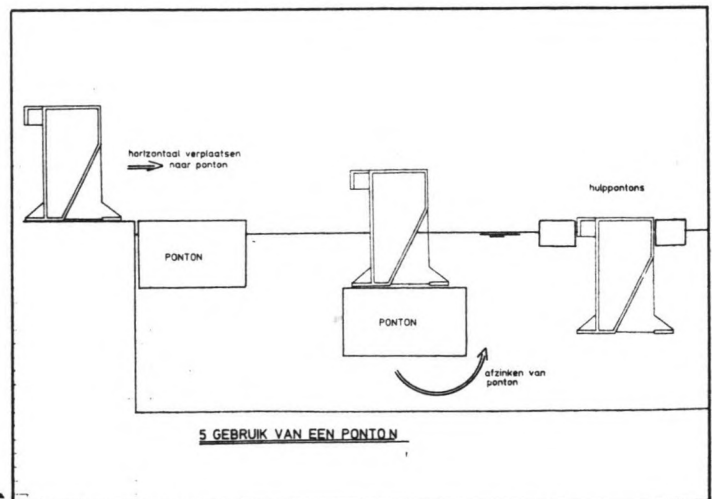
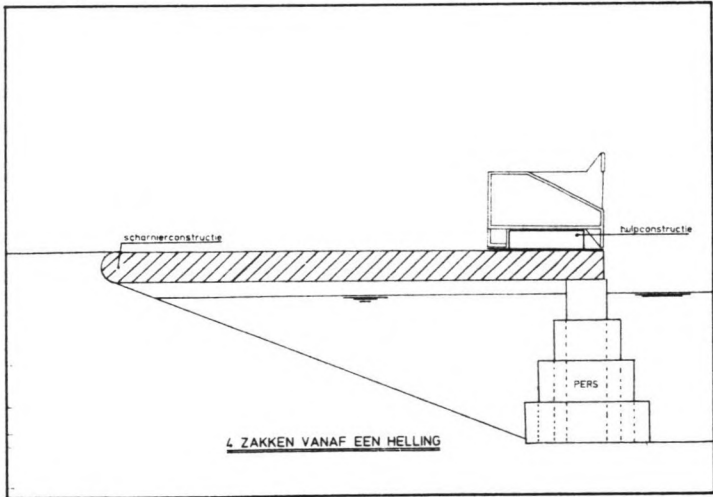
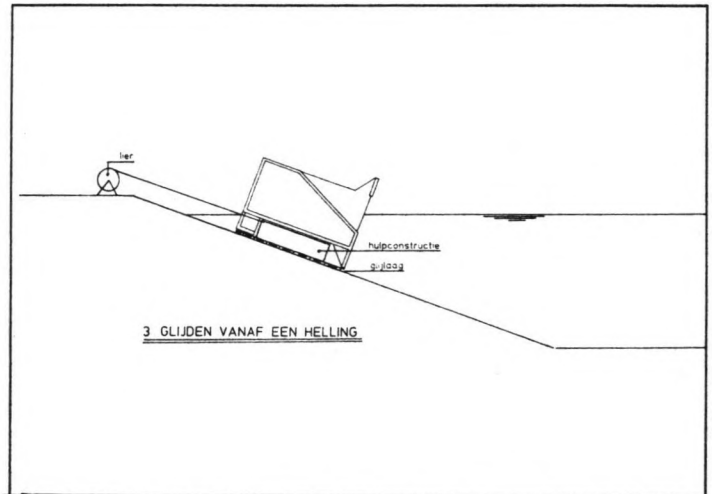
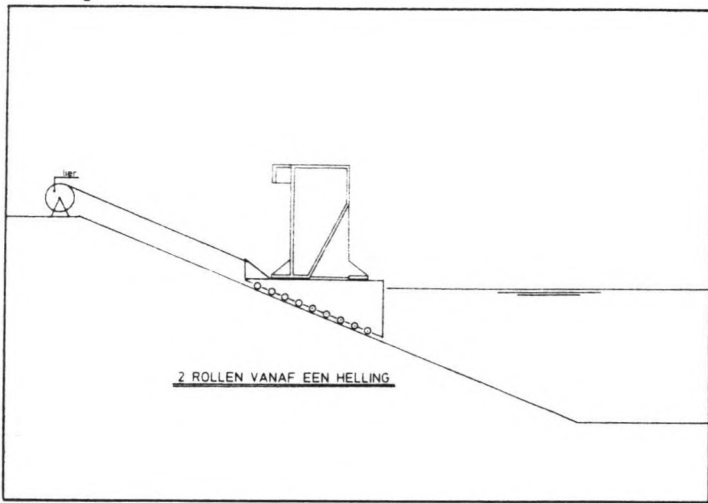
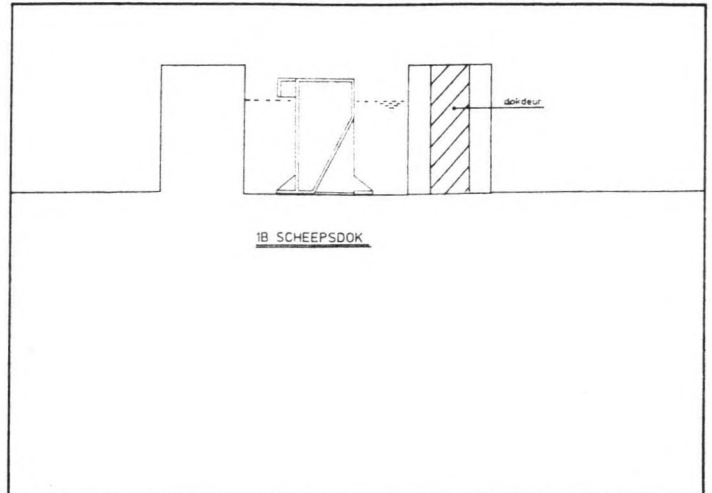
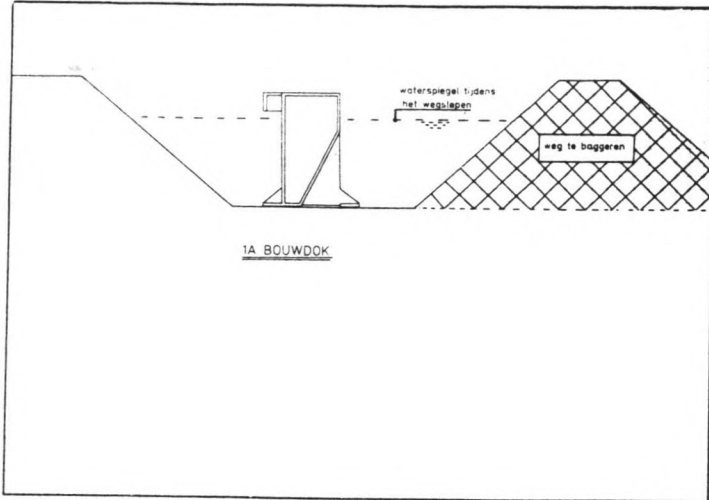
DE BOUWFASE

Voor de bouwfase kunnen er een aantal basismogelijkheden beschouwd worden, welke door combinaties weer tot nieuwe bouwmethododes kunnen leiden. Voor de bouw van een caisson zijn er in eerste instantie de volgende methoden te onderscheiden:

- ter plekke bouwen
- niet ter plekke bouwen

- in den droge bouwen
- in den natte bouwen

- prefabriceren
- gedeeltelijke prefabriceren
- storten m.b.v. plaatsvaste- glij- of klimkist



**OVERGANG VAN BOUW- NAAR
VERVOERSFASE**

OVERGANG VAN BOUWFASE NAAR VERVOERSFASE (niet ter plekke bouwen)

Indien er voor wordt gekozen de caisson niet ter plekke te bouwen en aldus na de bouwfase drijvend te vervoeren, zijn voor de handeling om de caisson in het water te krijgen de volgende technieken te onderscheiden:

- het vol laten lopen van een
 - bouwdok
 - scheepsdok
- de caisson van een helling laten:
 - glijden
 - rollen
 - zakken
- de caisson horizontaal op een ponton plaatsen en de ponton vervolgens vertikaal laten zinken.
- de caisson bouwen m.b.v. een singrolieren lift.

DE VERVOERSFASE VAN DE CAISSON

Voor de vervoersfase van de caisson zijn de volgende basismethoden te onderscheiden:

- zelf drijvend
- drijvend met hulp (van pontons en afsluitconstructies)

- vertikaal drijvend
- horizontaal drijvend

DE AFZINKFASE VAN DE CAISSON

Voor de afzinkfase ofwel plaatsingsfase zijn als laatste de volgende technieken te onderscheiden.

- rechtstandig afzinken (vertikaal laten zakken)
- al kantelend plaatsen

DE PLAATSINGSFASE (ter plekke bouwen)

Indien de caisson ter plekke gebouwd wordt, kunnen er voor de plaatsingsfase de volgende basistechnieken worden onderscheiden:

- pneumatisch afzinken, havenzijde vrij baggeren.
- in bouwput maken, achterzijde aanstorten.

De bovengenoemde fases zullen in de nevenstaande en volgende figuren worden toegelicht.

VERVOERSFASE

zelf drijvend

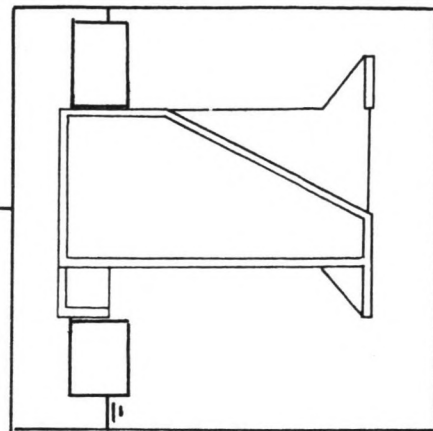
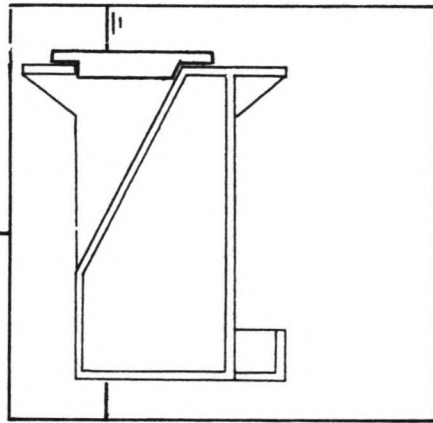
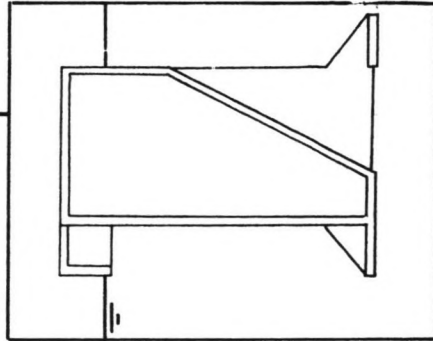
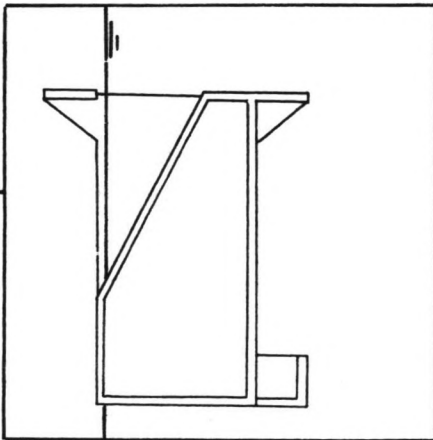
drijvend met hulp van (pontons)

horizontaal

vertikaal

horizontaal

vertikaal



ballast nedam groep n.v.

date:

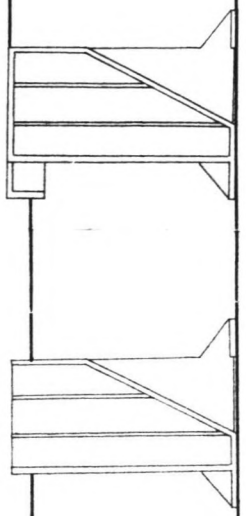
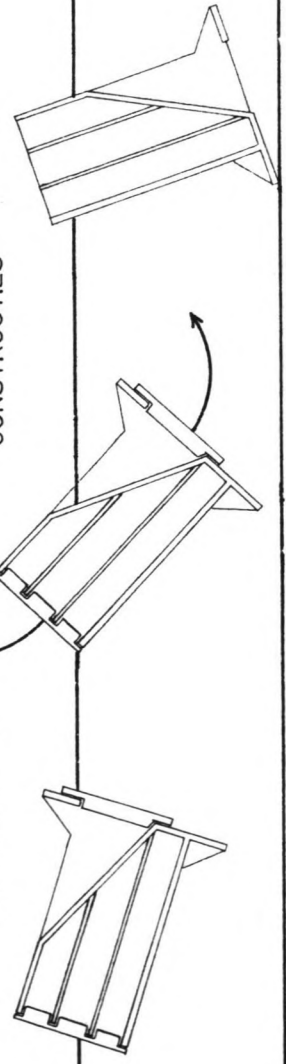
item:

by:

sheet of

VERWIJDEREN DER
AFDICHTINGS-
CONSTRUCTIES

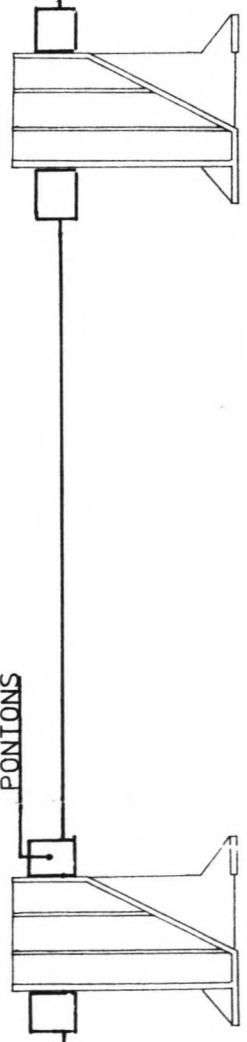
AFDICHTINGS
CONSTRUCTIES



AL KANTELEND PLAATSEND

VULLEN DER PONTONS

PONTONS



RECHTSTANDIG
AFZINKEN

RECHTSTANDIG AFZINKEN

PLAATSINGSFASE

ballast nedam groep n.v.

date:

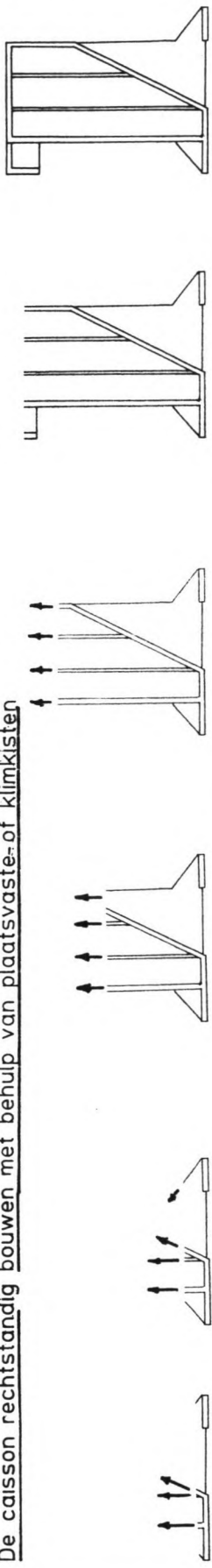
item:

by:

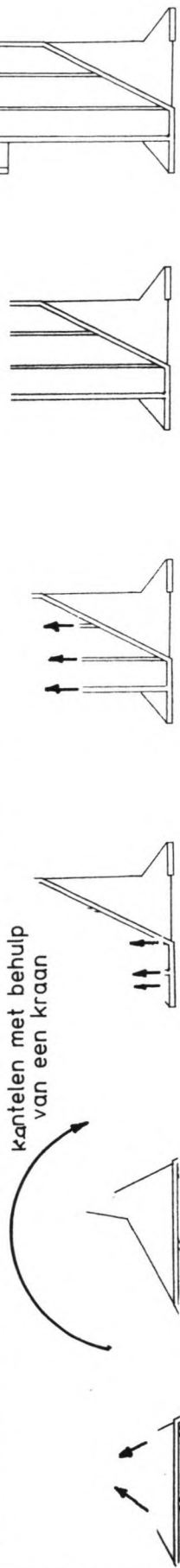
sheet

of

De caisson rechtstandig bouwen met behulp van plaatsvaste- of klimkisten

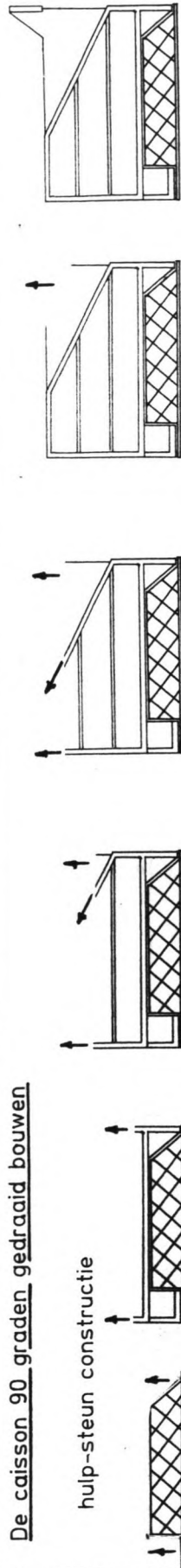


De schuine wand als vloer storten vervolgens de constructie kantelen

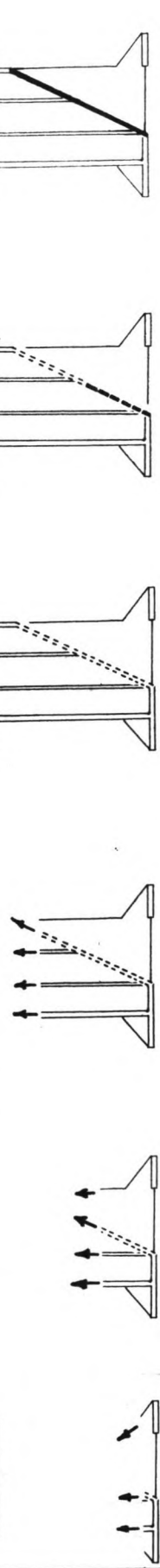


De caisson 90 graden gedraaid bouwen

hulp-steun constructie



De caisson rechtstandig bouwen vervolgens prefab. achterwand inschuiven



ballast nedam groep n.v.

date:

item:

by:

sheet of

DE BOUWWIJZE

Indien de bouwfase nader wordt beschouwd en er wordt speciaal aandacht besteed aan de wijze waarop de caisson gebouwd kan worden, dan zijn de volgende methoden en basisideeën in te onderscheiden. De basisideeën zijn te splitsen in:

- gebruik maken van plaatsvaste bekisting
- gebruik maken van glij- of klimkist

Voor de bouwwijze zijn de volgende technieken te onderscheiden:

- geheel rechtstandig bouwen
- de schuine wand als vloer storten, hierop de achterrib storten, kantelen en vervolgens de caisson rechtstandig afbouwen.
- 90 graden gedraaid rechtstandig bouwen ten opzichte van het gebruikstadium.
- de caisson rechtstandig bouwen zonder de schuine achterwand, met sparingen in de breedte tussen de wanden en de schuine achterwand hier later inschuiven.

Opmerking

Het gebruik maken van een glijkist impliceert een continu stortproces. Dit is mogelijk voor wanden welke geen discontinuïteiten en/of sparingen vertonen. De glijkist draagt zijn belasting af op speciale wapening in de constructie. Deze wapening wordt klimwapening genoemd, hetgeen voor verwarring kan zorgen door de associatie met klimmen. Het gebruik maken van een klimkist impliceert een discontinu proces. De kist wordt per stortcyclus op getrokken. De klimkist draagt zijn belasting af, via center-pennen, aan het verharde gedeelte van de wand. Bij het gebruik van een klimkist zijn discontinuïteiten en sparingen gemakkelijker in de constructie aan te brengen. Hierdoor is voor het bouwen van een Camilla caisson een klimkist te prefereren boven een glijkist.

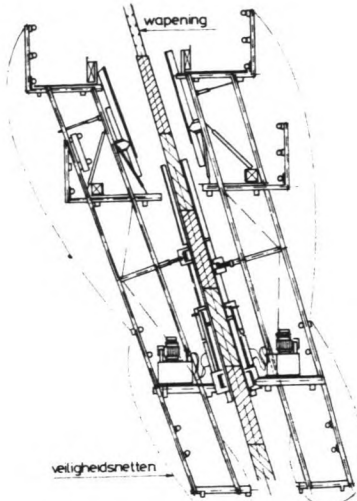
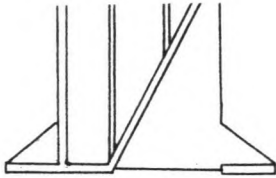
DE SCHUINE ACHTERWAND

Zoals te verwachten levert het bouwen van de schuine achterwand de nodige bedenkingen. Het is interessant de mogelijkheden om deze wand te construeren nader te beschouwen. Voor het bouwen van de schuine achterwand kunnen ook weer drie technieken worden onderscheiden.

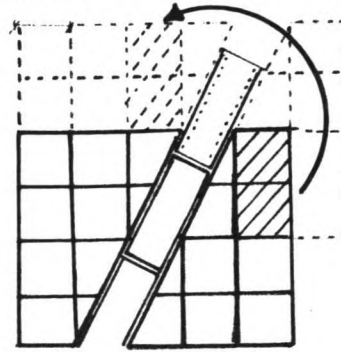
- in open stort construeren
- met behulp van een glij- of klimkist
- prefabriceren en inhangen in uitsparingen van de tussenwanden.

In nevenstaande figuren getracht het een en ander in beeld te brengen.

met behulp van een klimkist
en omzetten van panelen

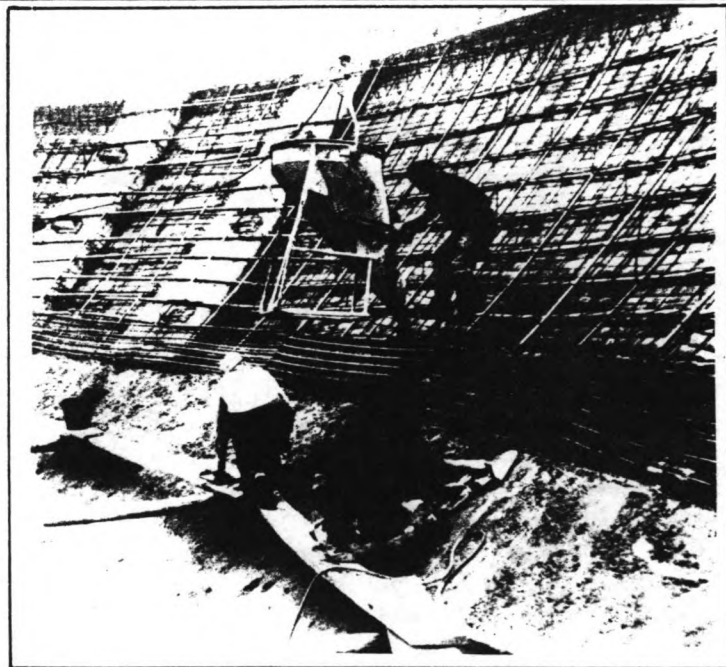
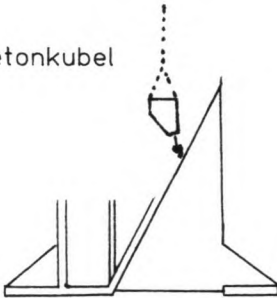


omzetten van bekistings-
panelen

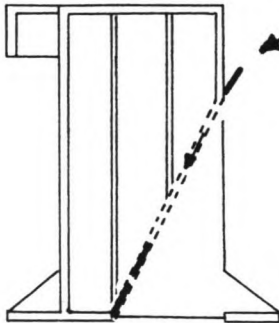


storten in openstort met behulp
van droog-beton met lage zetmaat

betonkubel



invullen van prefab. segmenten in uitsparingen van de
breedte-tussenwanden



prefab. segmenten voor de achterwand

ballast nedam groep n.v.

item:

UITVOERINGSMETHODEN VOOR DE
SCHUINE ACHTERWAND

date:

by:

sheet of

DE VOORTEEN

Het construeren van een voorteen brengt geen problemen met zich mee, indien deze gelijk met de bodemplaat van de caisson gestort kan worden. Het construeren van een eventuele steunrib van de voorteen is niet onmogelijk, maar brengt discontinuïteiten met zich mee tijdens het storten van de voorwand en zal daardoor vertraging in de tijd of extra kosten met zich meebrengen.

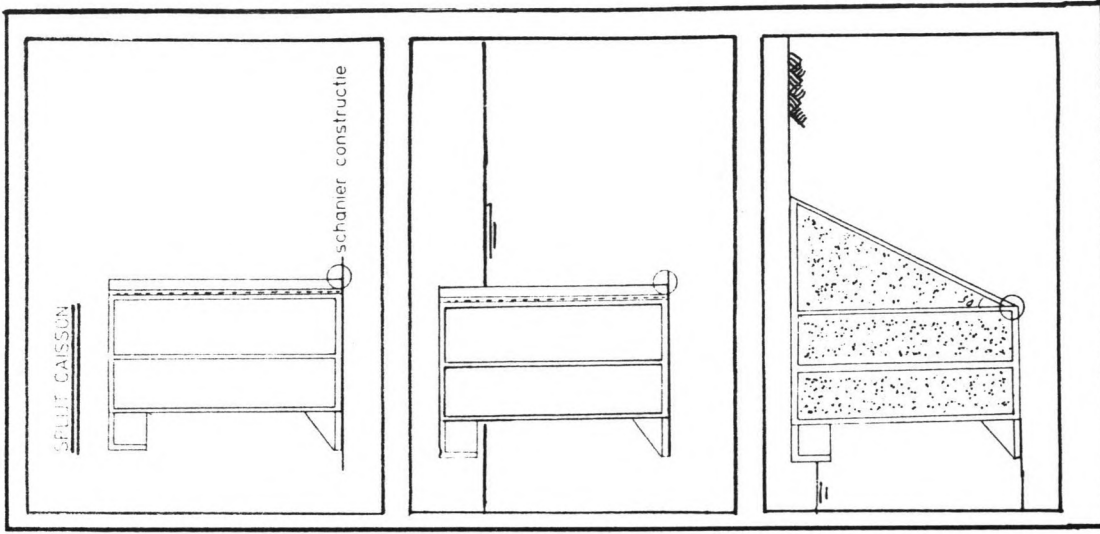
CONCLUSIE

Voor het bouwen van een Camilla caisson is het geheel rechtstandig bouwen van de caisson met behulp van een klimkist en omzetten van bekistingspanelen te preferen. Tot deze conclusie is gekomen na het voeren van diverse gesprekken met uitvoerders en constructeurs. Waar de caisson gebouwd kan worden is afhankelijk van de voorhanden lokaties. Het speciaal construeren van een aparte bouwlokatie als een bouwdok, is een dure aangelegenheid. Dit wordt pas rendabel indien er een grote serie produktie gehaald kan worden. Voor grote kerende hoogtes kan het gebruik van een bouwdok met voldoende diepgang problemen met zich mee brengen. Een oplossing zou gevonden kunnen worden door de caisson drijvend af te bouwen. Hierbij moet als eis gesteld worden, dat de caisson stabiel en drijvend is, zodat het op plaatsen van grote diepgang, bijvoorbeeld vlak voor de kademuur, de caisson afgebouwd kan worden.

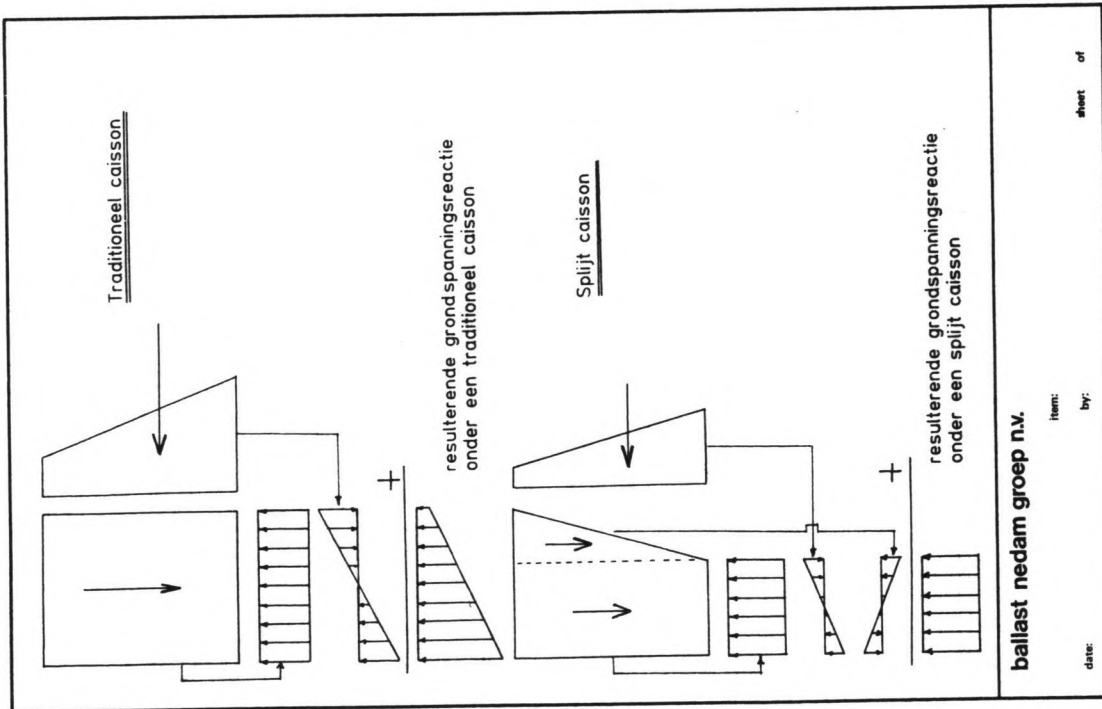
Opmerking

De uitvoeringsmogelijkheden zijn hier in principe behandeld en aangegeven. Er is geen keuze gedaan uit het totaal arsenaal aan mogelijkheden daar dit sterk lokatie afhankelijk is. Hiernaast hangt de keuze strek af van de technische kennis in het betreffende land en beschikbaarheid van het vereiste materieel.

SPLIJT-CAISSON



schets



werking

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

DE SPLIJT CAISSON

Inleiding

Tijdens de discussie over het draagvermogen van de voetplaten en de uitvoeringswijze van de Camilla caisson, kwam de heer Zwoferink met het idee van de splijt-caisson. Als afsluiting van dit rapport is het interessant het idee van de splijt caisson wat nader toe te lichten.

DE WERKING VAN HET IDEE

De achtergrond van het idee is afgeleid van de denkwijze achter de Camilla caisson. Het verminderen van de horizontaal kracht tegen de caisson door het toepassen van een schuine achterwand. Het opheffen van het linksom werkend kantelmoment, veroorzaakt door de horizontale grondkracht, gebeurt door het rechtsom werkend kantelmoment, veroorzaakt door het verticale gewicht boven de naar achteren uitgeklapte schuine achterwand. In nevenstaande figuur is dit weergegeven. Onder de bodemplaat van de caisson ontstaat nu een gelijkmatige rechthoekige grondspanningsverdeling. De bodemplaat en de helling van de schuine achterwand van de caisson dienen zo gedimensioneerd te zijn, dat de effectieve breedte gelijk is aan de werkelijke breedte van de caisson. Dit volgens de theorie van Brinch Hansen. Indien hieraan voldaan is, is het linksom werkend kantelmoment automatisch gelijk aan het rechtsom werkend kantelmoment. Het splijt-caisson kan geheel met behulp van verticale klimkisten geconstrueerd worden.

Opmerkingen

Uit de praktijk blijkt, dat de variatie in horizontale kracht tegen de caisson, veroorzaakt door een variatie in het waterstandsverschil over de constructie en de variatie in de bovenbelasting achter de constructie, een grote variatie in het linksomdraaiend kantelmoment geven. Tevens impliceert een toename van het waterstandsverschil door een waterstandsstijging achter de constructie, een toename van het linksom draaiend kantelmoment en een afname van het rechtsom draaiend kantelmoment. De scharnierconstructie van de uitklapbare achterwand brengt problemen met zich mee. Daar ten eerste een betonscharnier een bijzondere constructie is en ten tweede het volledige gewicht van de uitklapbare achterwand op de scharnierconstructie rust. Hierdoor worden er zeer grote momenten in de bodem van de caisson veroorzaakt tijdens de vervoersfase. Voor een verdere studie verdienen deze punten nader onderzoek. In het kader van dit rapport wordt de splijt caisson genoemd, omdat het tijdens de studie van de Camilla caisson naar voren kwam en er enige aandacht aan de werking van de caisson besteed is.

EINDCONCLUSIE

Uit de studie naar een Camilla caisson met een kerende hoogte van rond de 30 meter, blijkt dat er ten opzichte van een traditioneel rechthoekig caisson een besparing optreedt in betonvolume. Voor de situatie waarin rekening gehouden is met een geringe invloed van de ertslast achter de caisson, ligt de besparing in de orde grootte van 7 %. Voor deze situatie blijkt het bezwijkmechanisme van de grond onder de voorvoetplaat maatgevend te zijn. Dit heeft tot gevolg dat de breedte van de Camilla caisson niet zeer sterk gereduceerd kan worden, de winst in het betonvolume komt uit de lengtetussenwanden, welke niet tot onderaan de caissonbodem maar slechts tot de schuine achterwand door getrokken hoeven te worden. Indien de ertslast een grotere invloed heeft op de horizontale grondkracht tegen de caisson, zodat het bezwijkmechanisme op schuiven maatgevend wordt, ligt de besparing in betonvolume aanzienlijk hoger. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat de Camilla caisson een veiligheid ten opzichte van schuiven heeft, die 35 % tot 60 % hoger is dan die van een traditioneel rechthoekig caisson met gelijke afstand tussen de voor- en achterteen. In een eerdere studie voor een lokatie met een kerende hoogte van 17 meter waarbij aangenomen was dat het bezwijkmechanisme op schuiven kmaatgevend zou zijn, werd een besparing in betonvolume gerealiseerd van 30 %. Dit kon verwezenlijkt worden, daar de breedte van de caisson zo versmald kon worden dat de voor een traditioneel caisson noodzakelijke tussenwand kon worden weggelaten. Welke invloed de constructie van de schuine achterwand op de kosten van de Camilla caisson heeft, is sterk afhankelijk van de repetitie waarmee de kist gebruikt kan worden. Indien er voor gekozen wordt om de Camilla caisson met een klimkist met omzetbare bekistingspanelen voor de aansluiting tussen de schuine achterwand en rechte breedte-tussenwanden te bouwen, biedt dit perspectieven om de Camilla caisson concurrerend uit te voeren.

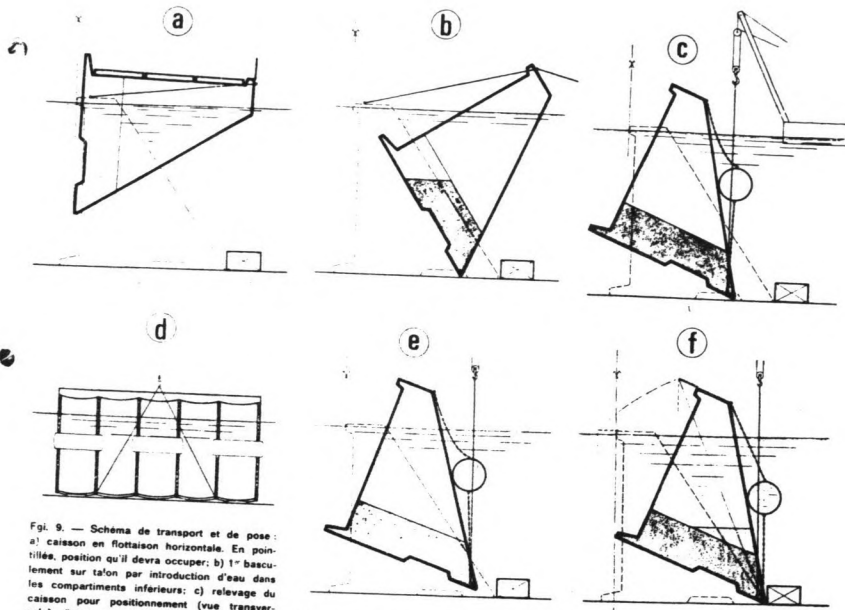


Fig. 9. — Schéma de transport et de pose : a) caisson en flottaison horizontale. En pointillés, position qu'il devra occuper; b) 1^{er} basculement sur taton par introduction d'eau dans les compartiments inférieurs; c) relevage du caisson pour positionnement (vue transversale); d) relevage du caisson pour positionnement (vue longitudinale). On a utilisé soit les 3 flotteurs-ballast, soit une mâture et les flotteurs médians; e) positionnement contre les blocs d'alignement, le caisson étant relevé; f) 2^e basculement de pose, par introduction d'eau dans les compartiments supérieurs.

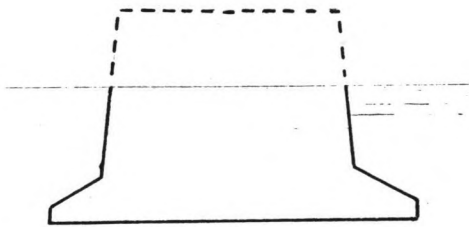
340

CONSTRUCTION

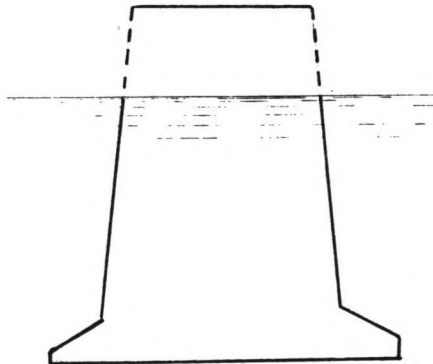
La Goulette

CEMENT-UIZEREN KAAMCURBARKEN IN DRIJVENDEN TOE-TAND.

Opgestampt tot 5.80 M.



Opgestampt tot 10 M.



Schaal 1 : 200.

caissons aan de Lek en IJssel haven

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

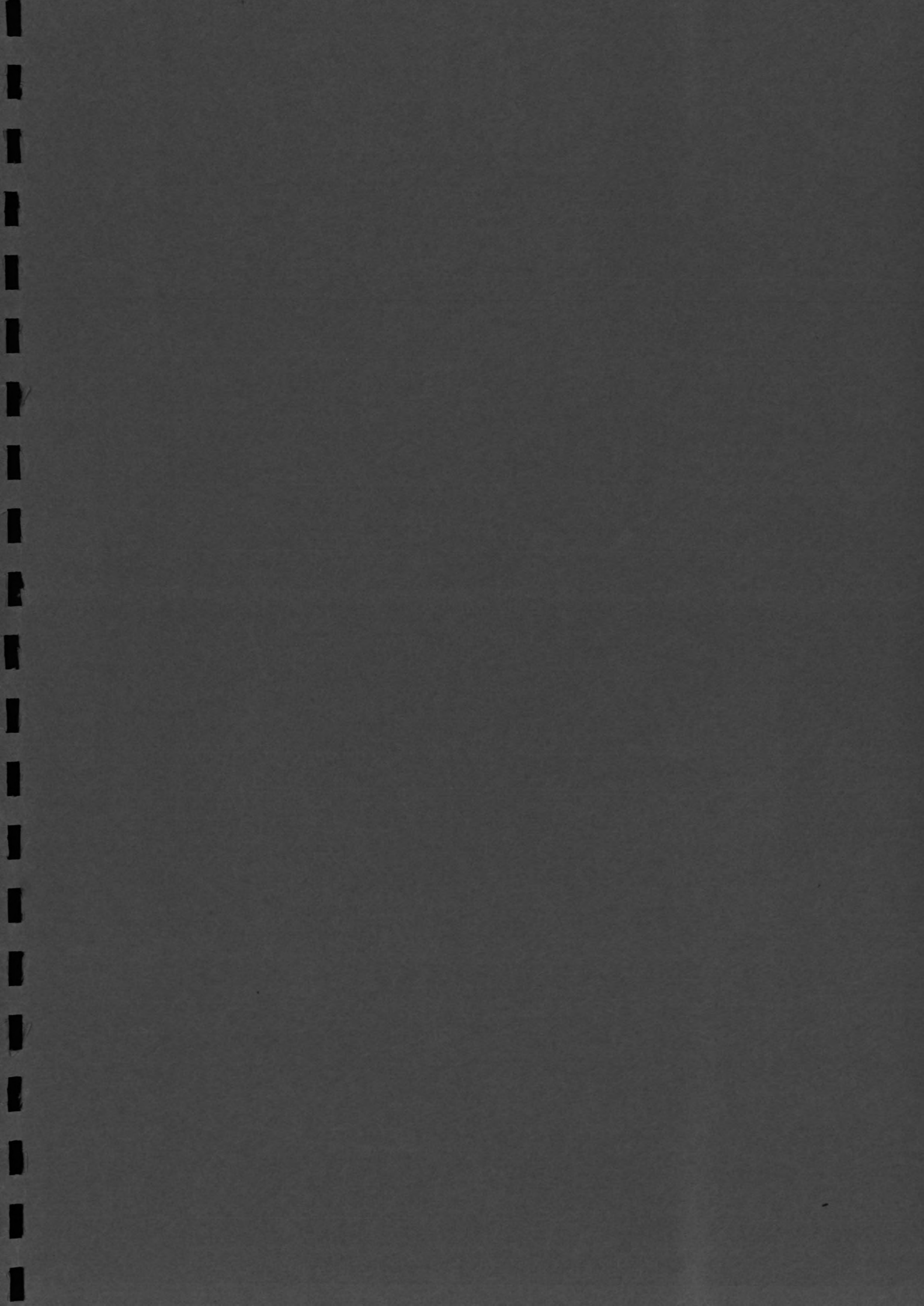
sheet of

LITERATUURLIJST

1. Dictaat f9 Waterbouwkundige constructies
T.H. Delft, Prof ir. A. Glerum en anderen.
2. Dictaat f9A Waterbouwkundigeconstructies B.O.1
T.H. Delft, Prof. ir. A. Glerum en anderen.
3. Dictaat b22 Grondmechanica
T.H. Delft, Prof. dr. ir. A. Verruijt
4. Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan,
The overseas coastal area development institute of Japan
5. Study Comparing the Camilla caisson with the traditional
caisson, amsterdamsche ballast beton en waterbouw n.v.
january 1971
6. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity,
J.Brinch Hansen, Reprint of a Lecture in Japan, October 1968
7. Technische Dokumentatie Buis-Damandkombinaties "Kombiwand"
Bender international B.V.
8. Spundwand-Handbuch Berechnung
Hoesch Huttenwerke AG
9. Emphelungen des arbeitsausschusses "Uffereinfassungen",
6.Auflage, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Munchen
10. Rotterdam Quawalls, 1853-1971,
Zhong Xi-Jia, T.H. Delft
11. De Kaaimuurbouw te Rotterdam, H.A. van Ysselsteyn
De ingenieur, nr 29, 1907
12. Pier en Steigers voor graanoverslagbedrijf en kademuur voor
ertsoverslag in het botlekgebied, ir W. Bokhoven, De ingenieur,
nr 21, 1963
13. Kademuur- en pierbouw in de haven van Rotterdam, ir. W. Bokhoven,
Cement, nr 4, 1964
14. Ervaring met de aanleg van oevervoorzieningen in het
Rotterdamse havengebied, ir. J.A. Hirs, De ingenieur,
nr 1, 1971
15. Aanleg en verdere uitbouw van de Eemhaven, ir W.Bokhoven,
Rotterdam Europoort, nr4, 1971
16. Terre Armee, ir. H.L. Jansen,
Land + Water-nu, januari 1982
17. Kademuren in Rotterdam nog steeds in ontwikkeling,
Cement, nr1, 1983
18. Ontwerp Kademuur E.E.C.V., ir. M.G. Parent,
OTAR, nr 2, 1983

LITERATUURLIJST VERVOLG

19. Kademuur voor ertsoverslag in Europoort, ir. M.G. Parent, Waterbouw, nr 2, 1983
20. Container terminal Maasvlakte (I), ir. T. Tuijtel Cement, nr 6, 1984
21. Container terminal Maasvlakte (II), ir. M.G. Parent Cement, nr 7, 1984
22. Rapport Caissonbouw, De geschiedenis van de caissonbouw bij de Hollandsche Beton Groep nv van 1902 tot 1977
23. Flexible Reno mattress and gabions linings for channels and canalized water courses, Officine Maccaferri S.P.A., Bologna, Italy
24. The Prefabricated Sheet Pile Cell Method, Nippon Steel Cat. NO. 126, feb 1979
25. An unusual qua wall at Mina Jebel Ali, Dubai, J.E. Clifford and J. Simpson, K.V.I.V., 7. int. havenkongres
26. Evolutie van de bouw van kademuren in het raam van de veruimingswerken van de Haven van Gent, ir. M van Cauwenberge, ir. A. Vermeulen, ir. P. Lagrou, Antwerpen 1964
27. Ontwerp van een kadeconstructie voor de Maasvlakte Coal Terminal, N.W.P. Kouwenhoven
28. Handboek bekistingen, ing. F. Wigbout, Stubeco
29. GTB, grafieken en tabellen voor beton, gebaseerd op de VB 1974, Betonvereniging, 1976
30. Handbook on BS 5337:1976, second edition, R.D. Anchor, A.W. Hill, B.P. Hughes, Viewpoint publications, 1983
31. Cement en beton, Eenvoudige Betonberekeningen, Vis en Sagel, Nederlandse Cementindustrie, 2e druk, 1978



Introduction

The relationship between the Ohbayashi Corporation and various persons at the Delft University of Technology and Civil Engineering world, made it possible to receive a Civil Engineering training at the Ohbayashi Corporation, Tokyo Japan.

The training period took place from 16 april 1985 up to 19 juli 1985. During this training period I have been a guest of the Ohbayashi Corporation Civil Engineering Design department. In this report I should like to give an overview of the not-technical experiences of my training period.

I hope that my training period has been a contribution for continuing the exchange of Japanese- and Dutch students and technology in future, for the mutual experience in Civil Engineering, Cultural and Social life.

Japanese Life

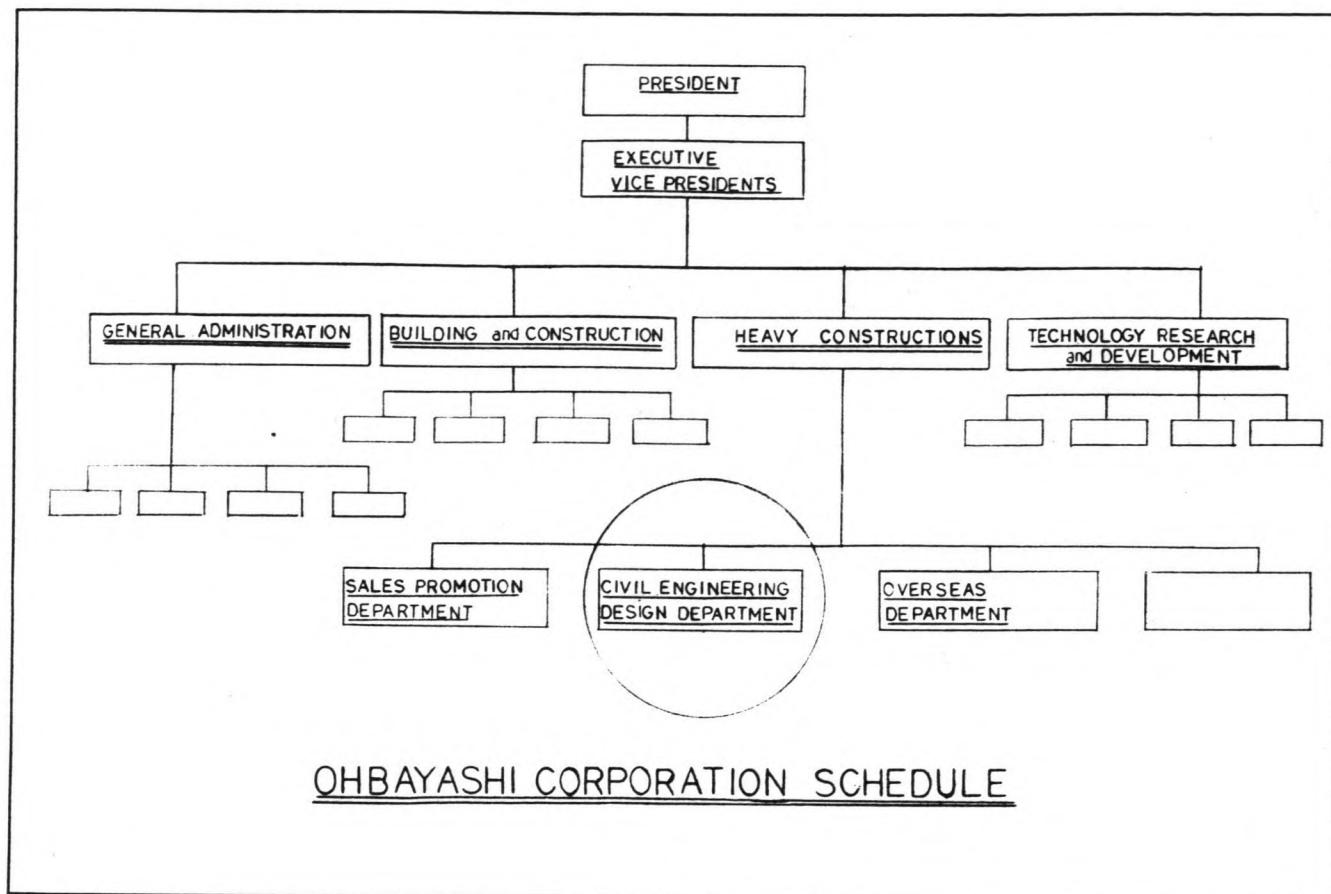
The island Japan has its own system habits and culture. A visit of three ^{months} is a very big experience, but in three month only just some of this country and its people can be experied. Therefore it is very difficult to give an short discription of Japan and its people.

At first should be said that Japan is an island. Therefore it could have formed its own way of life. In the past Japan has resist foreigners for many years. Since the industrial revolution, is Japan very international orientated, However a foreigner today is sometimes still seen as something very special.

Characteristic for Japanese life is the well disciplined, humble to shy behaviour of people. In that field it is not surprising that Tokyo is the city with the lowest crime rate of world cities. The base of the Japanese living standard seems to be reasonable to good. An recently held interview shows that 90% of the Japanese project them self as middle class. (5% beneath and 5% above middle class). About 40% of the Japanese people has got some sort of Univerity education. The most Japanese stand for high productivity in an effective way. A Japanese company could some times been seen as a big family. They feel great responsibility to and reliability in their company. Overwork is carried out as normal and not unusual.

The continuity of working is aswell seen in the shopping streets. Shops are opened until very late, 11 p.m. is not unusual. This makes overwork more convinient. A Japanese week consists of 6 working days, what includes a saterday morning as a normal working time. Officially Japanese have got 16 free-days a year, never-the-less it is for many Japanese very difficult to take a holliday, some of them continue working for many years without a real break. Characteristic for the country is that some concentration areas are for living and working. This results in very high ground prices, traffic problems and many interesting civil engineering problems and solutions. This discription should be incomplete as not mentioning the very beautiful historical and natural places in Japan.

The Ohbayashi Corporation



The Ohbayashi Corporation is one of the five biggest general contracting companies in Japan. The company was founded in 1891 by Yoshigoro Ohbayashi, grandfather of the current president. The company's revenue reached the level of ¥ 689,9 billion, approximately fl 9,6 milliard in 1984.

The net income in 1984 was ¥ 11 billion approximately fl 156 million, (1,6% of the total revenues.) The company employs ca. 10.000 people. Great care is taken by the company in research and development. To be up to date with research it established its own research institute. The research centre employs ca. 300 people. The research institute is utilised with the most modern equipment, and its main building is one of the most energy-saving buildings in the world. Working areas of the Ohbayashi Corporation are:

- Japan
- U.S.A.
- Thailand
- Malaysia
- Singapore
- Indonesian
- Saudi Arabia

They are still working in developing new markets.

Companies facilities

Most Japanese companies offer their employees various kind of facilities. To give a short impression, some of the facilities will be sum up below.

- working cloth, on site and at the office.
- dormitories, for bachelor employees, rooms and meals are available at very low costs.
- recreation and holiday facilities.
- restaurant at main building
- barber at main building
- dentist at main building

Payment system

The salary is fixed for everybody, and is not secret. The salary is based on the total number of years, which has been working for the company, and the function. The salary can be split up in, and is paid in:

- spending money
- saving money
- over time
- transport subsidence
- housing subsidence
- yearly bonus (2,5 * monthly salary)
- premies for working abroad

Japanese Engineers

The Japanese education for Civil Engineer at University takes four years. The contacts between University and companies are very good. Most professors are familiar with one or more companies. The entrance of a fresh engineer in a company can be done on fore hand of a professor. Most Japanese engineers say to be general civil engineers, although most of them have got some preference for certain topics.

Career facilities

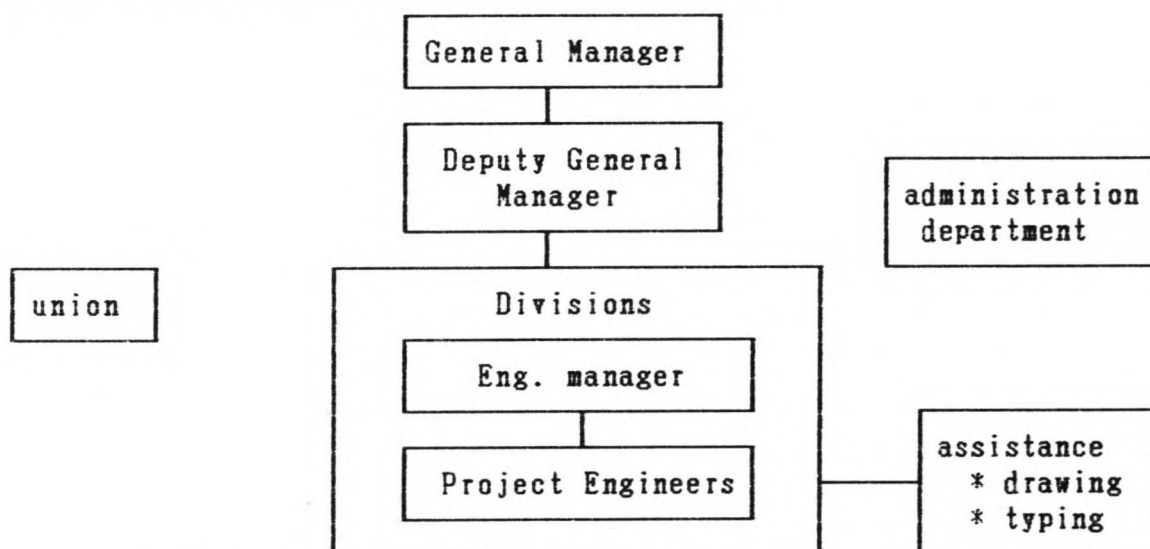
A horizontal career can be made at own initiative. In deliberation with the involved persons, the staff of the two departments and the person in casu, the request will be dicussed. Aswell horizontal career can be made on fore hand of the management, in this case it is also possible to discuss any objections. For a vertical Career in Japan the ancienity is very important. The background of this system is based on the filosophy that the more years someone is working for a company, the greater his experience and his contribution to the company.

The Civil Engineering Design Department

The Civil Engineering Design Department employs ca. 100 people, 70 of them are engineers. The department is run by a general, and a deputy general manager. The Design department is divided into 6 main divisions. Each division has its own specific field. The divisions are run by engineering-managers. The main specialities of the divisions are:

- foundation engineering
- port and harbour engineering
- prestressed concrete engineering
- energy storage systems
- sewage systems
- excavations

Each division is dealing with various projects.



Function description:

General Manager: Main responsible person for the design department, together with the deputy General Manager running the department

Deputy General Manager: Together with the General Manager running the department

Administration department: Taking care of the financial and material administration.

Engineering Manager: Manager of a division, planning and looking after the in hand projects

Project Engineer: Carrying out the actual civil engineering designing.

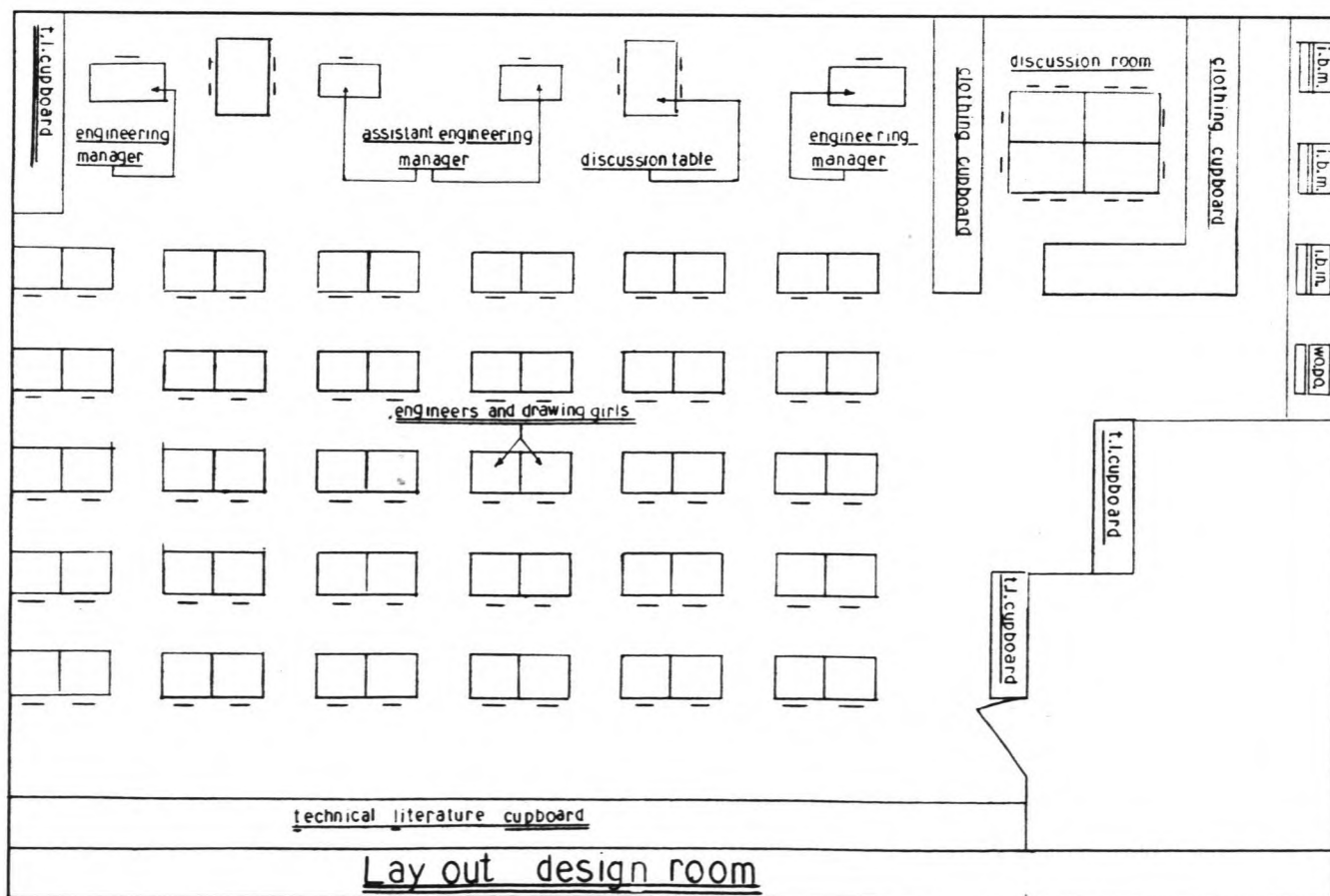
Assistance: Mostly females who are taking care of drawings, typework, telephone, etc.

Union: Committee of company's employees, looking after their rights

Design department layout

The design department is spread out over 3 floors of one of the Ohbayashi buildings in the centre of Tokyo, 1 minute walking-distance from the main office. The managing staff and administration department are settled on the middle floor, surrounded by the design divisions, on the beneath and above laying levels. The divisions are spread over 5 rooms, 3 small and 2 big rooms. The biggest room measures 20 m * 40 m and contains ca 45 people: 4 managing-engineers, 33 project engineers and 8 drawing girls. Engineers and drawing girls are working at the same sort of tables. A table is a combination of a desk and a drawing table. The tables are set two by two, separated by a drawing cupboard. The top of the cupboard is used for placing of a telephone, books etc. The two by two set table units are placed in 6 rows of 5 units. At the front of the room 4 engineering managers desks are located, facing the designing room and two discussion tables. The room is surrounded by book shelves, containing many national and international technical literature, studies and reports. A seperated part of the room is surrounded by clothing cupboards and used for discussions (ca. 15 people) At top short side a small computer place is fore seen with 3 I.B.M. computers, connected with the main computer centre, and 1 word-processor, which is very frequently used.

A layout of a designing room is show in the following figure:

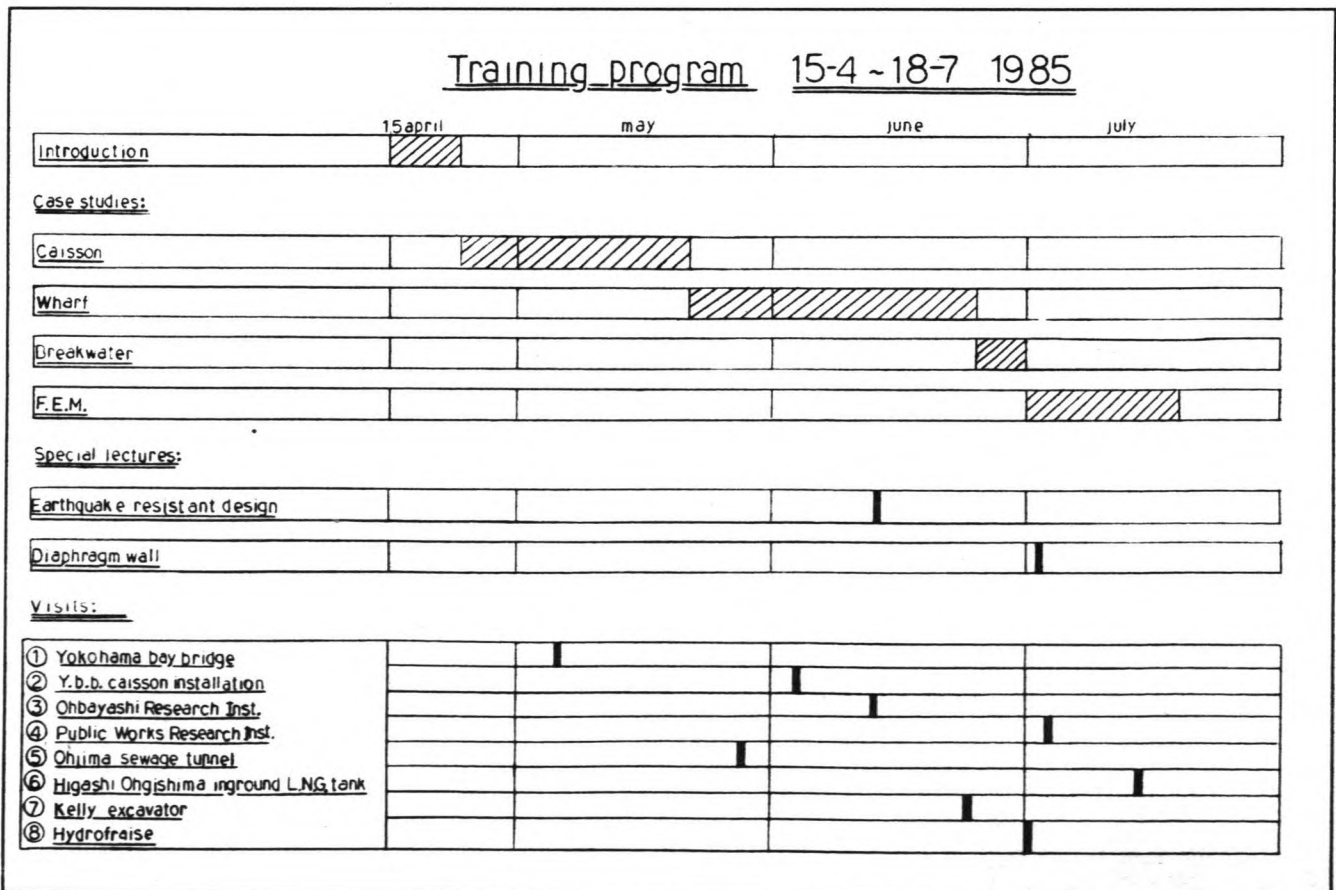


Project Engineering

A project is sometimes brought in through the sales promotion department. The sales promotion department is dealing with operation of the Civil Engineering market, and searching for clients and projects. If a designing project is found, the sales promotion department bring the client and the design department together in a triangle meeting. In this meeting the requests of the client are discussed. The Sales promotion department is attending this meeting to consider the clients movements. If a project is set into contract it will be discussed in a managers meeting, set for by the staff of the design department. In those meetings it will be discussed for which division the new project is the most suitable. Is a project given to a division, then the engineering manager will make a time-schedule and divide the projects into specific fields. After this the project will be discussed with the project engineers, which engineer will take what field. During the design of the project each engineer solves his own specific part of the project. The technical problems, during the design, will be discussed in official project meetings, or in openly hold discussions. At the end of the designing stage, all the specific solutions will be melted together in one final design.

Training program

A schedule of the training program is shown in the following figure:





Design practiceCase study 2Open-type wharves with vertical piles

Design criteria

- ① Water depth : -10.0 m
- ② Bottom superstructure : + 4.0 m
- ③ Berth length : 200 m
- ④ Apron width : 20 m
- ⑤ Moored ships : General cargo ship 15,000 D.W.T.
Berthing velocity of ship 0.1 m/sec.
- ⑥ Surcharge : Ordinary 15 KN/m²
During earthquake 10 KN/m²
- ⑦ Tide :
- H.W.L. +2.0 m
 - L.W.L. +0.1 m
- ⑧ Seismicity :
- Design seismic coefficient $k_h = 0.15$
 $k_v = 0.0$
- ⑨ Soil condition :
- Existing mudline : -5.0 m
- Cohesion : $C = 50 + 1.25Z$ KN/m²
 $Z = \text{Depth}$ $Z = 0$ m at -5.0 m
 $\gamma' = 5$ KN/m³
- ⑩ Back fill : $\phi = 40^\circ$ $\delta = 15^\circ$ $\gamma = 18$ KN/m³
- ⑪ Residual water level : +0.7 m

Foreword

This second case-study report about open type wharves with vertical piles, should be seen as a discription of a Civil engineering design practice, given by the " Ohbayashi Corporation " Tokyo, Japan. This report intends to give a conveniently arranged discription of a first design experience, and therefore it is not intending to be complete in any way.

The composer of this report is always open to receive any critics in any way on this report.

Special thanks should be given to Mr. H. Oda, whose great international interest in Civil engineering, formed the base this design practice. Even so to Mr. N. Masui, for his advices in Civil engineering and his contribution to the composing of this report.

Tokyo, 9 - 7 '85

F. N. Endtz

c o n t e n t

1.ENVIRONMENTAL CONDITIONS FOR THE WHARF	5
2.1.Basic concept	5
2.2 The mass of the ship	5
2.3.Construction overview	5
3. OVERVIEW OF FORCES ACTING ON THE WHARF	6
3.1 Horizontal forces	6
3.1.a Berthing force of a ship	6
3.1.a.1.The kinetic energy	7
3.1.a.1.a.The coefficient of hydrodynamic mass C_m	7
3.1.a.1.b.The coefficient of deformation C_s	7
3.1.a.1.c.The coefficient of eccentricity C_e	8
3.1.a.2.The potential Energy	10
3.1.a.2.a.Stiffness coefficient of the wharf k_w	10
3.2.Vertical forces	13
4.PILE PLAN	14
4.1.The axial bearing capacity of piles in cohesive soil	14
4.2.Overview of the axial bearing capacity of piles in cohesive soil	15
4.3.First choise of piles	16
4.4.Calculation of the virtual fixed point with β value	17
4.5.Stiffness of the piles k_p	18
4.6.Stiffness of the wharf k_w	18
4.7.Displacements of point of impact	18
4.8.Displacements and horizontal force of the edge pile	18
5.THE FENDERS	19
5.1.Consideration of wharf and fender structure together	19
5.2.Fender choise	19
5.3.Fender distance	21
6.OTHER HORIZONTAL FORCES	21

c o n t e n t

7.DERIVATION OF ADDITIONAL AXIAL FORCE FORMULA	22
8.HORIZONTAL HARBOUR BOTTOM	24
8.1.Forces and stresses in the piles due to berthing impact	24
9.INCLINED HARBOUR BOTTOM	27
9.1 The horizontal stiffness coefficient of the wharf	27
9.2.Forces and stresses in the piles due to berthing impact	28
9.3.Forces and stresses in the piles due to seismic load	30
9.3.a.Additional axial forces considering overturning	32
10.ESTIMATION BY ANALYSIS	33
10.1.Estimation by analysis introduction	33
10.2.Variables declaration	34
10.3.Formulae of Estimation by analysis	35
11.COMPUTER PROGRAM "SPIKISO"	39
11.1Computer program "SPKISO" introduction	39
11.2.Variables declaration computer program "SPKISO"	40
12.REMARKS ON THE USED METHODES	43
12.1.Comparison of the results of the methods for earthquake load	44
12.2.Explanation of the differences	46
13.DESIGN OF DETAILS	49
13.1.Design of details introduction	49
13.2.Floors introduction (flexure)	49
13.2.a.The middle floors fixed on four sides (flexure)	49
13.2.b.The side floors fixed on three sides (flexure)	51
13.2.c.The edge floors fixed on two sides (flexure)	51
13.3.Beam introduction (flexure)	52
13.3.a.Beam berthing load (flexure)	52
13.3.b.Beam eartquake load (flexure)	52
13.3.c.1.Beam crack width control support moment	55
13.3.c.2.Beam crack width control span moment	58

c o n t e n t

13.4. Shear force check	59
13.4.a. Shear force check beam	59
13.4.b. Shear force check floor	59
13.5. Punch control pile - beam/floor	60
13.6. Embedded length control pile - beam	62
13.7. Berthing beam	62

1. ENVIRONMENTAL CONDITIONS FOR THE WHARF

mooring ship: general cargo ship; 15.000 D.W.T.

tide characters: H.W.L. = + 2,0 m
L.W.L. = + 0,1 m

For a 15.000 D.W.T. general cargo carrier the following measures can be assumed:

- overall length = 162 m
- molded breadth = 21,7 m
- molded depth = 12,7 m
- full load draft = 9,1 m

the berthing velocity "V" is given as : 0,1 m/sec.

- required length of the new structure: 200 m
- required width of the new structure : 20 m
- surcharge during ordinary situations: 15 KN/m**2
- surcharge during earthquakes : 10 KN/m**2

soilcondition: cohesive soil: $c(z) = (50 + 1,25 * z)$ KN/m**2
 $z = 0$ at level - 5 m.

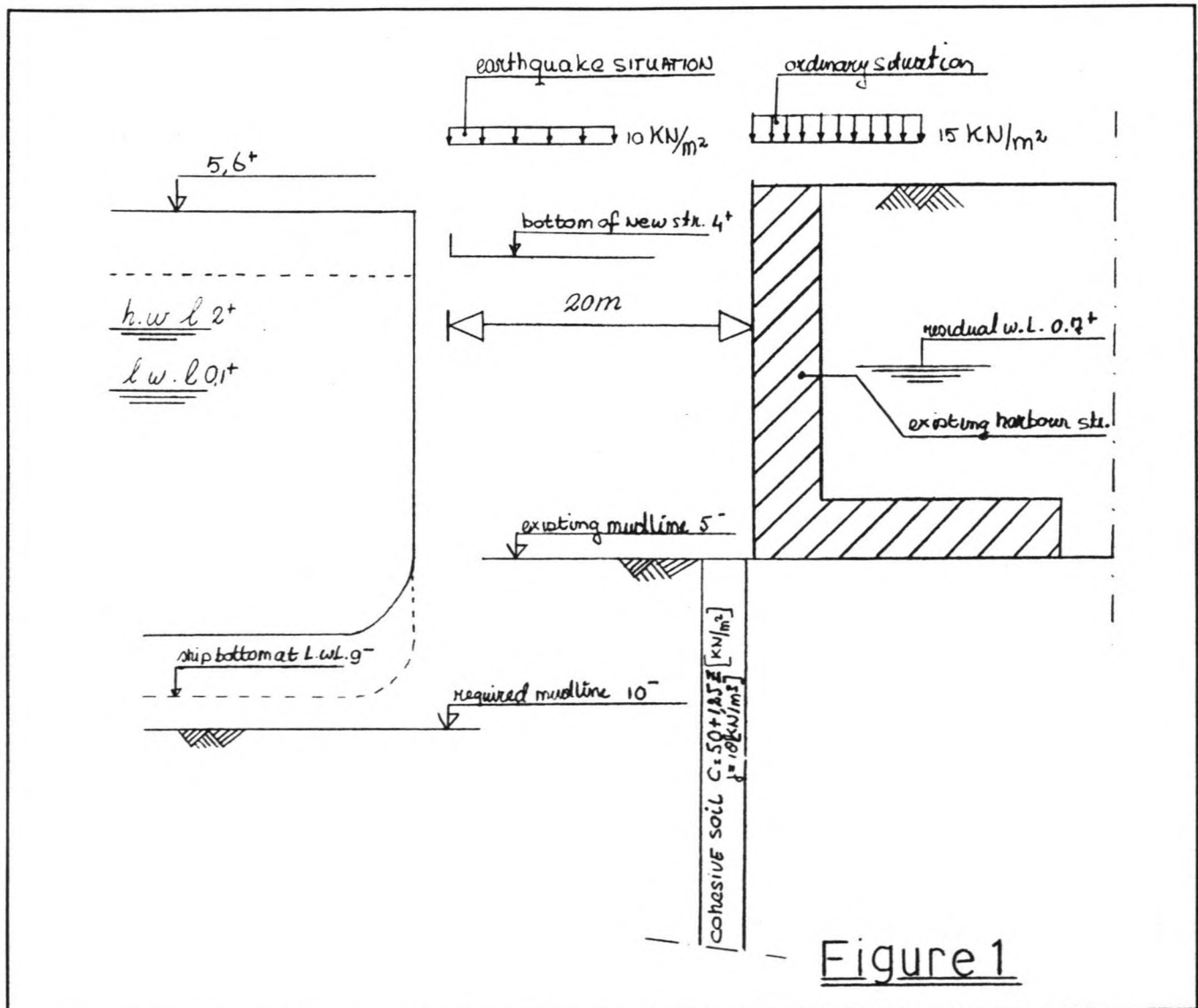


Figure 1

2.1. Basic concept

- a. the wharf will be designed without strongpoints.
- b. it is assumed that the bottom elevation of the wharf superstructure is determined such that it will not be attacked by waves, in other words it will be subjected to zero uplift pressure.
- c. in realistic design-cases a pile row would generally be placed under each crane-rail. In this case-study no details of cranes are given, so the distance between the pile rows can not be based on crane rail distance.
- d. the distance between the piles should be greater then 2,5 times the pile diameter D, to eliminate pile-group effects.
- e. the dead weight of the superstructure will be estimated as 20 KN/m**2
- f. for a first consideration of the wharf, the bottom will be estimated as horizontal
- g. the wharf of 200 m length will be equally devided into 5 blocks because of elimination of severe thermal stresses, included by the change of concrete volume in early age.

2.2. The mass of a ship

The mass of a ship "Ms" will be calculated with

$M_s = D * L * B * j_w$	in which:
M_s	= mass of a ship
D	= draft of a ship
L	= length of a ship
B	= breadth of a ship
j_w	= mass density of water

The mass M_s of a 15.00 D.W.T.
= 33588 ton

2.3. Construction overview

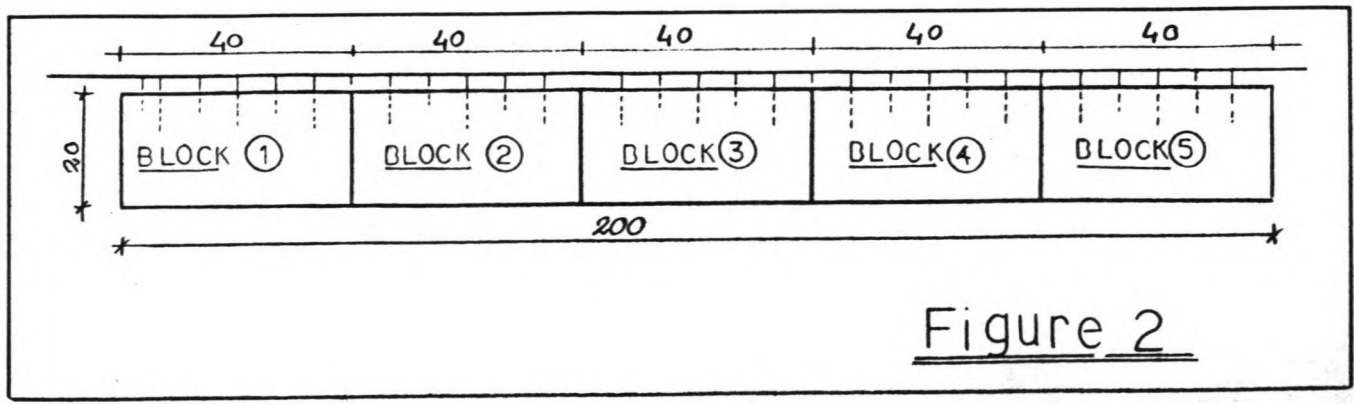


Figure 2

3.OVERVIEW OF FORCES ACTING ON THE WHARF STRUCTURE

3.1.Horizontal forces:

- a. berthing force
- b. seismic force
- c. tractive force
- d. wind force

3.2.Vertical force:

- a. self weight of the superstructure
- b. surcharge
- c. live load (crane, cargo handling, equipments, side walk)
- d. tractive force of ships
- e. uplift

3.1.Horizontal forces

3.1.a. Berthing force of a ship

The berthing force of a ship is caused by the transformation of kinetic energy of a berthing ship into potential energy of the berthing structure. During the berthing procedure the total kinetic energy will be transformed to various ways of potential energy. To determine the berthing impact of a ship, the energy balance should be considered. The kinetic energy of a berthing ship can be expressed by the following equation.

$$E (kin) = 1/2 * (Ct * m * v**2) \quad \text{in which:}$$

- E (kin) = kinetic energy of a berthing ship
- Ct = total berthing coefficient
- m = mass of a berthing ship
- v = berthing velocity

The potential energy absorbed by the wharf structure can be expressed by the following formula.

$$E (pot) = \int_0^d Fws * ds \quad \text{in which:}$$

- E (pot) = potential energy stored in the wharf structure
- Fws = impact berthing force from a ship to the wharf
- d = final displacement of point of application of berthing impact force
- s = displacement character

3.1.a.1. The kinetic energy

For calculating the kinetic energy of a berthing ship, the total berthing coefficient "Ct" should be defined. The heretofore shown character "Ct" can be expressed with the following equation:

$$C_t = C_m * C_e * C_s \quad \text{in which:}$$

- Ct = total berthing coefficient
- Cm = coefficient of hydrodynamic mass
- Ce = coefficient of eccentricity
- Cs = coefficient of deformation

3.1.a.1.a. The coefficient for hydrodynamic mass Cm

For calculating the hydrodynamic or added mass of a berthing ship the beneath shown practical formula will be used.

$$M(\text{hydro}) = (\pi/4) * D^2 * L * j_w \quad \text{in which:}$$

M(hydro) = hydrodynamic mass of a berthing ship	<u>M(hydro) = 11062 ton</u>
D = draught = 9,1 m	
L = length = 162 m	
jw = mass density of water = 10499 kg/m ³	

The mass "M" of a 15.000 D.W.T. ship is: 33588 ton, this leads to a coefficient of hydrodynamic mass "Cm" of $(33588 + 11062) / 33588 = 1,33$

$$C_m = 1,33$$

3.1.a.1.b. The coefficient of deformation Cs

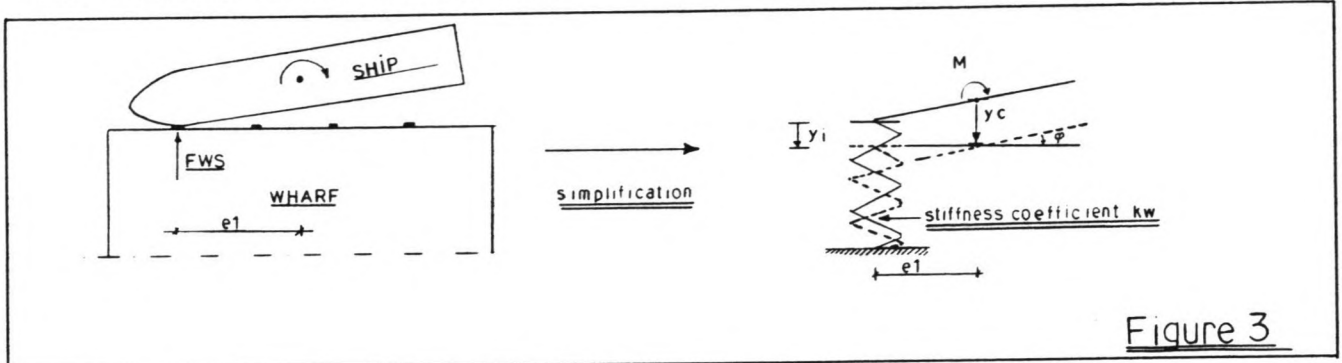
Some of the berthing energy will be absorbed by the ship plating, heretofore the total berthing energy transposed to the wharf may be reduced.

assumption: the deformation coefficient "Cs" is normally in the range from 0,9 to 1,0 and will be estimated in this case as 0,95.

$$C_s = 0,95$$

3.1.a.1.c. The coefficient of eccentricity Ce

The coefficient of eccentricity "Ce" reduces the amount of energy transformed from the ship to the wharf. The reduction comes from the rotation capacity of a ship, caused by the eccentric point of application of the berthing impact on the ship.



From the figure can then be derived: $y_i = y_c - a * \phi$
 $y_c = y_i + a * \phi$

The equation of translation will be:

$$\begin{aligned} F &= m * \ddot{y}_c \\ F &= -kw * y_i \\ \ddot{y}_c &= \ddot{y}_i + a * \ddot{\phi} \end{aligned} \quad \left[\begin{aligned} -kw * y_i &= m * (\ddot{y}_i + a * \ddot{\phi}) \end{aligned} \right] \quad 1$$

The equation of rotation will be:

$$\begin{aligned} M &= I * \ddot{\phi} \\ M &= -a * (kw * y_i) \\ I &= m * i^{**2} \end{aligned} \quad \left[\begin{aligned} a * kw * y_i &= (m * i^{**2}) * \ddot{\phi} \\ m * \ddot{\phi} &= (a * kw * y_i) / i^{**2} \end{aligned} \right] \quad 2$$

A consideration of the above shown equation 1 and 2 together results in:

$$\begin{aligned} -kw * y_i &= m * (\ddot{y}_i + a * \ddot{\phi}) \\ m * \ddot{\phi} &= (a * kw * y_i) / i^{**2} \end{aligned} \quad \left[\begin{aligned} -kw * y_i &= m * \ddot{y}_c + a * \frac{a * kw * y_i}{i^{**2}} \end{aligned} \right]$$

$$m * \ddot{y}_c = -kw * y_s * (i^{**2} + a^{**2}) / i^{**2}$$

$$[i^{**2} / (i^{**2} + a^{**2})] * m * \ddot{y}_c = -kw * y_c$$

$$C_e * m * \ddot{y}_c = -kw * y_c$$

$$C_e = i^{**2} / (i^{**2} + a^{**2})$$

Calculation of the i

$$I = 2 * \{ (1/2) * m * [(1/4) * l] ** 2 \} = (1/16) * m * l ** 2$$

$$i ** 2 = I / m \quad i = 1/4 * l$$

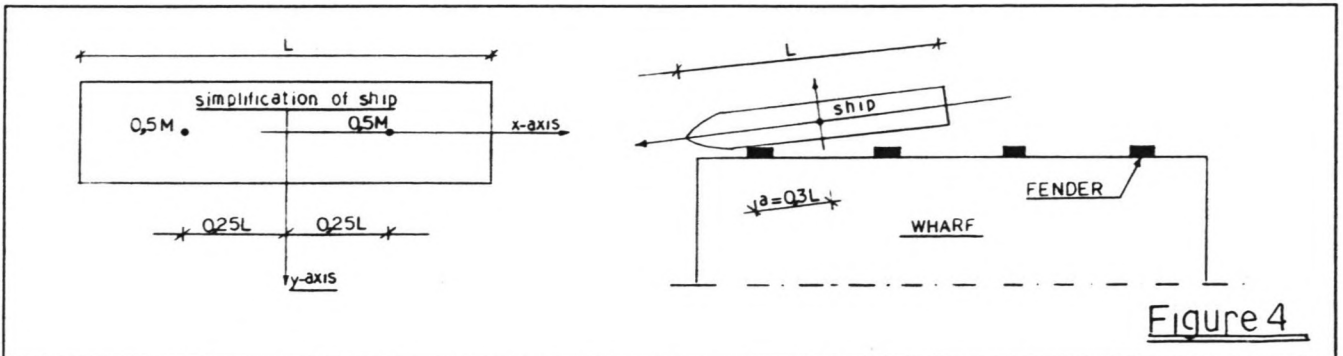


Figure 4

assumption: In general cases the distance "a" is approximately 0,3 L. Together with an "i" of 0,25 L, the coefficient for eccentricity "Ce" can be calculated by using the formula shown on page 5.

$$Ce = i ** 2 / (i ** 2 + a ** 2) \quad , \text{ so:}$$

$$Ce = 0,4$$

The total kinetic energy of a berthing ship can now finally be calculated.

$C_m = 1,33$ $C_s = 0,95$ $C_e = 0,4$	$C_t = 0,51$
---	--------------

$C_t = 0,51$ $M = 33588 \text{ ton}$ $V = 0,1 \text{ m/s}$	$E (\text{kin}) = 1/2 * (C_t * M * V ** 2) =$ $= 85649,4 \text{ N m}$ $= 8,56 \text{ ton m}$
--	--

$$E (\text{kin}) = 8,56 \text{ ton m}$$

3.1.a.2. The potential energy

The impact energy due to a berthing ship will be partially absorbed by the flexibility of the wharf structure. In order to evaluate the potential energy sustained by the wharf, it is necessary to define at first the stiffness coefficient of the wharf.

3.1.a.2.a. Stiffness coefficient kw of the wharf

A wharf will be considered with "n" piles and a horizontal stiffness coefficient of each pile set as "kp". A translation "y1i" and a rotation "φ" will be considered. (see figure 4)

The translation "y1i" results in a horizontal force "Fpi" in each pile of:

$$F_{pi} = - k_p * y_{1i}$$

The total reaction force for the complete wharf "Fws" is:

$$F_{ws} = n * k_p * y_{1i}$$

A small rotation "φ" of the wharf results in a displacement "y2i" for a pile i at a distance "e1" from the centre of rotation of:

$$y_{2i} = e_1 * \phi$$

The horizontal reaction force "Fpi" acting on a pile is in case of a rotation "φ":

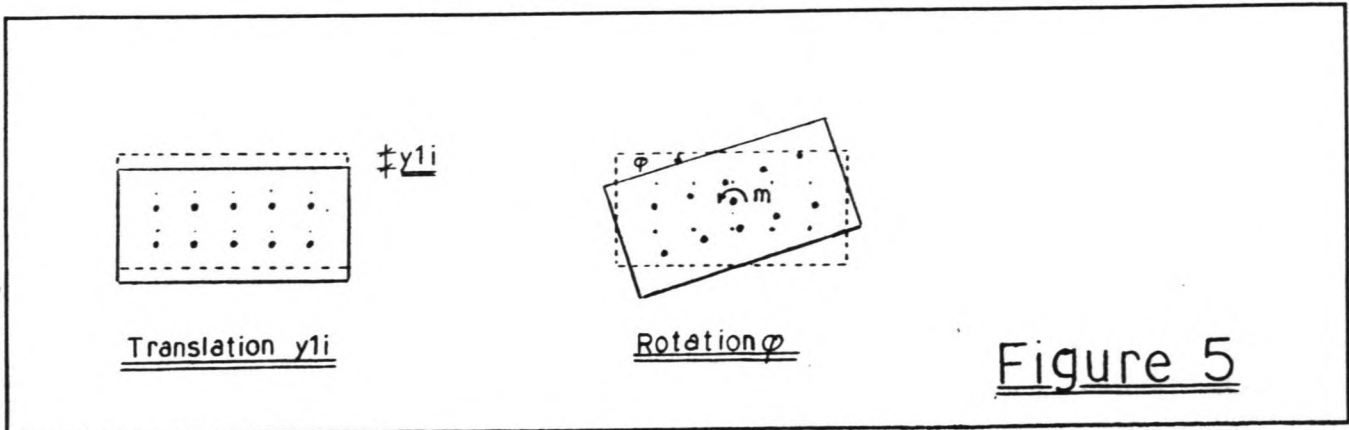
$$F_{pi} = - k_p * y_{2i}$$

The total resisting moment "M" of the piles will be in case of a rotation "φ":

$$M = \sum_{i=1}^n (- k_p * e_1 * \phi * e_1)$$

$$W = \sum_{i=1}^n (e_1^2)$$

$$\phi = M / (k_p * W)$$



The total displacements of a point "i" with a distance out of the centre of rotation of "e1" will be considered. The displacements will occur due to a berthing force with an eccentricity "e2" out of the centre of rotation. The displacements of point i can be defined by:

$$y_i = y_1 + y_2 \quad \text{in which:}$$

- y_i = total displacements of point i
- y₁ = displacement caused by translation = F_{ws} / n * k_p
- y₂ = displacement caused by rotation = e₁ * φ

$$y_i = \frac{F_{ws}}{n * k_p} + \frac{e_1 * M}{k_p * W}$$

$$M = e_2 * F_{ws}$$

$$y_i = \frac{F_{ws}}{n * k_p} + \frac{e_1 * e_2 * F_{ws}}{k_p * W} \quad (8.2)$$

- e₁ = distance from the centre of rotation to considered pile i
- e₂ = distance from the centre of rotation to the point of application of the berthing impact

When the displacements of the point of impact are considered, "e1" is equal to "e2", the stiffness coefficient of the wharf "k_w" can then easily be determined:

$$k_w = F_{ws} / y(e_2) \quad \text{in which:}$$

- y(e₂) = (F_{ws}) / (n * k_p) + (e₂ * F_{tw} * e₂) / (k_p * W)
- y(e₂) = displacement of point of the berthing impact

$$k_w = \frac{W * k_p * n}{W + e_1 * e_2 * n}$$

When a linear behavior is assumed for the relationship of the displacements of the wharf structure and the reaction force of the wharf structure. The potential energy of the wharf structure E (pot) can be expressed by the following formula:

$$E (pot) = \int_0^d F_{ws} * ds$$

$$d (max) = F_{ws} / k_w$$

$$E (pot) = (1/2 * F_{ws}^2) / k_w$$

3.1.a.2.b. Formula for ship berthing impact force

To calculate the berthing impact force of a ship "Fws", the energy balance of the berthing ship should be considered. During berthing, the kinetic energy of a ship will be transposed into potential energy of the wharf structure. The potential energy of the wharf structure can be expressed by the following formula:

$$E \text{ (pot)} = E_p = (1/2 * F_{ws}^{**2}) / k_w$$

The kinetic energy of a berthing ship can be expressed by the following formula:

$$E \text{ (kin)} = E_k = (1/2) * C_t * M * V^{**2}$$

$$\left. \begin{aligned} E_p &= (1/2 * F_{ws}^{**2}) / k_w \\ E_k &= 1/2 * C_t * M * V^{**2} \\ E_k &= E_p \end{aligned} \right\} F_{ws} = \sqrt{ (k_w * C_t * M * V^{**2})}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{ws} &= \sqrt{ (k_w * C_t * M * V^{**2})} \\ k_w &= \frac{ n * k_p * W }{ W + e_2 * e_2 * n } \end{aligned} \right\} F_{ws} = 1^*$$

$$1^* = F_{ws} = \sqrt{ C_t * M * V^{**2} * \frac{ n * k_p * W }{ W + e_2 * e_2 * n } }$$

$$F_{ws} = \sqrt{C_t * M * V^{**2} * \frac{n * k_p * W}{W + e_2 * e_2 * n}}$$

There was already found the following formula:

$$y_i = (F_{ws}) / (n * k_p) + (e_1 * F_{ws} * e_2) / (k_p * W)$$

Conclusion: The force on a pile is maximum, when the displacements of a pile are maximum. The above two formulas show that the displacements are maximum at the edge pile which has the largest eccentricity e_2 , of the point of application. This conclusion was as expected. This means that the pile row with the maximum eccentricity must be examined.

3.2 Vertical forces

The vertical forces acting on the structure are shown below.

a. deadweight of the superstructure:	20 KN/m**2	} 55 KN/m**2 + 700 KN
b. surcharge	: 15 KN/m**2	
c. liveload (crane, sidewalk etc.):	20 KN/m**2	
d. tractive force of ships (T.S.)	: 700 KN	
e. uplift (see page 2)	: zero	

This means that the total vertical force acting on a block is: 44700 KN.

The "Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan 1980", will be abbreviated as T.S..

4. PILE PLAN

For determining the berthing impact force it is necessary to determine the wharf stiffness coefficient, for which the horizontal pile stiffness coefficient is required. Herefore a pile plan must be proposed. A pile plan will be proposed considering the vertical load on the piles and the ultimate bearing capacity of the soil.

4.1. The axial ultimate bearing capacity for a pile in cohesive soil

The T. S. describes the beneath shown formula to calculate the ultimate bearing capacity of a pile in cohesive soil. The formula is based on the methode proposed by Meyerhof.

$$R_u = 8 * C_p * A_p + C_a * A_s \quad \text{in which:}$$

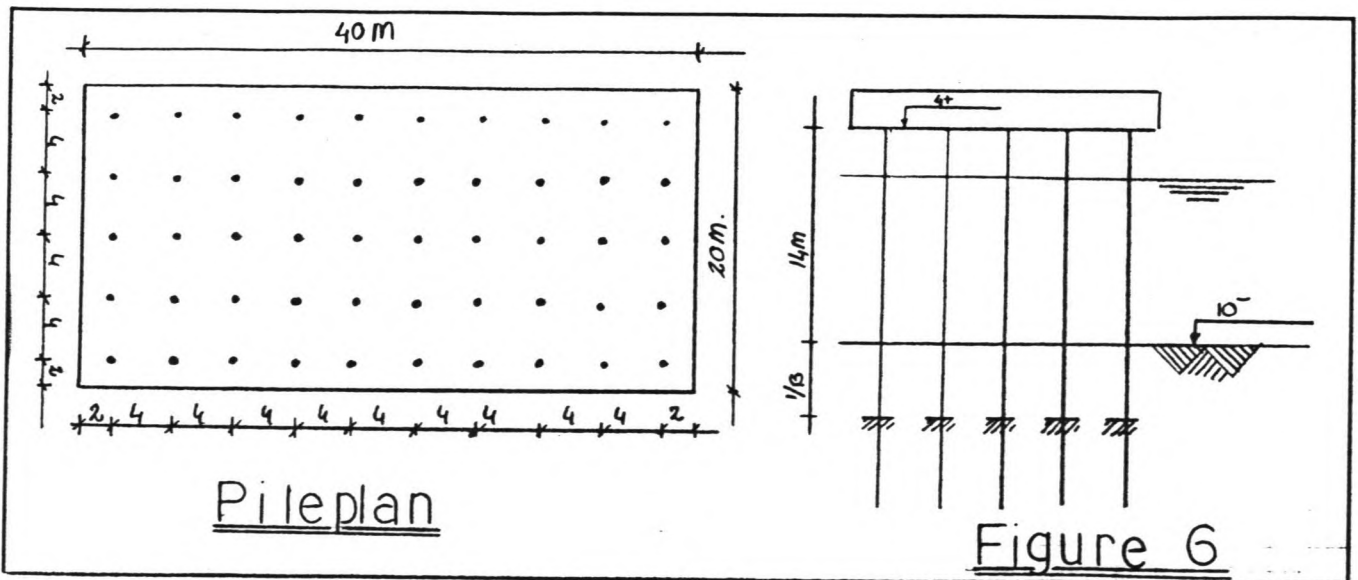
- R_u = axial ultimate bearing capacity of a pile
- C_p = cohesion at the tip of the pile
- A_p = tip area of the pile
- C_a = mean adhesion for the total embedded length
- A_s = total circumferential area of the pile.

The cohesion "C" is defined as: $C = (50 + 1,25 * Z) \text{ KN/m}^2$

The adhesion "A" is obtained by "C".

$$\begin{aligned} C &= (37 - 73) \text{ KN/m}^2 & - & A = (34 - 49) \text{ KN/m}^2 \\ C &= (73 - 146) \text{ KN/m}^2 & - & A = (49 - 59) \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

assumption A linear relationship between the cohesion "C" and the adhesion "A" is supposed.



4.1.a. Overview of the axial bearing capacity of piles in cohesive soil

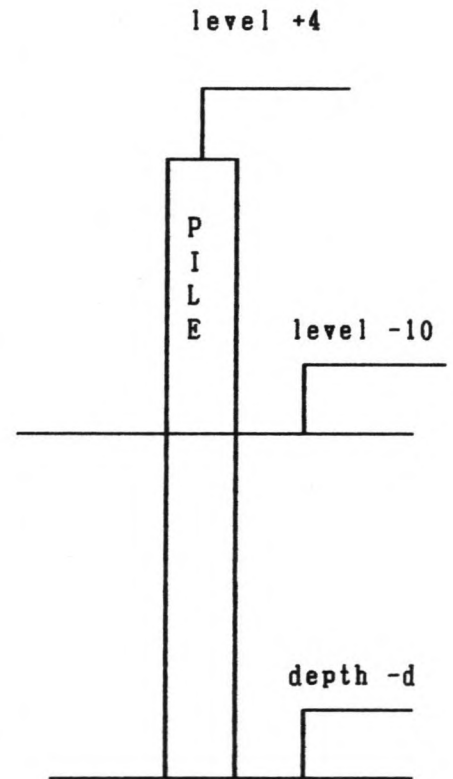
The ultimate bearing capacity for the piles in cohesive soil has been calculated with the following formula:

$$R_u = 8 * C_p * A_p + C_a * A_s \quad \text{in which:}$$

- R_u = axial ultimate bearing capacity of a pile
- C_p = cohesion at the tip of the pile
- A_p = tip area of the pile
- C_a = mean adhesion for the total embedded length
- A_s = total circumferential area of the pile.

The ultimate bearing capacity is given in [KN]

depth [m]	diameter of the piles [m]					
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
6	512	638	773	915	1066	1225
7	586	727	877	1035	1202	1376
8	660	818	983	1156	1338	1529
9	735	908	1089	1278	1476	1683
10	811	1000	1196	1402	1616	1839
11	888	1092	1305	1526	1757	1996
12	966	1186	1415	1653	1900	2155
13	1044	1280	1526	1780	2044	2316
14	1124	1376	1638	1909	2189	2479
15	1204	1473	1751	2039	2336	2643
16	1284	1570	1865	2170	2486	2806
17	1366	1669	1981	2303	2634	2976
18	1448	1768	2097	2437	2796	3145
19	1532	1868	2215	2572	2939	3315
20	1616	1970	2334	2708	3093	3488
21	1701	2072	2454	2846	3249	3662
22	1787	2176	2575	2985	3408	3837
23	1874	2280	2698	3126	3565	4014
24	1961	2386	2821	3268	3725	4193
25	2049	2492	2946	3411	3887	4374
26	2138	2600	3072	3545	4049	4555
27	2228	2708	3199	3701	4215	4739
28	2319	2817	3327	3848	4381	4924
29	2410	2928	3458	3996	4548	5112
30	2503	3039	3587	4146	4717	5300



4.2. First choice of piles

vertical forces:

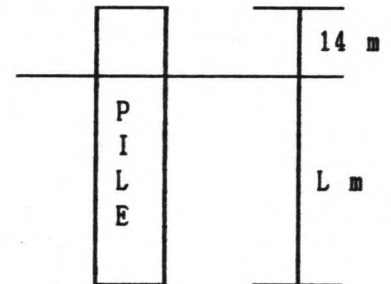
- | | | |
|--------------------------------------|--------------|--------------------------|
| a. deadweight of the superstructure: | 20 KN/m**2 | } 55 KN/m**2
+ 700 KN |
| b. surcharge | : 15 KN/m**2 | |
| c. liveload (crane, sidewalk etc.): | 20 KN/m**2 | |
| d. tractive force of ships (T.S.) : | 700 KN | |
| e. uplift (see page 2) | : zero | |

The block size is 20m * 40m, so the total vertical load per block is: 44700 KN. For the bearing capacity a safety factor of 2,5 is required. The ultimate bearing capacity per block should be at least: 111750 KN.

This means that per pile a bearing capacity of 111750 KN/"n" is required, in which "n" stands for the number of piles. When 50 piles per segment are assumed, the required bearing capacity per pile is; 2235 KN. The following piles sustain a load of 2235 KN.

1	o = 0,5 m	L = 28 m	Qu = 2319 KN
2	o = 0,6 m	L = 23 m	Qu = 2280 KN
3	o = 0,7 m	L = 20 m	Qu = 2334 KN
4	o = 0,8 m	L = 17 m	Qu = 2303 KN
5	o = 0,9 m	L = 15 m	Qu = 2336 KN

table 1



Pile number 4 will be chosen, which includes the following measures:

pile diameter	= 0,8 m	
embedded length	= 17 m	
total length	= 31 m	
thickness	= 12 mm	-
cross section area	= 29707 mm**2	t
moment of inertia	= 2306324898 mm**4	a
section modulus	= 5765812,2 mm**3	b
load per pile	= 894 KN	l
allowable bearing capacity	= 921 KN	e
ultimate bearing capacity	= 2303 KN	2
steel stress	= 30 N/mm**2	-
safety factor	= 2,58	
number of piles	= 50	

Explanation of choice: 1. Hammering: longer and slender piles are easy to buckle.

2. Pile length: a. many extra costs when piles > 35 m.
b. longer piles and so smaller no.s, lead to a shorter construction time.

4.3. Calculation of virtual fixed point with β value

The value $1/\beta$ is introduced to determine the depth of the virtual fixed point of a pile, below seabed level, when the pile is subjected to horizontal forces. For β the T.S. gives the following formula:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_n * D}{4 * E * I}} \quad (17.1) \quad \text{in which empirically } K_n = 0,15 * N$$

- $1/\beta$ = depth of virtual fixed point
- K_n = coef. of horz. subgrade reaction
- D = diameter of pile
- E = elasticity modulus
- I = moment of inertia of a pile
- N = N value

The K_n value at a depth of $1/\beta$, depending upon the mean N value of the embedded length, is required in this calculations. For the N value, the mean N value of the embedded length should be taken. The N value for clay soils can be derived from a figure, which gives a relationship between the N value and q_u value. The depth of $1/\beta$ is estimated at 5 m below seabed level. The Z value is in that case 10 m

$$C(Z) = (50 + 1,25 * Z) \text{ KN/m}^2 \quad q_u = 2 * C$$

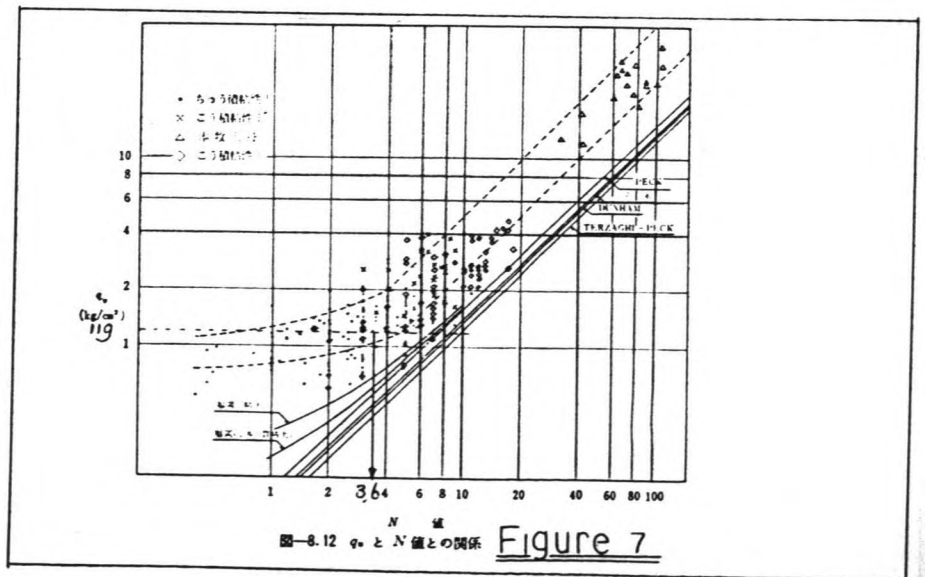
- $C(5) = 56,3 \text{ KN/m}^2$
- $C(10) = 62,5 \text{ KN/m}^2$
- $q_u(5) = 113 \text{ KN/m}^2$
- $q_u(10) = 125 \text{ KN/m}^2$
- $q_u(\text{mean}) = 119 \text{ KN/m}^2$

From the below figure a N value can be derived of 3,6 according to a q_u value of 119 KN/m^2 . With a N value of 3,6 a K_n value of 0,54 can be calculated.

$$\begin{aligned} I &= 230832,5 \text{ cm}^4 \\ E &= 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\ K_n &= 0,54 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned} \quad \begin{aligned} \beta &= 0,0022 \text{ 1/cm} \\ 1/\beta &= 460 \text{ cm} \end{aligned}$$

conclusion:

The estimation that $1/\beta$ was 5 m was a reasonable assumption. The assumed fixed point of a pile will be at 4,6 m below seabed level.



4.4. The stiffness of the pile k_p

Whith the result of a virtual fixed point of 4,6 m below sea bed level, the pile length can be calculated at 14 m + 4,6 m = 18,6 m estimated at 18,5 m. The stiffness coefficient of the piles is expressed by the following formula:

$k_p = \frac{12 * E * I}{L^{**3}}$	$I = 23063243898 \text{ mm}^{**4}$ $E = 2,1 \cdot 10^{**5} \text{ N/mm}^{**2}$ $L = 185000 \text{ mm}$	— <u>$k_p = 917,9 \text{ N/mm}$</u>
------------------------------------	--	--

4.5. The stiffness of the wharf k_w

For calculation of the stiffness of the wharf, the pile of the wharf are assumed to have all the same length. The stiffness coefficient of the wharf can now be expressed by the following formula:

$k_w = \frac{n * k_p * W}{W + e2^{**2} * n}$	$e2 = 15,9 \text{ m}$ $n = 50$ $W = 8200 \text{ m}^{**2}$	— <u>$k_w = 18058,1 \cdot 10^{**3} \text{ N/mm}$</u>
--	---	---

4.6. The displacements the point of impact

The displacements at the point of impact can be expressed by the following formula: ($F_{ws} = 900 \text{ KN}$, see next page)

$y_i = \frac{F_{ws}}{n * k_p} * \frac{W + e2 * 2 * n}{W}$	$F_{ws} = 900 \text{ KN}$ $W = 8200 \text{ m}^{**2}$ $e2 = 15,9 \text{ m}$	— <u>$y_i = 49,8 \text{ mm}$</u>
---	--	---

4.7. Displacements and horizontal force of the edge pile

The displacements of the edge pile will be calculated with the above shown formula. The horizontal force will be calculated with the following formula:

$F(\text{ph}) = K_p * y_i$	$e1 = 19,7 \text{ m}$ $e2 = 15,9 \text{ m}$ displacements of the edge pile $y_i = 57,1 \text{ mm}$	— <u>$F(\text{ph}) \text{ edge} = 52,4 \text{ KN}$</u>
----------------------------	--	---

5. THE FENDERS

5.1. Consideration of fender and wharf structure together

The total displacements, of the point of impact can be divided into the displacements of the wharf "yw" and the deformation of the fender "yf".

$$y_f = F_{ws}/k_f$$

$$y_w = F_{ws}/k_w$$

$$y(\text{tot}) = y_w + y_f$$

$$y(\text{tot}) = F_{ws} * k(w + f)$$

$$k(w + f) = \frac{k_f * k_w}{k_f + k_w}$$

When the fender stiffness k_f is estimated as $F(\text{max}, \text{fend})/y(\text{max}, \text{fend})$, what is not exact, but an acceptable estimation, then the total stiffness $k(w + f)$ is in general, mostly influenced by the fender stiffness.

assumption: It will be assumed that the total berthing ship energy will be taken by the fenders.

$$k(\text{wharf}) = 18058,1 \cdot 10^{**3} \text{ N/mm} \quad (\text{so see page 16})$$

$$k(\text{fender}) = 34615 \text{ N/mm} \quad (\text{for a fender SA - 80 H * 3 m})$$

5.2. Fender choice

The total ship energy is: $1/2 * (C_t * m * v^{**2}) = 8,56 \text{ ton m}$ (see page 6)

With reference to the characteristic curves between: force / energy / and deflection of the Bridgestone rubber dockfender R4 type, as shown in figure on the next page. A minimum of 1m fender length is required to absorb the impact energy. The difference between H.W.L. and L.W.L. is 1,9 m. The fender is extended below L.W.L. by 1 m. At H.W.L.: $1 \text{ m} + 1,9 \text{ m} = 2,9 \text{ m}$ estimated as 3 m fender will be used:

L.W.L.: 1 m fender will be used:

$$E(\text{kin}) = 8,56 \text{ ton m}, \quad E(\text{kin})/m = 8,56 \text{ ton m}$$

$$\text{reaction force} = 31 \text{ ton/m} = 31 \text{ ton for 1 m}$$

$$\text{deformation of the fender} = 386 \text{ mm}$$

H.W.L.: 3 m fender will be used (the complete height of the fender)

$$E(\text{kin}) = 8,56 \text{ ton m}, \quad E(\text{kin})/m = 2,85 \text{ ton m}$$

$$\text{reaction force} = 30 \text{ ton/m} = 90 \text{ ton for 3 m}$$

$$\text{deformation of the fender} = 208 \text{ mm}$$

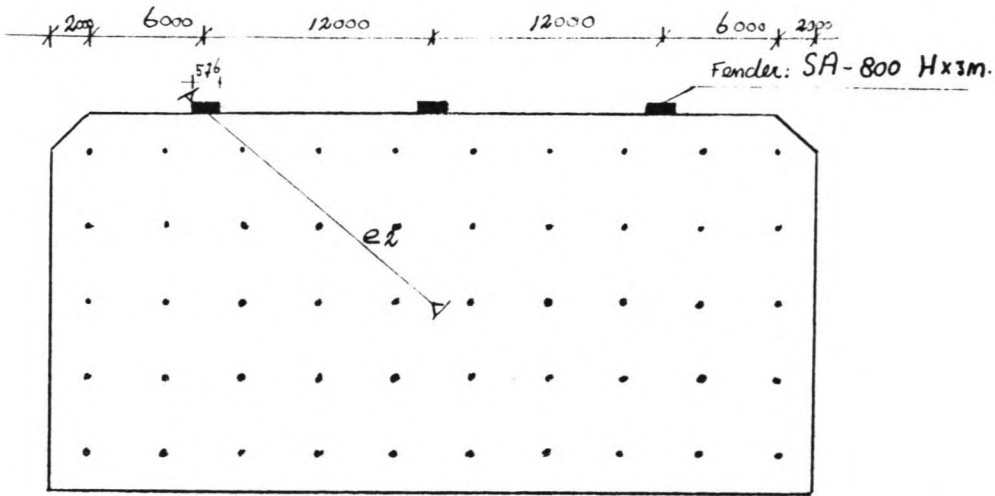


Figure 8

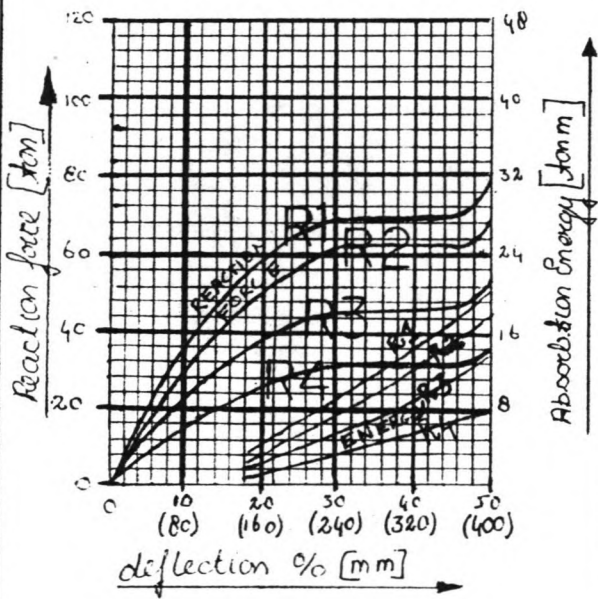


Figure 9

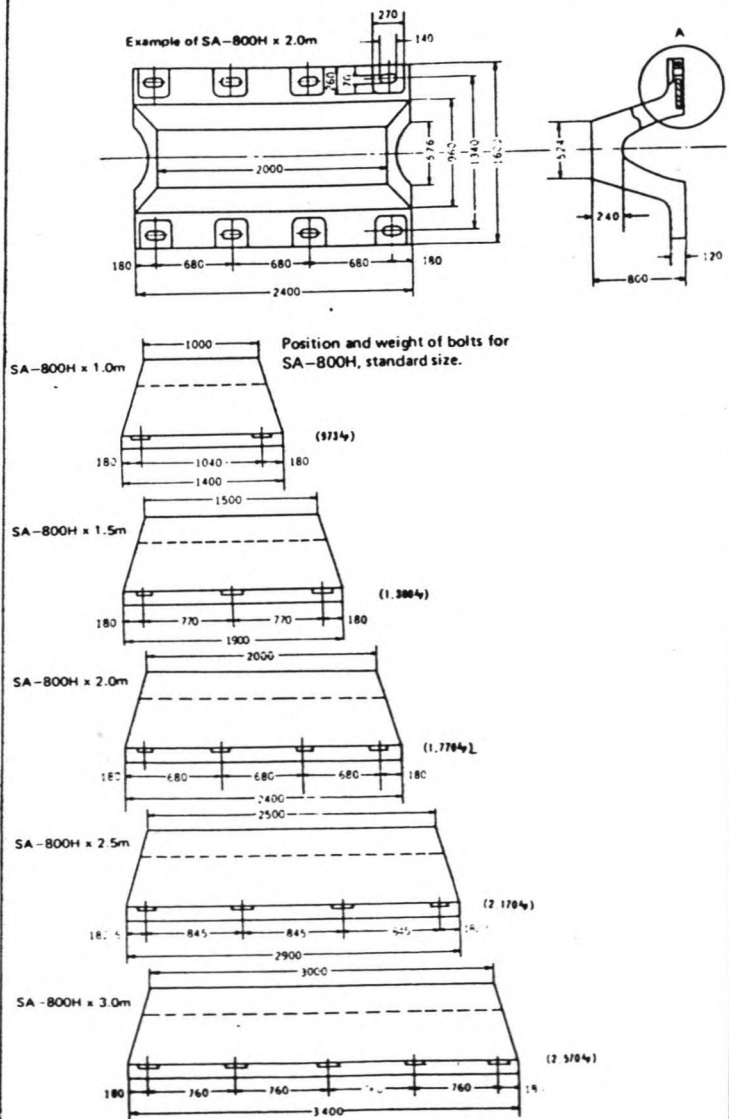


Figure 11

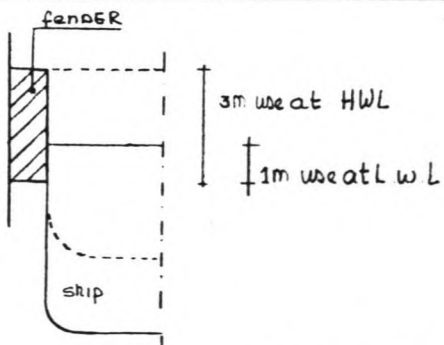


Figure 10

5.2.Fender choise (continuing)

The results of page 19 lead to a fender choise of:

FENDER CHOISE: SA - 800 H * 3 m

Fws = maximum berthing impact = 900 KN

5.3.Fender distance

For determing the distance between the edge of the structure and the first fender, the maximum inclination of a berthing ship should be defined.

assumption: The maximum inclination between a berthing ship and the berthing structure is 6 degrees (see picture at the bottom of the page)

For a rubber fender of 800 mm thickness the maximum distance of edge of the structure to first fender must be:

$$800 \text{ mm} / \tan 6 \text{ deg.} = 7611 \text{ mm}$$

Considering the pile distance, the most handy solution is to place the first fender 8 m from the edge of the structure. To prevent a damage of the wharf the edge of the structure should be cut of for 0,5m .

assumption: For 15 000 D.W.T. a fender distance of 12 m is satisfying.

A overview of the fender distribution is shown on the last page.

6.OTHER HORIZONTAL FORCES.

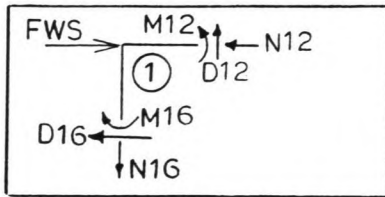
The horizontal forces acting on the wharf are:

- a. berthing force
- b. seismic force
- c. tractive force
- d. wind force

The forces a and c have already been considered and the seismic force will be evaluated later in this report. It is assumed that the wind force will not act at the same time, together with other forces. The wind force wil not is considerably smaller then other forces. Therefore it will be considered in this report.

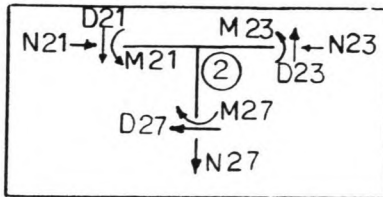
7. DERIVATION OF ADDITIONAL AXIAL FORCE FORMULA

Consideration of point 1:



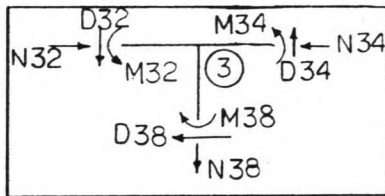
$$\begin{aligned} \text{Sum } M &= 0 & M(1,2) &= (1 - \alpha) * M(1,6) & (1) \\ \text{Sum } V &= 0 & N(1,6) &= D(1,2) & (2) \\ & & \text{in this case: } \alpha &= 1 & \end{aligned}$$

Consideration of point 2:



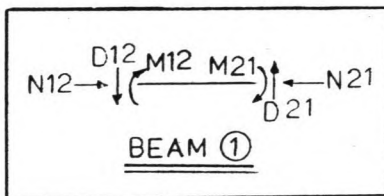
$$\begin{aligned} \text{Sum } M &= 0 & M(2,1) + M(2,3) - M(2,7) &= 0 & \\ & & M(2,1) &= \beta * M(2,7) & (3) \\ & & M(2,3) &= (1 - \beta) * M(2,7) & (4) \\ \text{Sum } V &= 0 & N(2,7) - D(3,2) + D(2,1) &= 0 & \\ & & N(2,7) &= D(3,2) - D(2,1) & (5) \end{aligned}$$

Consideration of point 3:



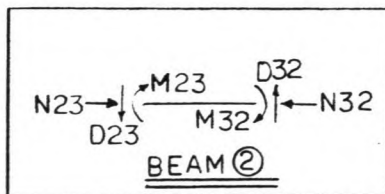
$$\begin{aligned} \text{Sum } M &= 0 & M(3,2) + M(3,4) - M(3,8) &= 0 & \\ & & M(3,2) &= \gamma * M(3,8) & (6) \\ & & M(3,4) &= (1 - \gamma) * M(3,8) & (7) \\ \text{Sum } V &= 0 & N(3,8) - D(3,2) + D(4,3) &= 0 & \\ & & N(3,8) &= D(4,3) - D(3,2) & (9) \end{aligned}$$

Consideration of beam 1:

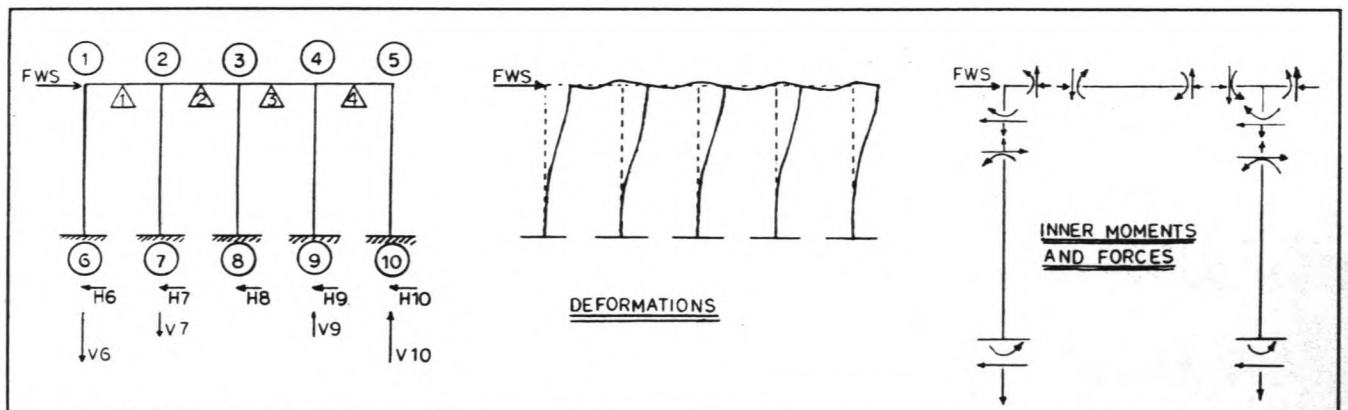


$$\begin{aligned} \text{Sum } V &= 0 & D(2,1) &= D(1,2) & (10) \\ \text{Sum } M &= 0 & -M(2,1) - M(1,2) + D(2,1) * L &= 0 & \\ & & D(2,1) &= \frac{M(2,1) + M(1,2)}{L} & (11) \end{aligned}$$

Consideration of beam 2:



$$\begin{aligned} \text{Sum } V &= 0 & D(3,2) &= D(2,3) & (12) \\ \text{Sum } M &= 0 & -M(2,3) - M(3,2) + D(3,2) * L &= 0 & \\ & & D(3,2) &= \frac{M(2,3) + M(3,2)}{L} & (11) \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 N(2,7) &= D(3,2) - D(2,1) \\
 D(3,2) &= \frac{M(2,3) + M(3,2)}{1} \\
 D(2,1) &= \frac{M(2,1) + M(1,2)}{1}
 \end{aligned}
 \quad \Rightarrow \quad
 N(2,7) = \left\{ \begin{aligned} &\frac{M(2,3) + M(3,2)}{1} \\ &\frac{M(2,1) + M(1,2)}{1} \end{aligned} \right\}$$

$$\begin{aligned}
 M(1,2) &= (1 - \alpha) * M(1,6) \\
 M(2,1) &= \beta * M(1,6) \\
 M(2,3) &= (1 - \beta) * M(1,6) \\
 M(1,2) &= \gamma * M(1,6)
 \end{aligned}$$

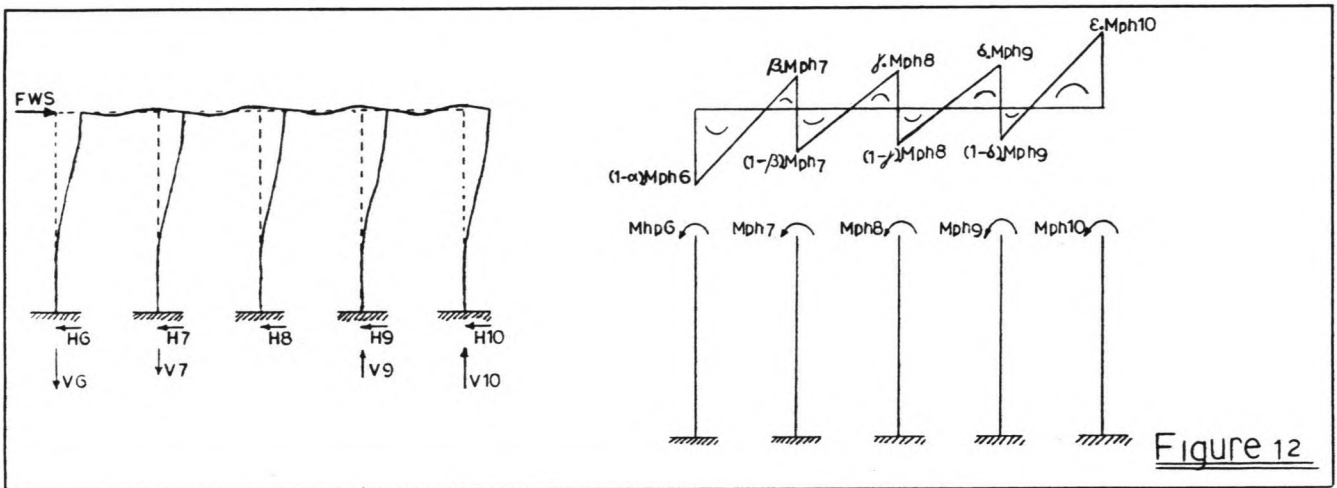


Figure 12

In general cases can be said that the axial force in a pile, due to horizontal forces, is defined by the following formula:

$$F(p,a) = \frac{M(i-1,i) - M(i,i-1)}{1} - \frac{M(i,i+1) + M(i+1,i)}{1}$$

$$\begin{aligned}
 M(i-1,i) &= (1 - \alpha) * Mph(i-1) \\
 M(i,i-1) &= \beta * Mph(i) \\
 M(i,i+1) &= (1 - \beta) * Mph(i) \\
 M(i+1,i) &= \gamma * Mph(i+1)
 \end{aligned}$$

A proposal for the pile head bending moment distribution into the beam is shown in the following figure:

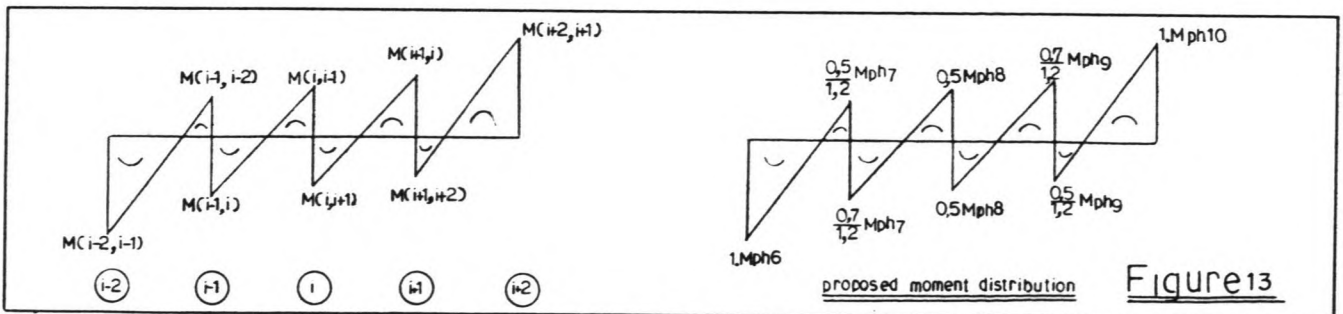


Figure 13

8. HORIZONTAL HARBOUR BOTTOM

8.1. The forces stresses in the steel piles due to berthing impact

For calculation of the stresses in the steel pile, at first the wharf will be assumed to be built up by piles of all the same length.

For calculation of the stresses in the pile the following formula will be used:

$$\sigma = F / A + M / W \quad \text{in which:}$$

σ = stress in the pile
 F = axial force
 A = cross sectional area
 M = bending moment
 W = section modulus

The axial force of the pile

The axial force of a pile consists of self weight of the super structure + surcharge and additional loads due to the bending moments acting on the pile heads, and imposed by horizontal forces. Herefore can be pointed to the last two pages where the formula herefore is derived.

The horizontal berthing force of 900 KN will act eccentric on a block of the wharf. A block contains 10 rows of 5 piles. The bending moment of a pile head is caused by the horizontal force acting on a pile head. The horizontal force on a pile head can be derived from the displacements of the pile head and the horizontal stiffness coefficient.

assumption: The pile head bending moments are assumed to be defined by the following formula, when the pile is fixed in the beam / slab.

$$M(\text{ph}) = 1/2 * F(\text{ph}) * L \quad \text{in which:}$$

$M(\text{ph})$ = pile head bending moment
 $F(\text{ph})$ = horizontal force acting on the pile head
 L = length from top of the pile to virtual fixed point

For calculation of the displacements of a pile head "yi" and the horizontal force acting on the pile head the following formulae can be used (see p.8).

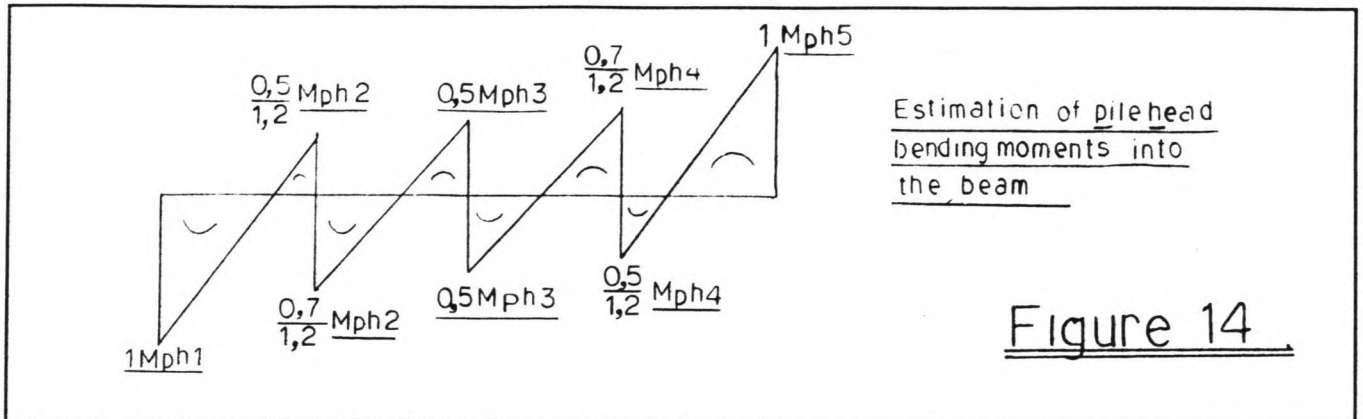
$$y_i = \frac{Fws}{n * k_p} * \frac{W + e1 * e2 * n}{W}$$

$$F(\text{ph}) = K_p * y_i$$

pile nr. [i]	kp [N/mm]	e1 [m]	e2 [m]	yi [M]	L [m]	F(ph) [KN]	M(ph) [KNM]
1	917,9	15,9	19,7	0,057	18,50	52,4	484,7
2	917,9	15,9	18,4	0,055	18,50	50,1	463,5
3	917,9	15,9	18,0	0,054	18,50	49,4	457,3
4	917,9	15,9	18,4	0,055	18,50	50,1	463,5
5	917,9	15,9	19,7	0,057	18,50	52,4	484,7

- table 3 -

The above shown pile head bending moments will be distributed into the beam of the superstructure. Therefore the following estimation will be used (see below shown figure). To evaluate the axial force "F(pa)", induced by horizontal forces, the beneath shown formula will be used. The axial forces are calculated with a safety factor of 1,2, because the estimation of the distribution of pile head bending moment into the beam is approximate.



$$F(pa) = \frac{M(i-1,i) + M(i,i-1) - M(i+1,i) - M(i,i+1)}{L}$$

pile nr [i]	1	2	3	4	5
F(pa) j=1	+169,4	-44,8	0	+44,8	-169,4
F(pa) j=1,2	+203,3	-53,6	0	+53,6	-203,3

- table 4 -

The vertical force on each pile due to self weight of the superstructure and surcharge = 894 KN. The stress in the pile can be calculated as follows:

$$\sigma = F / A + M / W$$

A = 29706 mm**2
W = 5765812,2 mm**3

pile nr [i]	F(pa) [KN]	F(pv) [KN]	F(p,h,t) [KN]	M(ph) [KNM]	σ [N/mm**2]
1	+ 203,3	- 894	- 690,7	484,7	107,3
2	- 53,6	- 894	- 947,6	463,5	112,2
3	0	- 894	- 894,0	457,3	109,4
4	+ 53,6	- 894	- 840,4	463,5	108,7
5	- 203,3	- 894	-1097,3	484,7	121,0

- table 5 -

F(pv) = axial force in the pile due to self weight + surcharge.

F(pa) = extra axial force of the pile due to bending moments imposed by the horizontal force.

F(p,t,h) = total axial force of the pile.

M(ph) = bending moment at the pile head.

Used steel: STK 410

load factor: 1,0

maximum allowable steel stress: 180 N/mm**2 (ordinary situation)

maximum allowable steel stress: 270 N/mm**2 (special situation)

special situation: earthquake, berthing situation.

conclusion: It can be seen that the steel stresses are lower than the maximum steel stress. The effect of introducing a slope mud line may cause higher steel stresses. It is not yet known what will be the amount of the extra steel stresses, and therefore a smaller pile diameter will not be used in the calculations.

9. INCLINED HARBOUR BOTTOM

In all the previous calculations it was assumed that all the piles had the same length. This is not the realistic situation, in which the mud line has a milde slope. Therefore the piles with a different length, will be considered in the following calculations. The $1/\beta$ value has been calculated for the shortest pile with a length of 9 m above the seabed. The result was nearly the same value for β as found for the long pile with a length of 14 m above seabed. Therefore the same value for β will be used.

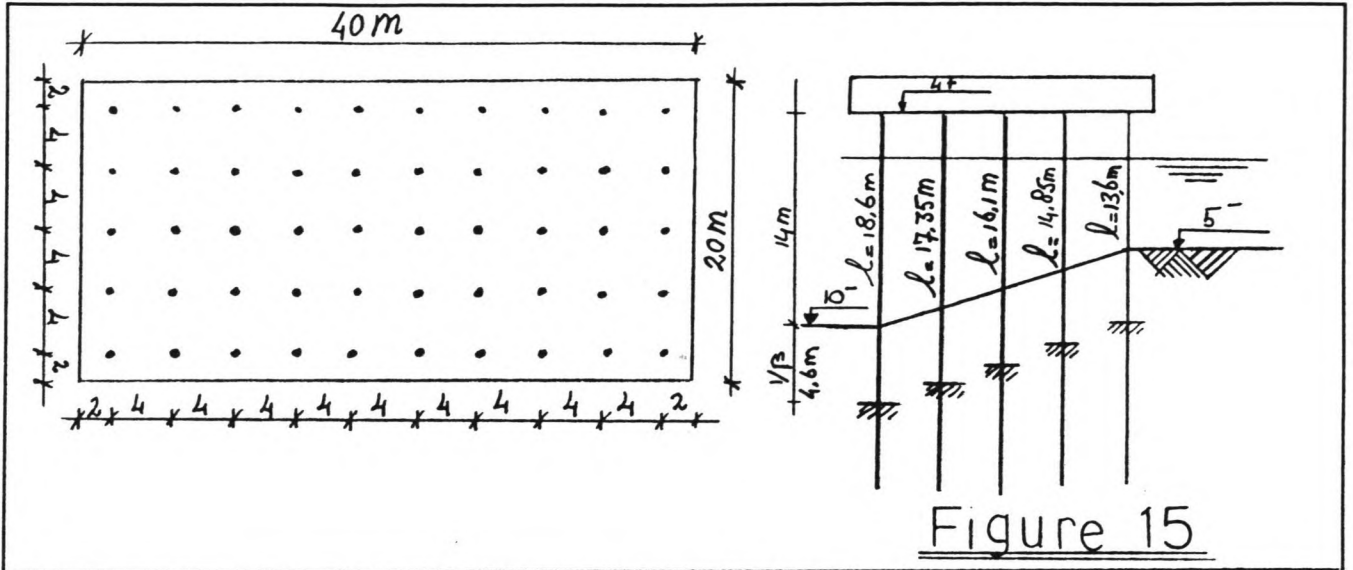


Figure 15

9.1. The horizontal stiffness coefficient of the piles

The horizontal stiffness of a pile can be expressed by the following formula:

$$K_p = \frac{12 * E * I}{L^3}$$

- o = 800 mm
- I = 2306324898 mm⁴
- E = 2,1 10⁵ N/mm²
- d = 12 mm

For the following pile lengths the stiffness coefficient "kp" has been derived.

pile nr i	1	2	3	4	5
L [M]	18,6	17,35	16,1	14,85	13,6
Kp [N/mm]	903,2	1112,8	1392,7	1774,8	2310,5

- table 6 -

With the stiffness coefficients calculated of the last page, horizontal forces, displacements and bending moments of the pile head can be calculated

assumption: So far the displacements have been calculated with the formula of page 11. This was allowed, because all the piles had the same length, and so the same horizontal stiffness coefficient. In the new situation all the piles have a different length and therefore a different stiffness coefficient. It is assumed that it is allowed to calculate the displacements, of a pile head, with the same formula and a mean stiffness coefficient.

$$\text{Sum } K_p = 7493,9 \text{ N / mm , so}$$

$$K_p (\text{ mean }) = 1499 \text{ N / mm}$$

9.2. Forces and stresses in the pile due to berthing impact

pile nr. [i]	kp [N/mm]	e1 [m]	e2 [m]	yi [M]	L [m]	F(ph) [KN]	M(ph) [KNM]
1	903,2	15,9	19,7	0,0349	18,60	31,6	293,5
2	1112,8	15,9	18,4	0,0334	17,35	37,2	323,7
3	1392,65	15,9	18,0	0,033	16,10	45,9	369,6
4	1774,77	15,9	18,4	0,0334	14,85	59,3	440,5
5	2310,5	15,9	19,7	0,0349	13,60	80,7	548,9

- table 7 -

The above calculated pile head bending moments will cause extra axial forces in the piles. These forces will be calculated with the formula derived on page 22 and 23.

pile nr[i]	1	2	3	4	5
F(pa) [KN] j=1	+ 107,1	- 13,7	+ 17,0	+ 72,7	- 183
F(pa) [KN] j=1,2	+ 128,5	- 16,4	+ 20,4	+ 87,2	- 219,6

- table 8 -

The vertical force "F(pv)" pile due to self weight and surcharge = 894 KN.
The stress of the pile can be calculated with the following formula:

$$\sigma = F / A + M / W$$

$$A = 29706 \text{ mm}^2$$

$$W = 5765812,2 \text{ mm}^3$$

pile nr [i]	F(pa) [KN]	F(pv) [KN]	F(p,v,t) [KN]	M(ph) [KNM]	σ [N/mm ²]
1	+ 128,5	- 894	- 765,5	293,5	78,67
2	- 16,4	- 894	- 916,4	323,7	86,93
3	+ 20,4	- 894	- 873,6	369,6	93,51
4	- 87,2	- 894	- 981,2	440,5	109,43
5	- 219,6	- 894	-1113,6	548,9	132,67

- table 9 -

Remark: The berthing impact is a kind of short-term loading. Therefore it is acceptable to have a lower safety factor for the bearing capacity during berthing. The safety factor for the bearing capacity during berthing is 2,07.

9.3. Forces and stresses in the pile due to seismic loading

The wharf structure is situated into a seismic area, therefore the structure will be subjected to a seismic load. For rigid structures the seismic load can be defined by the following formula:

$$F_{hs} = k_h * (W + Q) \quad \text{in which:}$$

- F_{hs} = seismic force
- k_h = design seismic coefficient
- W = dead weight
- Q = surcharge

The horizontal design seismic coefficient "k_h" is given as 0,15. A block size is 40 m * 20 m = 800 m**2. The dead weight of the superstructure is: 20 KN/m**2, and the surcharge in earthquake situation is: 10 KN/m**2. The dead weight and surcharge is 24000 KN. The horizontal seismic force can now be calculated at 3600 KN per block. The horizontal seismic force is assumed to act in the gravity centre of the structure. The number of pile rows is 10, so the horizontal force per pile row of 5 piles is 360 KN. With those characters the pile head horizontal forces, displacements and bending moments of the pile heads can be calculated. The results are shown below.

pile nr. [i]	k _p [N/mm]	e ₁ [m]	e ₂ [m]	y _i [M]	L [m]	F(ph) [KN]	M(ph) [KNM]
1	903,2	0	19,7	0,0048	18,60	43,4	403,5
2	1112,8	0	18,4	0,0048	17,35	53,5	463,8
3	1392,7	0	18,0	0,0048	16,10	66,9	538,7
4	1774,8	0	18,4	0,0048	14,85	85,2	632,9
5	2310,5	0	19,7	0,0048	13,60	111	754,8

- table 10 -

Those above calculated pile head bending moments will cause additional axial forces on the piles. Those will be calculated with the formula of page 23.

pile number [i]	1	2	3	4	5
F(pa) j=1 [KN]	+ 149,2	- 14,2	+ 24,7	+ 95,0	- 254,6
F(pa) j=1,2 [KN]	+ 179,0	- 17,1	+ 29,6	+ 114,0	- 305,6

- table 11-

The maximum stress in the pile

The vertical force on each pile due to self weight and surcharge = 480 KN.
The stress in the pile can be calculated with the following formula:

$$\sigma = F / A + M / W$$

$$A = 29706 \text{ mm}^2$$

$$W = 5785812,2 \text{ mm}^3$$

pile nr [i]	F(pa) [KN]	F(pv) [KN]	F(p,v,t) [KN]	M(ph) [KNM]	σ [N/mm ²]
1	+ 179,0	- 480	- 301,0	403,5	80,1
2	- 17,1	- 480	- 497,1	463,8	97,1
3	+ 29,6	- 480	- 450,4	538,7	108,6
4	+ 114,0	- 480	- 366,0	632,9	122,1
5	- 305,6	- 480	- 785,0	754,8	157,4

- table 12 -

Assumption: In earthquake situation it is assumed that there will be no crane load, and that the surcharge will distribute equally over all the piles.

Conclusion: Comparing the steel stresses in berthing situation and in earthquake situation, it is seen that the stresses are higher in earthquake situation. Comparing the calculated steel stresses and the maximum allowable steel stress, it is seen that the stresses are relative low. It may be proposed to recalculate with a smaller pile diameter. The calculations will not basicly change. This is a design practice, and therefore this will not been done. Instead of recalculations the pile head moments and displacements will be checked with the following methodes:

- Estimation by analysis (developed by: port and harbour resaerch institute).
- Computer program SPKISO (Steel,Pile,KISO = foundation)

At however first the additional axial pile forces will be calculated considering the overturning of the structure. This is shown at the next page.

9.3.a. Additional axial forces due to seismic load considering overturning

During earthquakes the assumed earthquake force acts on the gravity centre of the structure. The additional axial forces in the piles calculated, when considering the overturning of the structure, must lead to the same additional axial forces, as considering the inner bending moments in the structure according to the formulae of page 23. The moment sum, considering overturning, will be considered around the virtual fixed point of the middle pile.

$$\begin{aligned} \text{The moment sum} &= 16,1 * 360 \text{ KN} - (403,5 + 463,8 + 538,7 + 632,9 + 754,8) \\ &\text{KN m} + 111 \text{ KN} * 2,5 \text{ m} + 85,2 \text{ KN} * 1,25 \text{ m} + 53,5 \text{ KN} * 1,25 \text{ m} \\ &- 2 * 2A * 8 \text{ m} - 2 * A * 4 \text{ m} = 0 \\ &A = 69,8 \text{ KN} \end{aligned}$$

pile nr[i]	1	2	3	4	5
F(pa) j=1	+ 139,6	+ 69,8	+ 0	- 69,8	- 139,6

- table 13 -

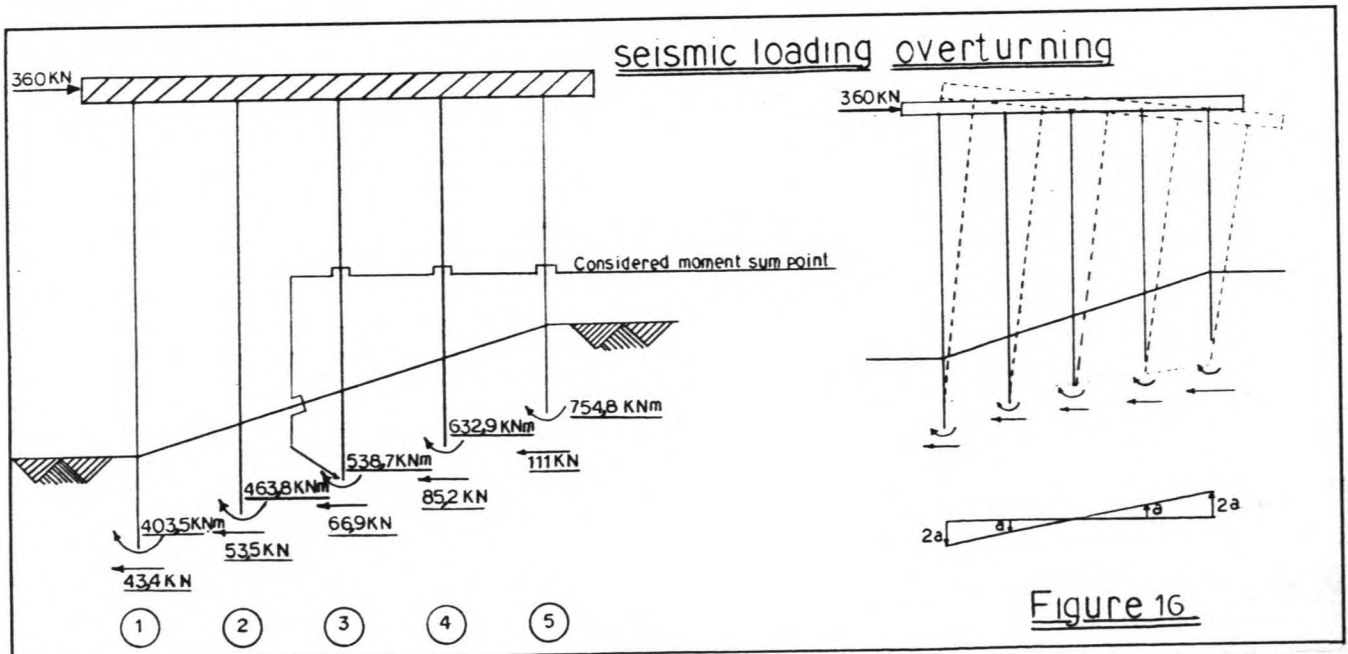
The stress in the pile can be calculated with the following formula:

$$\sigma = F / A + M / W$$

$$\begin{aligned} A &= 29706 \text{ mm}^2 \\ W &= 5765812,2 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

pile nr [i]	F(pa) [KN]	F(pv) [KN]	F(p,v,t) [KN]	M(ph) [KNM]	σ [N/mm ²]
1	+ 139,6	- 480	- 340,4	403,5	81,44
2	+ 69,8	- 480	- 410,2	463,8	94,25
3	+ 0	- 480	- 480,0	538,7	109,58
4	- 69,8	- 480	- 549,8	632,9	128,28
5	- 139,6	- 480	- 619,6	754,8	151,76

- table 14 -



10. ESTIMATION BY ANALYSIS

10.1. Estimation by analysis introduction

The Estimation by analysis, which will be used in this report, is developed by the Port and Harbour Research Institute. The Institute specifies an analytical method, which considers the lateral resistance of a single pile. The pile is supposed to support a lateral load. The method assumes a non-linear relationship, between the subsoil reaction and the displacements, for the determination of the lateral resistance coefficient as follows:

sandy soil: $p = k_s * x * y^{0,5}$

clay soil: $p = k_c * y^{0,5}$

p = subsoil reaction per unit area of a pile at depth x
 k_s = lateral resistance for sand
 k_c = lateral resistance for clay
 x = depth from subsoil surface
 y = displacements of a pile at a depth x

The method is based on the assumption that a pile behaves as a long pile. Therefore the length must be longer than a certain value L (min). L (min) is defined as:

$L (min) = 1,5 * L (m,1)$

in which:

L (min) = minimum embedded length for the pile, to behave as a long pile
 L (m,1) = depth of the first zero point of the bending moments in the pile

10.2. Variables declaration of the estimation by analysis

y (top)	[cm]	displacement of pile head.
y (o)	[cm]	displacements of pile at the ground surface.
M (max,t)	[kgf*cm]	maximum bending moment at the head of the pile
M (max,l)	[kgf*cm]	maximum bending moment in the ground.
l (y,1)	[cm]	depth of the first zero point for the displacement.
l (i,1)	[cm]	depth of the second zero point of the deflexion angle.
l (m,1)	[cm]	depth of the second zero point for the bending moments.
l (m, max)	[cm]	moments depth of the max. bending moment (excluding pile head bending moment).
l / β	[cm]	depth of the virtual fixed point of a pile.
h	[cm]	height of the loading.
T	[kgf]	horizontal force acting on the pile head.
EI	[kgf*cm**2]	pile flexural rigidity.

10.3. Formulae of the estimation by analysis:

$$\beta = \left\{ \frac{Kn * D}{4 * E * I} \right\}^{**0,25}$$

$$y(\text{top}) = \frac{(1 + \beta * h)^{**3} + 2}{12 * EI * \beta^{**3}} * T$$

$$y(o) = \frac{1 + \beta * h}{4 * EI * \beta^{**3}} * T$$

$$M(\text{max},t) = \frac{(1 + \beta * h)}{2 * \beta} * T$$

$$M(\text{max},l) = -h \left\{ \frac{1 + (\beta * h)^{**2}}{2 * \beta * h} \exp(-1 * [\tan \frac{1}{\beta * h}]^{** -1}) * T \right.$$

$$l(y,1) = \frac{1}{\beta} * [\tan \frac{\beta * h + 1}{\beta * h - 1}]^{** -1}$$

$$l(i,1) = \frac{1}{\beta} * [\tan(-\beta * h)]^{** -1}$$

$$l(m,1) = \frac{1}{\beta} * [\tan(\frac{1 - \beta * h}{1 + \beta * h} + \pi)]^{** -1}$$

$$l(m,\text{max}) = \frac{1}{\beta} * [\tan \frac{1}{\beta * h}]^{** -1}$$

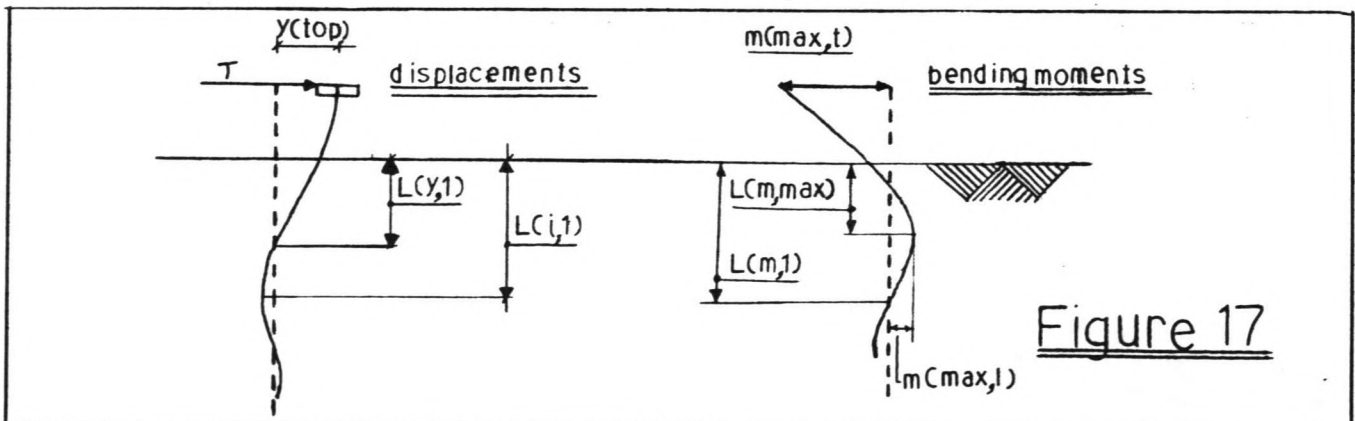


Figure 17

Estimation by analysis

B.2. Horizontal harbour bottom, berthing ship impact

Pile 1:

$\beta = 0,0022$ [cm**⁻¹] y (top) = 6,0133 [cm]
 $h = 1400$ [cm] y (0) = 1,0825 [cm]
 $EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2] M (max,t) = + 4882196,33 [kgf * cm]
 $T = 5240$ [kgf] M (max,i) = - 2806575,8 [kgf * cm]

L (y,i) = + 512 [cm]
 L (i,1) = - 579,8 [cm]
 L (m,1) = + 560 [cm]
 L (M,max) = + 148 [cm]

Pile 2:

$\beta = 0,0022$ [cm**⁻¹] y (top) = 5,7505 [cm]
 $h = 1400$ [cm] y (0) = 1,0352 [cm]
 $EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2] M (max,t) = + 4668833,17 [kgf * cm]
 $T = 5011$ [kgf] M (max,i) = - 2683922,02 [kgf * cm]

L (y,i) = + 512 [cm]
 L (i,1) = - 579,8 [cm]
 L (m,1) = + 560 [cm]
 L (M,max) = + 148 [cm]

Pile 3:

$\beta = 0,0022$ [cm**⁻¹] y (top) = 5,669 [cm]
 $h = 1400$ [cm] y (0) = 1,0205 [cm]
 $EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2] M (max,t) = + 4602681,28 [kgf * cm]
 $T = 5011$ [kgf] M (max,i) = - 2645893,99 [kgf * cm]

L (y,i) = + 512 [cm]
 L (i,1) = - 579,8 [cm]
 L (m,1) = + 560 [cm]
 L (M,max) = + 148 [cm]

Pile 4: (see pile 2)

Pile 5: (see pile 1)

Estimation by analysis

B.2. Inclined harbour bottom, berthing ship impact

Pile 1:

$\beta = 0,0022$ [cm**⁻¹] y (top) = 3,62 [cm]
 $h = 1400$ [cm] y (0) = 0,65 [cm]
 $EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2] M (max,t) = + 2940498,40 [kgf * cm]
 $T = 3156$ [kgf] M (max,i) = - 1690372,70 [kgf * cm]

L (y,i) = + 513 [cm]
 L (i,1) = - 580 [cm]
 L (m,1) = + 560 [cm]
 L (M,max) = + 148 [cm]

Pile 2:

$\beta = 0,0022$ [cm**⁻¹] y (top) = 3,52 [cm]
 $h = 1275$ [cm] y (0) = 0,724 [cm]
 $EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2] M (max,t) = + 3264778,50 [kgf * cm]
 $T = 3756$ [kgf] M (max,i) = - 1797806,11 [kgf * cm]

L (y,i) = + 526 [cm]
 L (i,1) = - 566 [cm]
 L (m,1) = + 562 [cm]
 L (M,max) = + 162 [cm]

Pile 3:

$\beta = 0,0022$ [cm**⁻¹] y (top) = 3,47 [cm]
 $h = 1150$ [cm] y (0) = 0,82 [cm]
 $EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2] M (max,t) = + 3702830,40 [kgf * cm]
 $T = 4590$ [kgf] M (max,i) = - 1939944,60 [kgf * cm]

L (y,i) = + 542 [cm]
 L (i,1) = - 550 [cm]
 L (m,1) = + 565 [cm]
 L (M,max) = + 178 [cm]

Pile 4:

$\beta = 0,0022$ [cm**⁻¹] y (top) = 3,57 [cm]
 $h = 1025$ [cm] y (0) = 0,979 [cm]
 $EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2] M (max,t) = + 4415438,80 [kgf * cm]
 $T = 5933$ [kgf] M (max,i) = - 2182456,53 [kgf * cm]

L (y,i) = + 580 [cm]
 L (i,1) = - 531 [cm]
 L (m,1) = + 567 [cm]
 L (M,max) = + 197 [cm]

B.2. Inclined harbour bottom, berthing ship impact (continuing)

Pile 5 :

$\beta = 0,0022$ [cm** ⁻¹]	y (top) = 3,70 [cm]
$h = 900$ [cm]	y (0) = 1,22 [cm]
$EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2]	M (max,t) = + 5504181,9 [kgf * cm]
$T = 8074$ [kgf]	M (max,i) = - 2540139,70 [kgf * cm]
L (y,i) = + 584 [cm]	
L (i,1) = - 507 [cm]	
L (m,1) = + 570 [cm]	
L (M,max) = + 220 [cm]	

B.3. Inclined harbour bottom, earthquake force

Pile 1:

$\beta = 0,0022$ [cm** ⁻¹]	y (top) = 4,98 [cm]
$h = 1400$ [cm]	y (0) = 0,896 [cm]
$EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2]	M (max,t) = + 4042719,45 [kgf * cm]
$T = 4339$ [kgf]	M (max,i) = - 2323944,74 [kgf * cm]
L (y,i) = + 512 [cm]	
L (i,1) = - 580 [cm]	
L (m,1) = + 560 [cm]	
L (M,max) = + 148 [cm]	

Pile 2:

$\beta = 0,0022$ [cm** ⁻¹]	y (top) = 5,02 [cm]
$h = 1275$ [cm]	y (0) = 1,03 [cm]
$EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2]	M (max,t) = + 4646833,30 [kgf * cm]
$T = 5346$ [kgf]	M (max,i) = - 2558858,22 [kgf * cm]
L (y,i) = + 526 [cm]	
L (i,1) = - 566 [cm]	
L (m,1) = + 562 [cm]	
L (M,max) = + 162 [cm]	

B.3. Inclined harbour bottom, earthquake force(continuing)

Pile 3:

$\beta = 0,0022$ [cm** ⁻¹]	y (top) = 5,07 [cm]
$h = 1150$ [cm]	y (0) = 1,20 [cm]
$EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2]	M (max,t) = + 5398549,21 [kgf * cm]
$T = 6692$ [kgf]	M (max,i) = - 2828346,32 [kgf * cm]
L (y,i) = + 542 [cm]	
L (i,1) = - 551 [cm]	
L (m,1) = + 565 [cm]	
L (M,max) = + 178 [cm]	

Pile 4:

$\beta = 0,0022$ [cm** ⁻¹]	y (top) = 5,13 [cm]
$h = 1025$ [cm]	y (0) = 1,41 [cm]
$EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2]	M (max,t) = + 6343704,49 [kgf * cm]
$T = 8524$ [kgf]	M (max,i) = - 3135556,96 [kgf * cm]
L (y,i) = + 560 [cm]	
L (i,1) = - 531 [cm]	
L (m,1) = + 567 [cm]	
L (M,max) = + 197 [cm]	

Pile 5:

$\beta = 0,0022$ [cm** ⁻¹]	y (top) = 5,22 [cm]
$h = 900$ [cm]	y (0) = 1,67 [cm]
$EI = 4,8433 \cdot 10^{11}$ [kg*cm**2]	M (max,t) = + 7567057,12 [kgf * cm]
$T = 11100$ [kgf]	M (max,i) = - 3492141,51 [kgf * cm]
L (y,i) = + 584 [cm]	
L (i,1) = - 507 [cm]	
L (m,1) = + 570 [cm]	
L (M,max) = + 220 [cm]	

remark: It is clear that the shortest embedded length of 17 m for the first pile is long enough for the pile to behave as a long pile.

$$1,5 * L (m,1) = 1,5 * 5,7 \text{ m} = 8,55 \text{ m}$$

$$\text{embedded length} = 17 \text{ m}$$

8,55 m < 17 m, so O.K.

11. COMPUTER PROGRAM "SPKISO"

11.1. Computer program "SPKISO" introduction

The computer program SPKISO is developed by the Ohbayashi Corporation in 1973. The name SPKISO stands for Steel Pile Kiso [kiso = foundation (in Japanese)]. The computer program considers a three dimensional structure. The computer program is based on the following theories:

- Changs theory
- Displacements method

The computer program is based on the following points:

- the foundation must consist of piles
- the piles may have an inclination in the same face as the horizontal force and vertical force are acting.
- piles can be considered with or with out a free standing length
- the horizontal- , vertical- forces and overturning moment must act in the centre of the structure.
- the soil condition is defined by the "k" value of the soil.
- the computer program can not consideres a distributed force along the pile length.
- the input of the outer forces and overturning moments should be expressed in tons and ton meter.

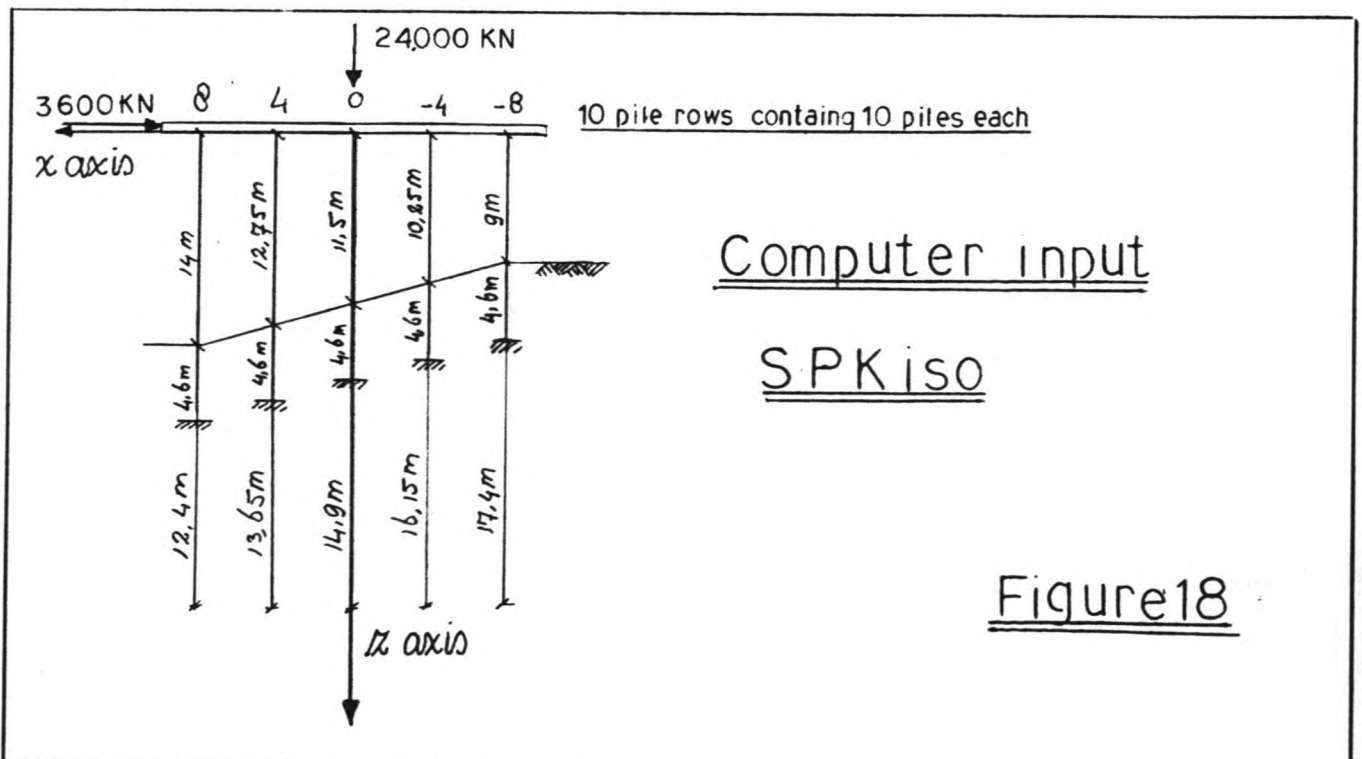
For this case study two computer loadings have been used for the earthquake analysis. This is done, because horizontal seismic force is a cyclic loading, which can act in positive and negative directition.

The names of the two loadings for the two directions are:

- wharf structure, earthquake (negative direction)
- vertical pile foundation (postive direction)

The negative loading is most critical, and will be analysed in this report. A longitudinal direction is not considered for earthquake analysis, because it can easily be seen that this direction is not critical.

A overview of the loading situation is shown below



11.2. Variables declaration computer program "SPKISO"

" S t e e l P i l e K I S O " (kiso = foundation)

developed by: " Ohbayashi Corporation "

np		number of piles
D	mm	diameter
T	mm	thickness
As	cm**2	cross section area
W(m)	kg/m	weight of the pile per meter
Z	cm**3	section modulus
I	cm**4	moment of inertia
EI	Tm**2	bending moment of the pile
GSI	m	horizontal coordinates of the pile row
theta	rad.	inclination of the piles
I head		condition of pile head 0 = fixed for rotation
H	m	length of pile above the sea bottom
L	m	total length of the pile
Kh	kg/cm**3	horizontal subgrade reaction
Es	Kg/cm**2	Kh * D
beta	1/m	1/depth of virtual fixed point
lamda	m	H * beta**(-1)
PSib(BH)		special program function
PSi(BA)		special program function
A	Ton/m	force required per pile for the displacements of 1m
B	Ton	force required per pile for the rotation of 1 radius
C	Ton/m	moment required per pile for the rotation of 1 rad.
omega	Ton/m	spring constant of the pile in axial direction
auu	Ton/m	constant for the displacement equation
auv	Ton/m	constant for the displacement equation
auw	Ton	constant for the displacement equation
avv	Ton/m	constant for the displacement equation
avw	Ton	constant for the displacement equation
aww	Ton/m	constant for the displacement equation
N	Ton	maximum axial force in the pile
Q	Ton	maximum shear force in the pile
M	Ton * m	maximum bending moment of the pile (pile head)
MD	Ton * m	maximum bending moment of the pile in the ground
u	m	horizontal displacement of the centre
v	m	vertical displacements of the centre
w	rad	vertical rotation of the centre

DESIGN OF PILE FOUNDATION
 F.N.ENDTZ 2 CASE-STUDY WARE STRUCTURE, PAB. SQUARE

PILE NO.		1	2	3	4	5
NP		10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
D	(MM)	800.0	800.0	800.0	800.0	800.0
T	(MM)	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0
AS	(CM2)	297.1	297.1	297.1	297.1	297.1
W(M)	(KG/M)	233.	233.	233.	233.	233.
J	(CM4)	230632.	230632.	230632.	230632.	230632.
Z	(CM3)	5766.	5766.	5766.	5766.	5766.
EI	(T*M2)	48433.	48433.	48433.	48433.	48433.
THETA	(DEG)	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0
CSI	(M)	-8.00	-8.00	-8.00	-8.00	-8.00
IHEAD		0	0	0	0	0
H	(M)	9.0	10.3	11.5	12.8	14.0
L	(M)	31.0	31.0	31.0	31.0	31.0

*** THIS IS THE MESSAGE STREAM *** SCROLL ==> HALF

I	(M)	31.0	31.0	31.0	31.0	31.0
K(H)	(KG/CM3)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
E(S)	(KG/CM2)	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0
RETA	(M-1)	0.208	0.208	0.208	0.208	0.208
BH		1.869	2.128	2.388	2.647	2.907
LAMBDA	(M)	13.82	15.07	16.32	17.57	18.82
PSIB(BH)		3.924	3.383	3.003	2.723	2.509
PST(BH)		3.695	3.228	2.893	2.642	2.448
A	(T/M)	203.1	159.5	127.3	103.0	84.4
B	(T)	1403.4	1201.7	1038.1	904.4	794.1
C	(T*M)	13200.4	12267.0	11437.7	10701.0	10045.3
Q	(T/M)	20124.	20124.	20124.	20124.	20124.
AUU	(T/M)	203.	160.	127.	103.	84.
AUV	(T/M)	0.	0.	0.	0.	0.
AUW	(T)	-1403.	-1202.	-1038.	-904.	-794.
AVV	(T/M)	20124.	20124.	20124.	20124.	20124.
AVW	(T)	-160992.	-80496.	0.	80496.	160992.
AWW	(T/M)	1301137.	334251.	11438.	332685.	1297982.

*** THIS IS THE MESSAGE STREAM *** SCROLL ==> HALF

A(T)	(M)	-35.18	-31.18	-27.18	-23.18	-19.18
N	(T)	62.13	55.06	48.00	40.94	33.87
Q	(T)	-10.82	-8.48	-6.76	-5.47	-4.48
M	(T*M)	-74.41	-63.63	-54.89	-47.76	-41.80
MD	(T*M)	34.03	31.20	28.58	26.17	23.79
SIGMA	(KG/CM2)	1500.	1289.	1114.	966.	840.
SIGMAD	(KG/CM2)	799.	727.	657.	592.	530.
A(H) * L	(KG)	72292.	72292.	72292.	72292.	72292.

TOTAL WEIGHT= 361458. (KG)

EQUATION

$$6773. *U + 0. *V + -53418. *W = -360.0 (HO)$$

$$0. *U + 1006201. *V + 1. *W = 2400.0 (VO)$$

*** THIS IS THE MESSAGE STREAM *** SCROLL ==> HALF

$$-53418. *U + 1. *V + 32774912. *W = 0.0 (MO)$$

SOLUTION

U= -0.053845 (M)
 V= 0.002385 (M)
 W= -0.000088 (RAD)

KAITEN CHUUSIN NO ZAHYO

X=-V/W= 27.180 (M)
 Y= U/W= 613.561 (M)

*** THIS IS THE MESSAGE STREAM *** SCROLL ==> HALF

** KEKKA NO OUTPUT **
 * SUBETE OUTPUT ---1
 * ICHIBU OUTPUT ---2
 * HENKOU OR STOP ---3

DESIGN OF PILE FOUNDATION
 F.N.ENDTZ 2 CASE STUDY VERTICAL PILE FOUNDATION

FILE NO.		1	2	3	4	5
NP		10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
D	(MM)	800.0	800.0	800.0	800.0	800.0
F	(MM)	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0
AS	(CM2)	297.1	297.1	297.1	297.1	297.1
W(M)	(KG/M)	233.	233.	233.	233.	233.
I	(CM4)	230632.	230632.	230632.	230632.	230632.
Z	(CM3)	5766.	5766.	5766.	5766.	5766.
EI	(T*M2)	48433.	48433.	48433.	48433.	48433.
THETA	(DEG)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
GSI	(M)	-8.00	-4.00	0.0	4.00	8.00
IHEAD		0	0	0	0	0
H	(M)	9.0	10.3	11.5	12.8	14.0
	(M)	31.0	31.0	31.0	31.0	31.0

*** THIS IS THE MESSAGE STREAM ***

		1	2	3	4	5	6	7
L	(M)	31.0	31.0	31.0	31.0	31.0	31.0	31.0
K(H)	(KG/CM3)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
E(S)	(KG/CM2)	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0
BETA	(M-1)	0.208	0.208	0.208	0.208	0.208	0.208	0.208
BH		1.849	2.128	2.398	2.647	2.907	3.166	3.425
LAMDA	(M)	13.82	15.07	16.32	17.57	18.82	20.07	21.32
PSIB(BH)		3.924	3.383	3.003	2.723	2.509	2.345	2.231
PSI(BH)		3.695	3.228	2.893	2.642	2.448	2.304	2.214
A	(T/M)	203.1	159.5	127.3	103.0	84.4	71.1	61.7
B	(T)	1403.4	1201.7	1038.1	904.4	794.1	707.1	638.1
C	(T/M)	13200.4	12267.0	11437.7	10701.0	10045.3	9454.6	8910.0
OMEGA	(T/M)	20124.	20124.	20124.	20124.	20124.	20124.	20124.
AUV	(T/M)	203.	160.	127.	103.	84.	71.	62.
AUV	(T/M)	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
AUV	(T)	-1403.	-1202.	-1038.	-904.	-794.	-707.	-638.
AVV	(T/M)	20124.	20124.	20124.	20124.	20124.	20124.	20124.
AVW	(T)	-160992.	-80496.	0.	80496.	160992.	241488.	321984.
AVW	(T/M)	1301137.	334251.	11438.	332685.	127982.	365946.	1037757.
AVZ	(M)	19.18	23.18	27.18	31.18	35.18	39.18	43.18
N	(T)	33.87	40.94	48.00	55.06	62.13	69.19	76.26
R	(T)	10.82	8.48	6.76	5.47	4.48	3.71	3.07
n	(T*M)	74.41	63.63	54.89	47.76	41.88	37.11	33.21
ND	(T*M)	-34.03	-31.20	-28.58	-26.17	-23.99	-22.04	-20.33
SIGMA	(KG/CM2)	1405.	1241.	1114.	1014.	935.	866.	807.
SIGMAD	(KG/CM2)	704.	679.	657.	639.	625.	612.	600.

*** THIS IS THE MESSAGE STREAM ***

		1	2	3	4	5	6	7
SIGMAD	(KG/CM2)	704.	679.	657.	639.	625.	612.	600.
W(H) * L	(KG)	72292.	72292.	72292.	72292.	72292.	72292.	72292.

TOTAL WEIGHT= 361458. (KG)

EQUATION

$$\begin{aligned}
 6773. *U + 0. *V + -53418. *W &= 360.0 (HO) \\
 0. *U + 1006201. *V + 1. *W &= 2400.0 (VO) \\
 -53418. *U + 1. *V + 32774912. *W &= 0.0 (MO)
 \end{aligned}$$

SOLUTION

U= 0.053845 (M)
 V= 0.002385 (M)
 W= 0.000088 (RAD)

KAITEN CHUUSIN NO ZAHYO

X=-V/W= -27.180 (M)
 Y= U/W= 613.561 (M)

*** THIS IS THE MESSAGE STREAM ***

SCROLL ==> HALF

12. REMARKS ON THE USED METHODS

A. The handcalculation:

- Calculates the horizontal forces on the pile head, by considering the horizontal stiffness coefficient of the pile and the displacements of the pile head due to translation and rotation.
- Assumes that the pile has a virtual fixed point in the ground at a depth of $1/\beta$ below the sea bed level.
- Assumes that the vertical load will be distributed equally over all the piles.
- Calculates the vertical forces of a pile, considering the own weight + surcharge and the inner bending moments of the beam of the structure.
- Assumes that a pile head moment is defined by: $M_{ph} = 1/2 * F_{ph} * L$

B. The Estimation by analysis (developed by Port and Harbour Institute):

- Considers only one single pile supporting a lateral force.
- Assumes a relation between between subsoil and displacements of the pile by: $p = kc * y^{*0,5}$ (see page).
- Assumes that the pile will act as a long pile.
- Assumes the pile head as fixed for rotation.
- Uses the lateral force derived from the hand calculation as input for the methode

C. The computer program SPKISO:

- Considers a three dimensional structure, with a central acting horizontal-, vertical load and overturning moment.
- Is based on Changs methode, and developed by the Ohbayashi Corporation.
- Gives values for the following characters:
 - a. max. pile head moment.
 - b. max. pile moment in the soil.
 - c. horz. force on the pile head.
 - d. vert. force on pile head.
 - e. max. pos. and neg. stresses.
 - f. translation and rotation of centre.

12.1. Comparison of the results of the different methods for earthquake load

The earthquake loading results in the maximum stresses and is considered in three ways. Although the stresses do not reach the level of the ultimate stresses, it will be interesting to compare the results and try to explain the differences. The results of the following methods will be compared:

- A. handcalculation.
- B. estimation by analysis, developed the Port and Harbour Research Institute
- C. computer program SPKISO.

The comparison will be made for the following subjects:

- 1. pile head moments.
- 2. horizontal pile head displacements.
- 3. horizontal force acting on the pile head.
- 4. vertical force acting on the pile head.

1. pile head moments [KN * m]

nr	absolute moments			normalised moments					
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	403,5	404,2	418,8	0,9635	0,9650	1	0,9983	1	1,0363
2	463,8	464,6	477,6	0,9711	0,9728	1	0,9983	1	1,0280
3	538,7	539,8	548,9	0,9810	0,9834	1	0,9980	1	1,0169
4	632,9	634,3	636,3	0,9947	0,9969	1	0,9978	1	1,0031
5	754,8	756,7	744,1	1,0144	1,0169	1	0,9975	1	0,9834

- table 16 -

2. Horizontal pile head displacements [mm]

nr	absolute displacements			normalised displacements					
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	48	49,8	53,8	0,8922	0,9357	1	0,9639	1	1,0803
2	48	50,2	53,8	0,8922	0,9331	1	0,0562	1	1,0717
3	48	50,6	53,8	0,8922	0,9405	1	0,9486	1	1,0632
4	48	51,3	53,8	0,8922	0,9535	1	0,9357	1	1,0487
5	48	52,2	53,8	0,8922	0,9703	1	0,9195	1	1,0307

- table 17 -

3. Horizontal force acting on the pile head. [KN]

nr	absolute forces			normalised forces		
	A	B	C	A	B	C
1	43,39	43,39	44,8	0,9685	0,9685	1
2	53,46	53,46	54,7	0,9773	0,9773	1
3	66,92	66,92	67,6	0,9899	0,9899	1
4	85,24	85,24	84,8	1,0052	1,0052	1
5	111,0	111,0	108,2	1,0268	1,0268	1

- table 18 -

4. Vertical force acting on the pile head [KN]

A1 = handcalculation considering overturning
 A2 = handcalculation considering bending moments

nr	abs. forces		norm. forces		abs. forces		norm. forces	
	A1	C	A1	C	A2	C	A2	C
1	301,0	338,7	0,8353	1	341,0	338,7	1,0068	1
2	497,1	409,4	1,2276	1	410,2	409,4	1,0021	1
3	450,4	480,0	0,9384	1	480,0	480,0	1,0000	1
4	366,0	550,6	0,6647	1	549,8	550,6	0,9985	1
5	785,6	621,3	1,2644	1	619,0	621,3	0,9963	1

- table 19 -

12.2.Explanation of the differences

- A. = handcalculation
- B. = estimation by analysis, developed by Port and Harbour Research Institute
- C. = computer program SPKISO

Pile head moments: A - B

Those moments should be completely equal, because they are calculated in the same way.

$$\begin{array}{l} \text{A: } M_{ph} = T * ht \\ M_{ph} = M(\max, t) \\ ht = (h + 1/\beta) \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{A: } M_{ph} = T * ht \\ M_{ph} = M(\max, t) \\ ht = (h + 1/\beta) \end{array}} \right\} M(\max, t) = T * \frac{(h + 1/\beta)}{2}$$

$$\text{B: } M(\max, t) = T * \frac{(1 + \beta * h)}{2 * \beta} = T * \frac{(h + 1/\beta)}{2}$$

Pile head moments: B - C

The pile head moments in the computer program are larger in the first 4 piles than those of other methods. A direct reason can not be given, because the inner of the computerprogram is confidential. The differences (maximum 3,5 %) are so small that the both results are satisfied.

Displacements: A - B

To explaine these results the following horizontal stiffnesses will be compared.

$$K(B) = \frac{12 * EI * \beta^{**3}}{(1 + \beta * h)^{**3} + 2} = \frac{12 * EI}{[(1/\beta) + h]^{**3} + 2/\beta^{**3}}$$

$$K(B) = \frac{12 * EI}{[(1/\beta) + h]^{**3} + 2/\beta^{**3}}$$

$$K(A) = \frac{12 * EI}{[(1/\beta) + h]^{**3}}$$

The displacements calculated with "B" are in general larger than calculated with "A", and the difference is increasing with decreasing "h".

explanation: The estimation by analysis considers each pile apart, so there is not 1 displacement found due to translation of the superstructure.

Because of the factor $2/\beta^3$ in the stiffness coefficient of the estimation by analysis, the pile are less stiff, and it is logical that the displacements will be larger. So also that the mean displacement of "B" is larger than "A".

Displacements: C - (A & B)

The displacements calculated with the computer program are in general larger. The difference is about 10 %, which is rather acceptable. A reason could be found in the fact that the computer program is considering more characters, which may cause more displacements. But the inner of the computer program is confidential, so an air-tight argument can not be given.

Horizontal force acting on the pile head: A - B

Those values are exactly the same, because the results of "A" has been used as input for "B".

Horizontal force acting on the pile head: C - (A & B)

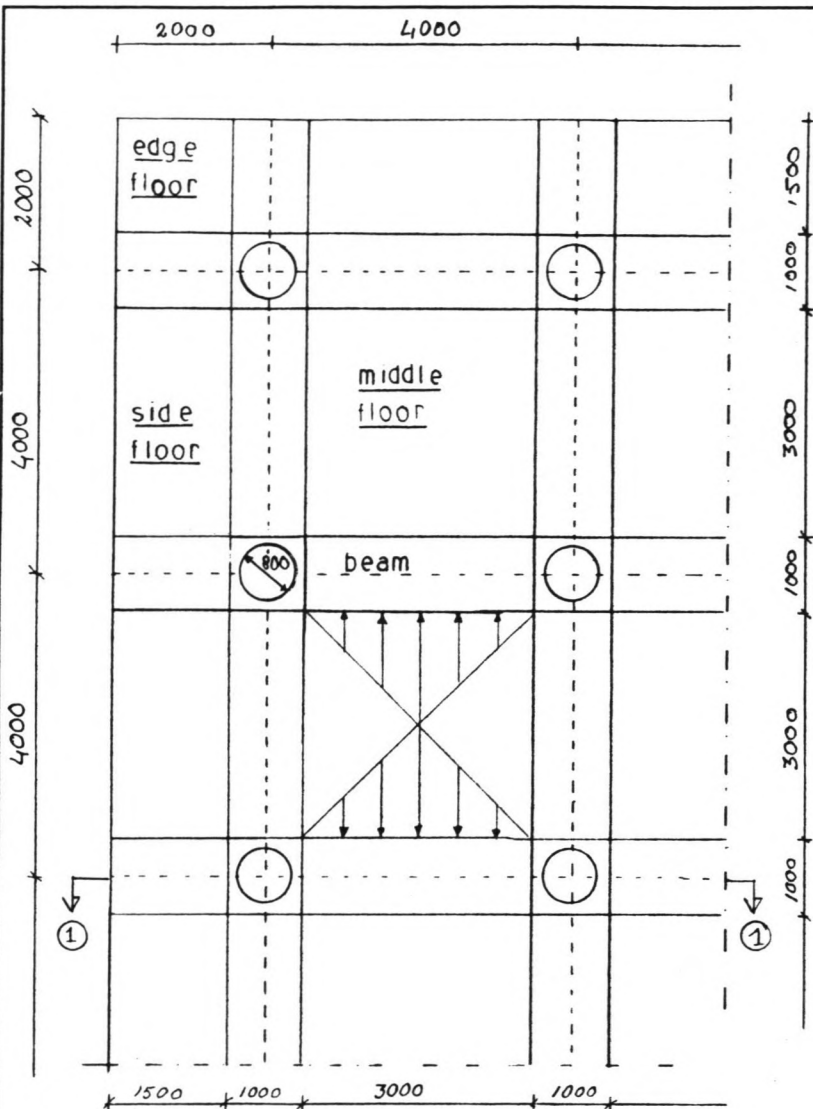
The horizontal reactions for the first three piles are larger in "C" than those in "A" & "B". A reason can not be given, but the differences are about 3,5 % and neglectable.

Vertical pile force reactions: A - C

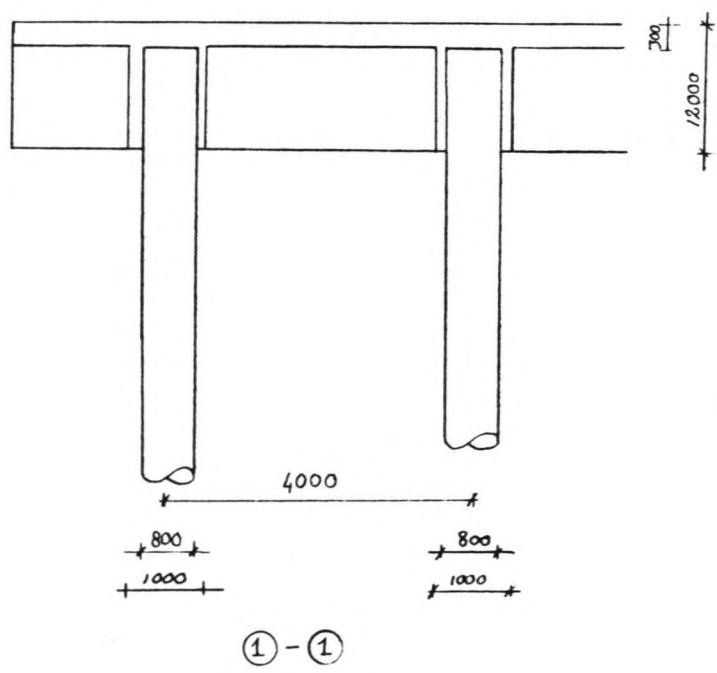
The estimation gives no vertical pile force reaction, because there is no vertical input load. The vertical pile reaction in the hand calculation has been calculated in two ways. The comparison will happen aswell seperatly.

(A1 - C): Those results can be called poor. A reason could be found in the estimation of the distribution of the pile head moments into the beam of the superstructure. Even with a correction of factor of 1,2 the results are still poor.

(A2 - C): Those results are very good to exelent, the difference is less than 1 %, which probably means that the computer program calculates its vertical pile reaction due to self weight + surcharge and overturning.



Design of
details



sizes [mm]

Figure 19

13. DESIGN OF DETAILS

13.1. Design of details introduction

The details will be evaluated for flexure at both, serviceability and ultimate limit states. For calculation of the ultimate limit state, a load factor of 1,7 will be used. For the serviceability limit state a crack width of 0,1 mm has been taken as a limit. For the ultimate limit state and the serviceability limit state can be referred respectively to:

- Code of practice for the structural use of concrete Part 2, nov. 1972
- The handbook on B S 5337, 1976.

For the concrete and steel the following qualities will be used:

- concrete quality: $f_{cu} = 25 \text{ N/mm}^2$
- steel quality : $F_{sy} = 410 \text{ N/mm}^2$

For the design of the details, two loadings will be considered:

- a. ordinary loading / berthing load
- b. earthquake loading

Considering the overview of the structure on the last page, it is seen that the structure is built up of two sorts of elements:

- a. floors
- b. beams

In the calculations for the design of the details the following characters will be used:

- M (uls) = bending moment in ultimate limit state ($j = 1,7$) [KNm]
- M/bh^2 = calculation value [KN/m^2]
- w_o = reinforcement ratio [%]
- A req = required steel area [mm^2]
- M (sls) = bending moment in serviceability limit state [KNm]
- A used = used steel area [mm^2]
- c = cover on the reinforcing bar [mm]
- * = the reinforcement ratio is lower then the minimum ratio (= 0,15)
- ϕ = reinforcing bar diameter
- q = load intensity [KN/m^2]
- ht = height of member [mm]

remark: In a discussion hour it was decided that live load and surcharge are actually the same. Therefore the design of details will be carried only considering the surcharge. The surcharge is:

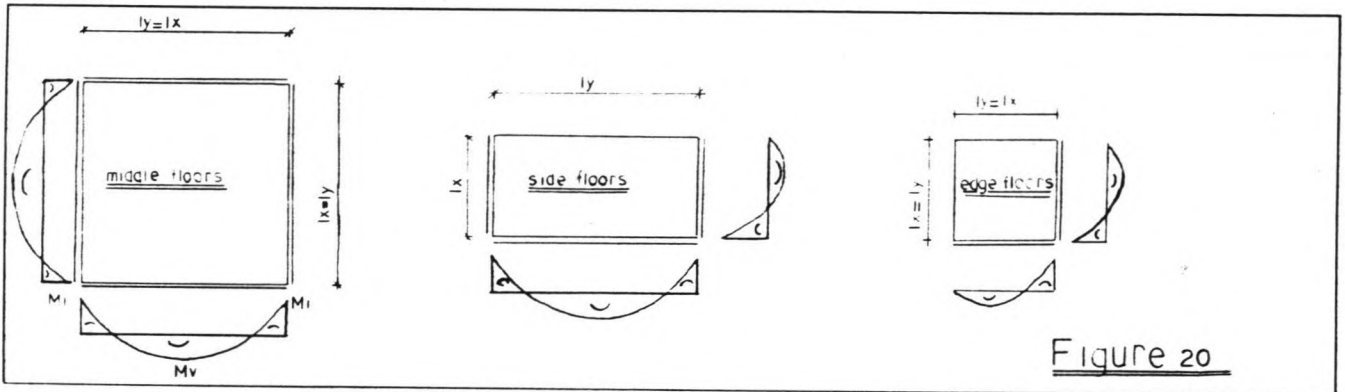
- ordinary situation : 15 KN/m**2
- earthquake situation: 10 KN/m**2

13.2.Floors introduction (flexure)

The ordinary situation is the most critical for floors, because the surcharge in ordinary state is the highest. The floor will be estimated as 0,3 m thick. It is assumed that the floor behaves as fixed on four sides. The equal distributed loading in ordinary situation consist of:

- Own weight: 0,3 m * 24 KN/m**3 = 7,2 KN/m**2
- Surcharge : 15 KN/m**2

The uniformly distributed load $q = 22,2 \text{ KN/m**2}$



13.2.a.The middle floors fixed on four sides

$$\begin{aligned}
 l_x &= 3,0 \text{ m} & M_{vx} &= M_{vy} = 0,018 * q * l_x**2 = \\
 l_y &= 3,0 \text{ m} & M_{ix} &= M_{iy} = 0,052 * q * l_x**2 =
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q \text{ (s.l.s.)} &= 22,2 \text{ KN/mm**2} & h_t &= 300 \text{ mm} \\
 q \text{ (u.l.s.)} &= 37,74 \text{ KN/mm**2} & h &= 240 \text{ mm} \quad c = 50\text{mm}
 \end{aligned}$$

	M(uls)	M/bh**2	wo	A req. I	M (sls)	A req. II	used bars
v	8,11	106,0	0,03 *	360	3,59	754	12 - 150
i	17,32	300,3	0,09 *	360	17,32	754	12 - 150

- table 20 -

13.2.b. The side floors fixed on three sides (flexure).

The side floor will behave as a floor fixed on three sides.

$$\begin{aligned}
 l_x &= 1,5 \text{ m} & M_{vx} &= 0,059 * q * l_x^{**2} = \\
 l_y &= 3,0 \text{ m} & M_{vy} &= 0,014 * q * l_x^{**2} = \\
 & & M_{ix} &= 0,114 * q * l_x^{**2} = \\
 & & M_{iy} &= 0,076 * q * l_x^{**2} =
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q \text{ (s.l.s.)} &= 22,2 \text{ KN/mm}^{**2} & ht &= 300 \text{ mm} \\
 q \text{ (u.l.s.)} &= 37,74 \text{ KN/mm}^{**2} & h &= 240 \text{ mm} & c &= 50\text{mm}
 \end{aligned}$$

	M(uls)	M/bh**2	w _o	A req. I	M (sls)	A req. II	used bars
vx	5,00	67,93	0,02 *	360	2,95	754	12 - 150
vy	1,19	67,93	0,01 *	360	0,70	754	12 - 150
ix	9,68	67,93	0,03 *	360	5,69	754	12 - 150
iy	6,45	192,47	0,02 *	360	3,80	754	12 - 150

- table 21 -

The bending moments of the three side fixed floor are smaller than those of the four side floor, therefore the same reinforcing bars in the three side fixed floors will be used as in the four side fixed floors.

13.2.c. The edge floors fixed on two sides (flexure).

The edge floors can be estimated as fixed on two sides. This results in the following moments.

$$\begin{aligned}
 l_x &= 1,5 \text{ m} & M_{vy} = M_{vx} &= 0,025 * q * l_x^{**2} = 1,25 \text{ KNm} \\
 l_y &= 1,5 \text{ m} & M_{iy} = M_{ix} &= 0,068 * q * l_x^{**2} = 3,40 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Those moments are aswell smaller than those of the four side fixed floors. The same bars as used in the four side fixed floors will be used in the edge floors fixed on two sides.

13.3. Beam introduction (flexure).

The beam is called the pile head connecting and floor supporting beam.

The beam sizes are: ht = 1200 mm
b = 1000 mm
lx = 4000 mm

The middle span and support moments for the beam will be estimated at:

$$M = (1/10) * q * l^{**2}$$

The edge support moment will be calculated at:

$$M = (1/8) * q * l^{**2}$$

The bending moments due to self weight and surcharge must be added to the moments from the pile head, which will be distributed into the beam.

A proposal for this distribution is given on page 23.

13.3.a Beam berthing load (flexure).

- surcharge	_____	= 15	KN/m**2
- self weight floors 0,3 m * 24 KN/m**3		= 7,2	KN/m**2 +
			<u>22,2</u> KN/m**2

- q1: 4 m * 22,2 KN/m**2 = 88,8 KN/m`

- q2: 1 m * 22,2 KN/m**2 = 22,2 KN/m`

- rest height of the beam: 0,9 m

- self weight beam: 0,9 m * 1 m * 24 KN/m**3 = 21,6 KN/m`

For the berthing load on the beam it can be derived that the maximum moments are:

maximum span moment = 227 KN m

maximum support moment = 739 KN m

An overview of the loading situation on the beam and the composing of the bending moment line is shown at the next page.

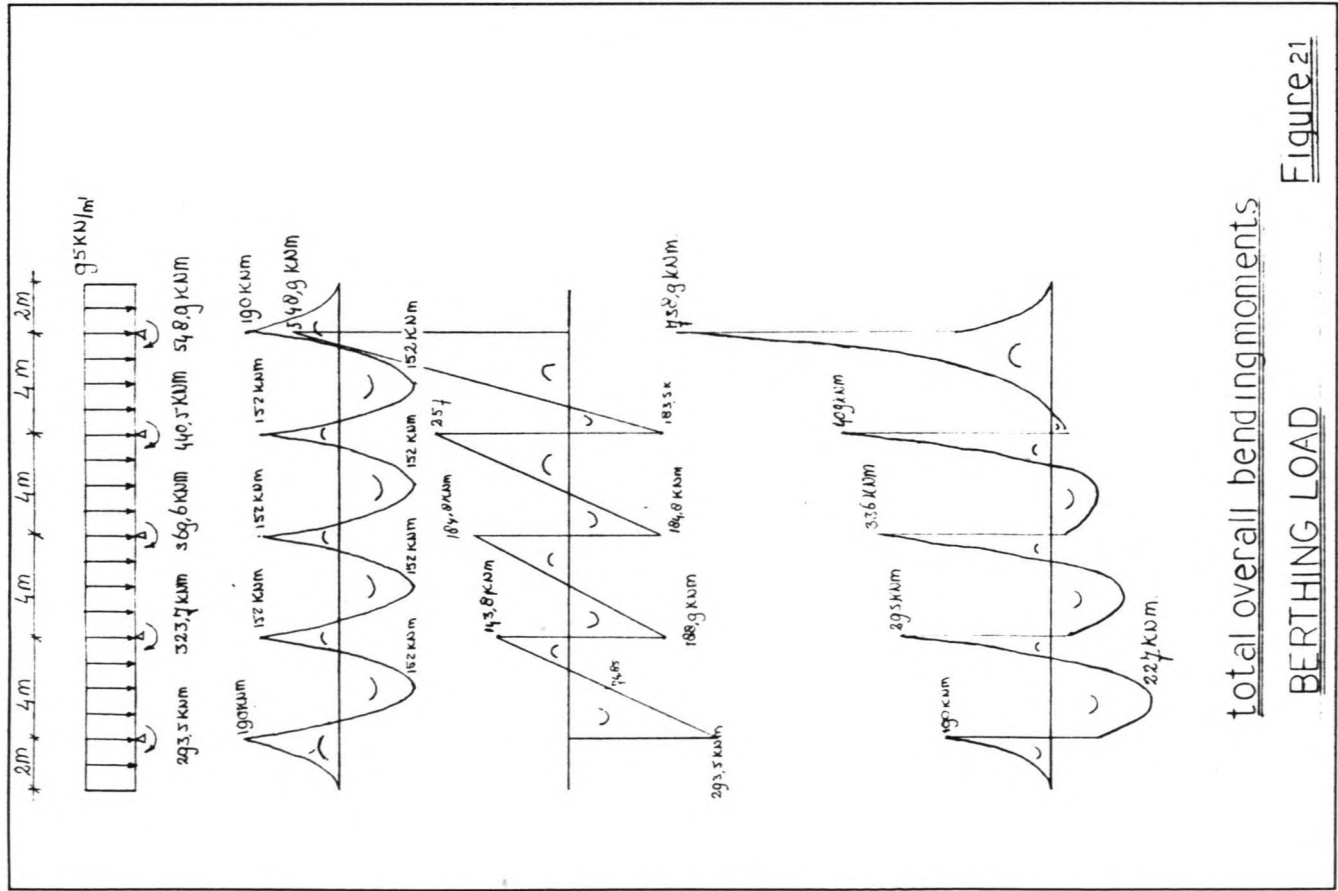


Figure 21

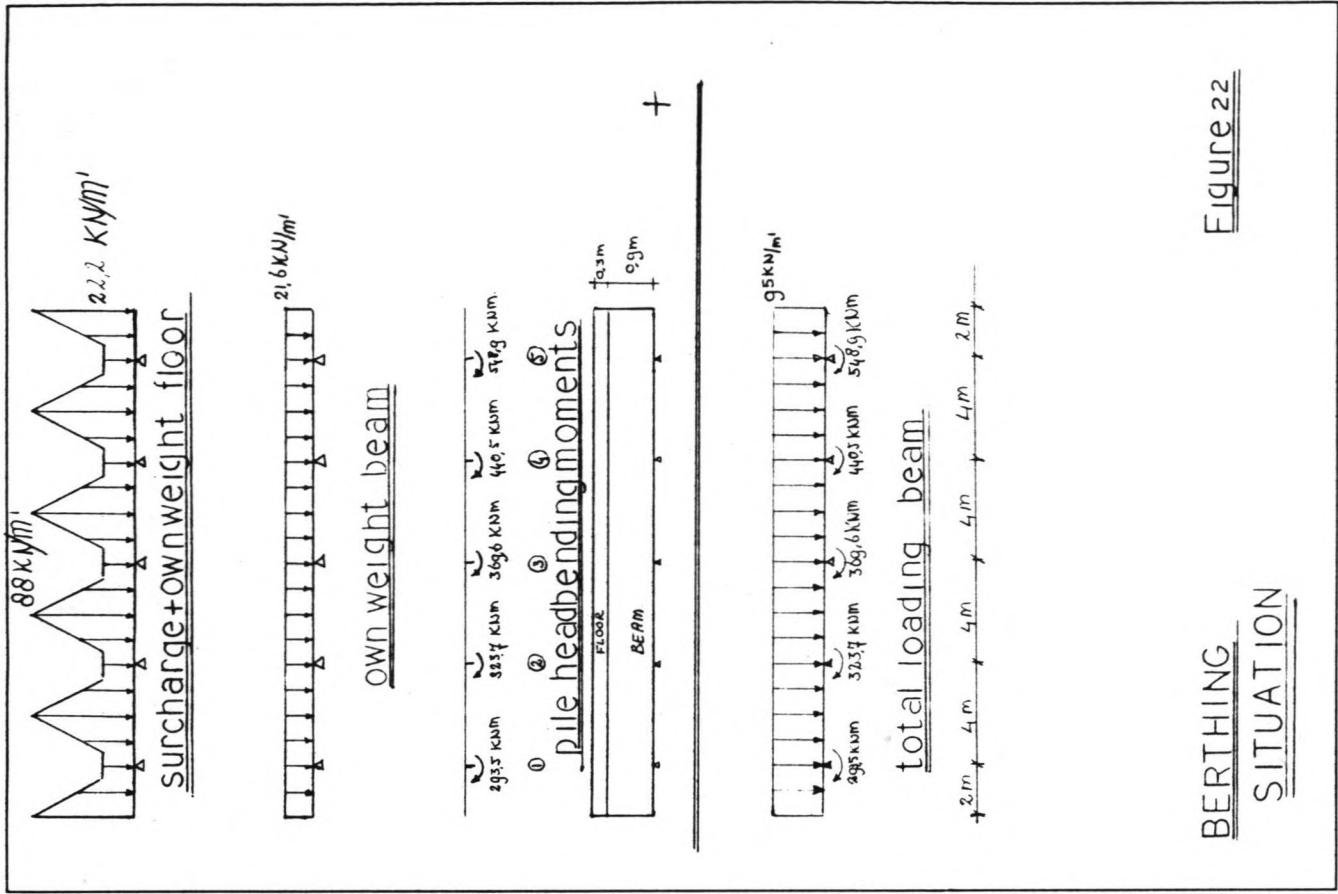


Figure 22

13.3.a. Beam Earthquake load (flexure).

In the earthquake situation the load on the beam is built up by:

- own weight of the floor = 7,2 KN/m**2
- surcharge at earthquakes = 10 KN/m**2
- own weight of the beam = 21,6 KN/m

The load on the beam can be estimated as shown in the figures on the last page. The estimated uniformly distributed load q will be: $q = 78 \text{ KN/m}$
The total bending moment can be derived by adding the bending moment line due to the self weight and surcharge to that due to pile head bending moments of the beam. The results are shown in the figure of the last page. From the figure of the last page the moments can be derived for the following table

For the earthquake load on the beam, the maximum bending moments can be calculated at:

- maximum span moment = 248 KN m
- maximum support moment = 911 KN m

The composing of those moments and the loading situation is shown on the next page

conclusion: Comparing the bending moments in berthing situation and in earthquake situation, then can be seen that the earthquake situation is critical. Therefore the required amount of reinforcing steel will be calculated for earthquake situation.

	M (uls)	M/bh**2	wo	A req. I	M (sls)	A used I	used bars
v	402,8	332,4	0,09*	1687,5	247,5	1800	20 - 175
i	1549,4	1223,0	0,33	3712,5	910,8	3910	25 - 175

- table 22 -

Note: The "used bars" shown in the table above, have not yet been examined at serviceability limitstate. This because tables or graphs, which show beams with a height of 1200 mm are not fore hand. The serviceability limitstate will be examined in the next chapter, by considering the crack width according to the formulae shown in "Handbook on B.S. 5337, 1976".

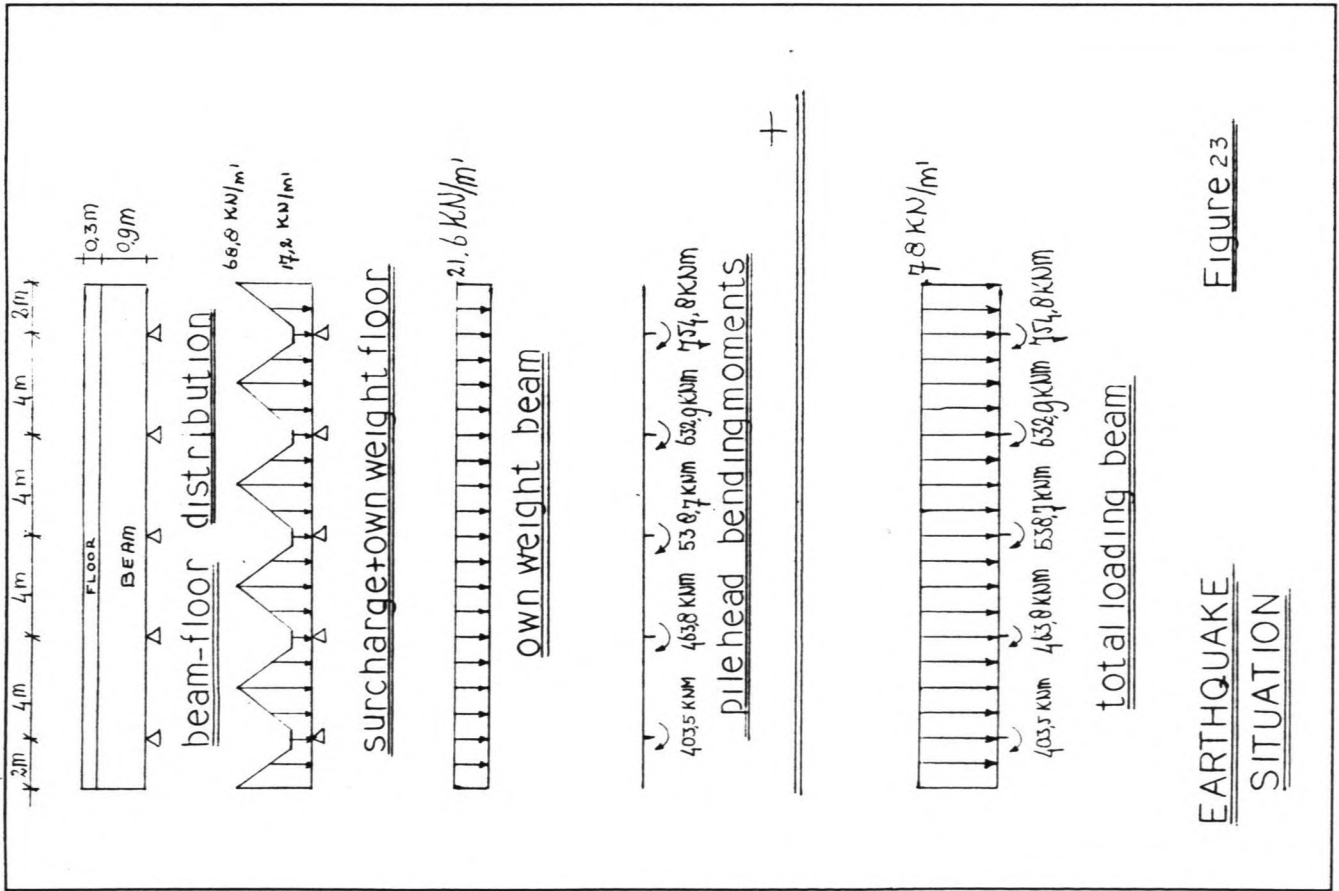
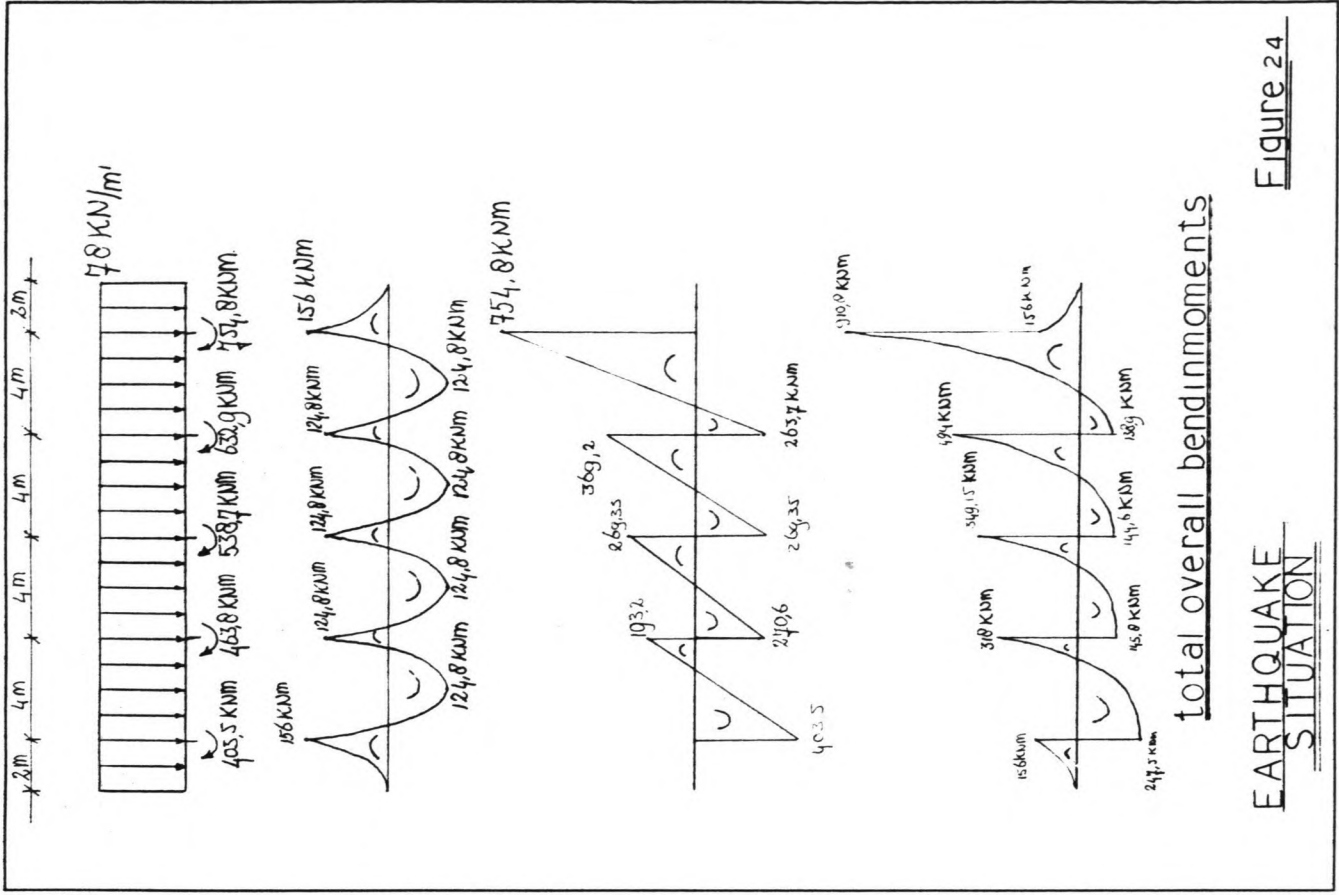


Figure 23

EARTHQUAKE SITUATION



total overall bending moments

EARTHQUAKE SITUATION

Figure 24

13.3.c.1. Beam crack width control support moments.

At first the strain in the beam section has to be obtained.

$$\begin{aligned} N_c &= (1/2) * x * b * \epsilon_c * E_c & z &= h - 1/3 * x \\ N_a &= \epsilon_s * E_s * A_a & \epsilon_s &= \epsilon_c * (h - x) / x \\ M &= z * N_a & M &= 911 \text{ KNm} \\ N_a &= N_c \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A(\text{steel}) &= 3910 \text{ mm}^2 & b &= 1000 \text{ mm} \\ E_s &= 2,10 * 10^5 \text{ N/mm}^2 & h_t &= 1200 \text{ mm} \\ E_c &= 0,25 * 10^5 \text{ N/mm}^2 & h &= 1125 \text{ mm} \end{aligned}$$

This results in two equations expressed in the two unknown characters ϵ and x :

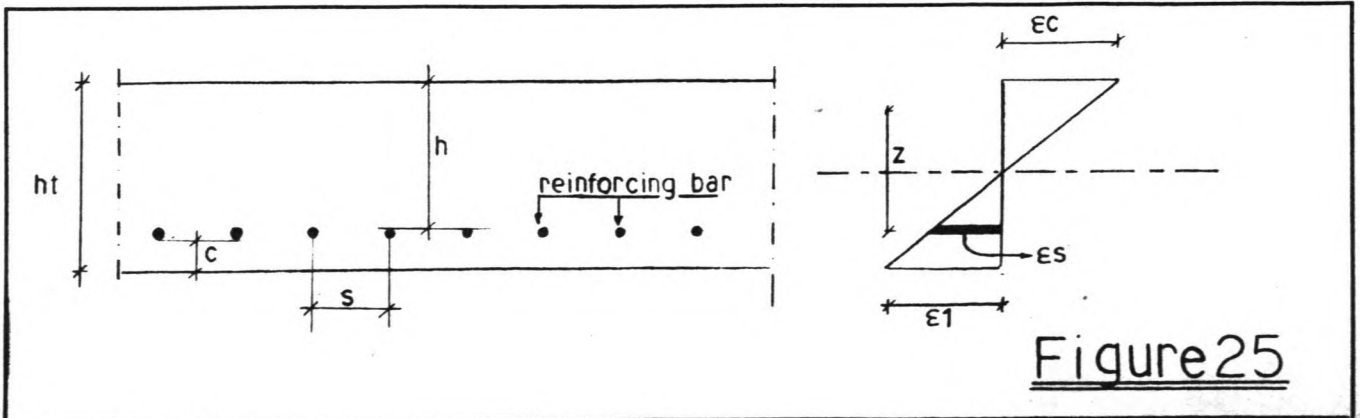
$$\epsilon_c = M * \frac{1}{[h - (1/3) * x]} * \frac{1}{A_a} * \frac{x}{(h - x)} * \frac{1}{E_s}$$

$$A_a * \frac{h - x}{x} * \epsilon_c * E_s - x * b * (1/2) * \epsilon_c * E_c = 0$$

Those formulae result in the following values of the characters:

$$\begin{aligned} x &= 261 \text{ mm} & h_t &= 1200 \text{ mm} & A_s &= 3910 \text{ mm}^2 \\ \epsilon_c &= 0,0002595 & \sigma_c &= 7,24 \text{ N/mm}^2 & c &= 62,5 \text{ mm} & a_{cr} &= 97,62 \text{ mm} \\ \epsilon_s &= 0,0008342 & \sigma_s &= 222,98 \text{ N/mm}^2 & h &= 1125 & a_a &= 85,13 \text{ mm} \\ M &= 911 \text{ KN m} & b &= 1000 \text{ mm} & S &= 175 \end{aligned}$$

The actual crack width control will happen in accordance with the method discribed in "The handbook on B S 5337, 1976".



13.3.c.1. Beam crack width control support moments (continuing)

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_{st}}{E(st)} * \frac{ht - x}{h - x}$$

$$\epsilon_m = \epsilon_1 - \frac{0,7 * ht}{\rho * \sigma_{st} * h} * 10^{**}(-3)$$

$$\rho = A(\text{steel})/b * ht$$

The crack width "w" is now defined by the following formula:

$$w = \frac{4,5 * a_{cr} * \epsilon_m}{1 + 1,25 * [(a_{cr} - c)/(ht - x)]}$$

Note: It should be remarked that the crack width calculated with the above given formula can be negative. This means the exceedence of the applicable limits of the above formulae. However, it is clear that the beam with the rebars satisfying the crack requirement, satisfy the serviceability limit state.

The crack width exam, for the beam support moment will be shown below:

A steel [mm**2]	x [mm]	S [mm]
h [mm]	σ_c [N/mm**2]	a a [mm]
b [mm]	σ_s [N/mm**2]	w [mm]
M [KN m]	c [mm]	

bars	A steel	ht	b	M	x	ϵ_c
25-175	3910	1200	1000	911	241	0,0002894

ϵ_s	σ_c	σ_s	c	S	h
0,0010618	7,24	222,98	62,5	175	1125

a a	a cr	ϵ_1	ρ	ϵ_m	w
107,52	97,62	0,0012	0,0033	0,0002	0,0563

- table 23 -

13.3.c.1. Beam crack width control support moments (continuing)

Increased steel area for support moment

bars	A steel	ht	b	M	x	ϵ_c
32-175	4800	1200	1000	911	259	0,0002715

ϵ_s	σ_c	σ_s	c	S	h
0,0009070	6,785	190,67	59	175	1125

a a	a cr	ϵ_l	ρ	ϵ_m	w
115	99,24	0,0010	0,0038	$-4,4 * 10^{*-5}$	- 0,0186

- table 24 -

conclusion: The bars 32-175 for the support moment of the beam are satisfying the crack width control and so the serviceability limit state.

13.3.c.2. Beam crack width control span moments.

bars	A steel	ht	b	M	x	ϵ_c
20-175	1800	1200	1000	248	170	0,0001093

ϵ_s	σ_c	σ_s	c	S	h
0,000614	2,7325	128,96	85	175	1125

a a	a cr	ϵ_l	ρ	ϵ_m	w
129	119,16	0,0007	0,0015	- 0,0032	- 1,647

- table 25 -

conclusion: The bars 20-175 for the span moment of the beam are satisfying the crack width control and so the serviceability limit state.

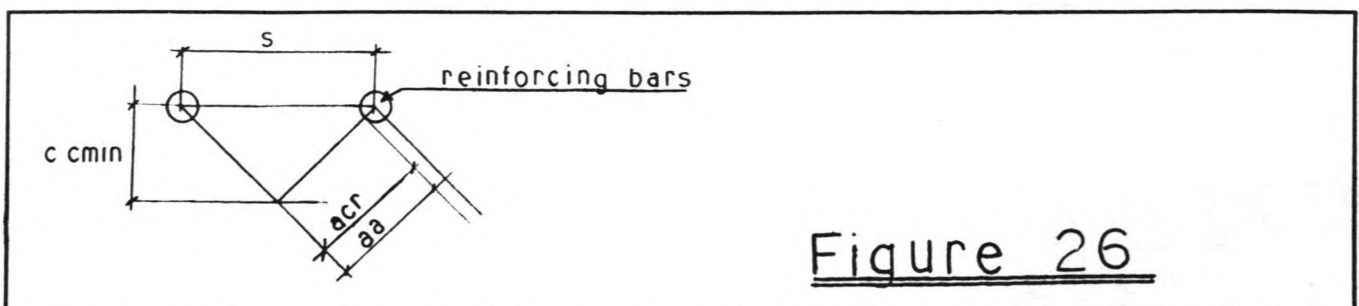


Figure 26

13.4. Shear force check

13.4.a. Shear force check of the floor

The floor will be considered per meter width. The maximum shear force in the floor is built up by only own weight + surcharge. The maximum shear force in the floor in serviceability limit state is $(1/2) * q * l^2$:

$$q = 22 \text{ KN/m}^2$$
$$l = 3 \text{ m}$$

Serviceability limit state: Q (shear max) = 33,33 KN ($\gamma = 1,0$)

Ultimate limit state : Q (shear max) = 56,66 KN ($\gamma = 1,7$)

The maximum shear force $Q_c(\text{max})$ supported by concrete:

$$A (\text{floor}) = 3 * 10^5 \text{ mm}^2$$
$$\sigma = 0,5 \text{ N/mm}^2 \quad Q_c(\text{max}) = 150 \text{ KN}$$

conclusion: This means that the floor requires no stirrup bars for transporting the shear force.

13.4.b. Shear force check beam

The maximum shear force in a beam Q (shear max) is caused by the total axial reaction force of a pile. The maximum pile force reaction occurs in the berthing situation. For a beam the following maximum shearforce can be derived:

Serviceability limit state: Q (shear max) = 1113,6 KN ($\gamma = 1,0$)

Ultimate limit state : Q (shear max) = 1893,1 KN ($\gamma = 1,7$)

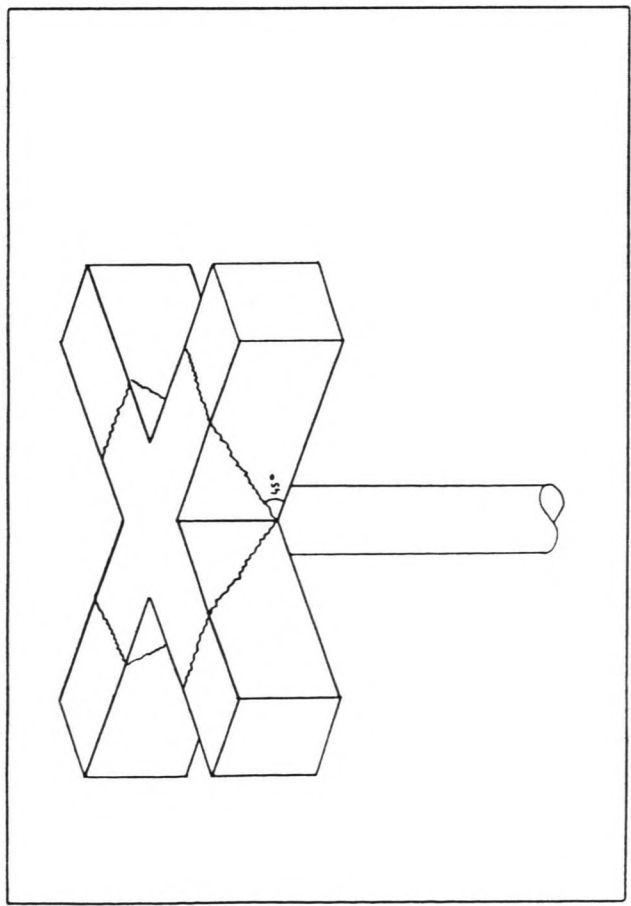
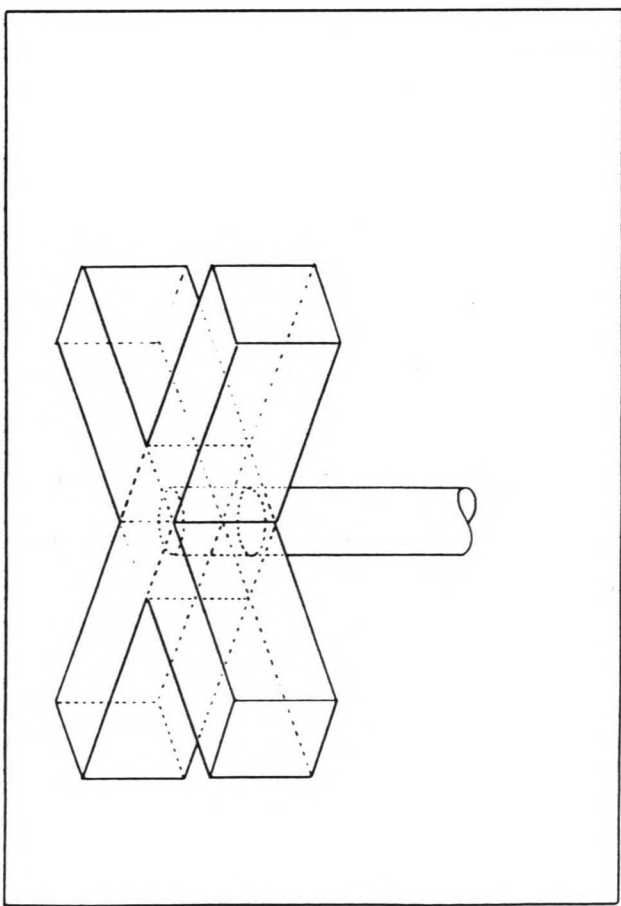
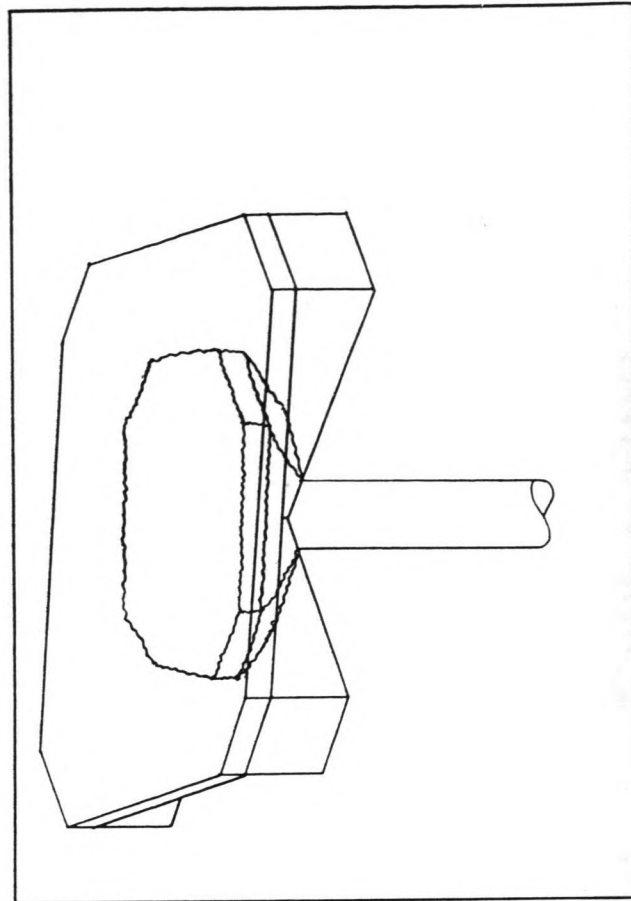
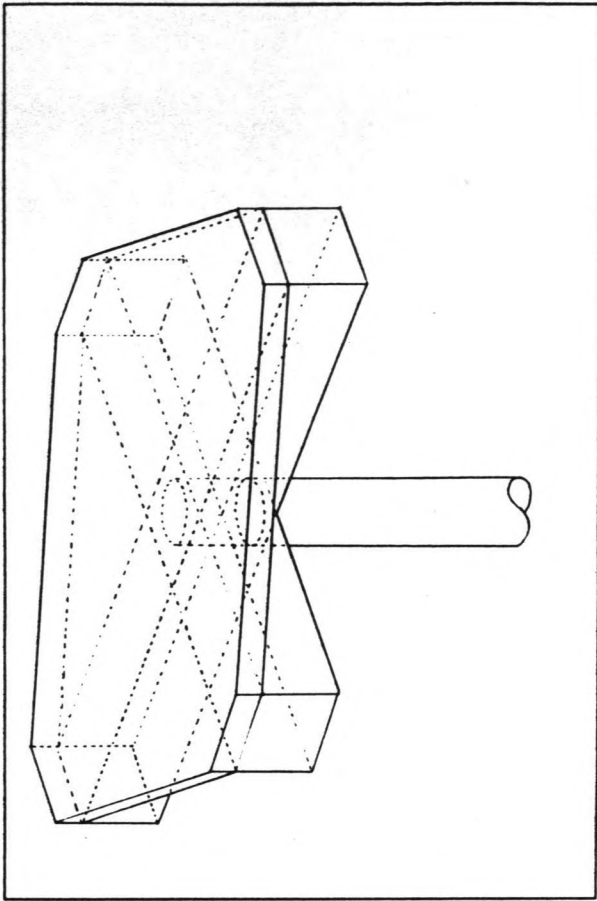
The maximum shear force $Q_c(\text{max})$ supported by concrete:

$$A (\text{beam}) = 12 * 10^5 \text{ mm}^2$$
$$\sigma = 0,5 \text{ N/mm}^2 \quad Q_c(\text{max}) = 600 \text{ KN}$$

The stirrups should support $1893 \text{ KN} - 600 \text{ KN} = 1293 \text{ KN}$

$$Q_s(\text{min}) = 1293 \text{ KN}$$
$$f_a(\text{max}) = 328 \text{ N/mm}^2, \text{ so } A (\text{steel}) = 3942 \text{ mm}^2$$

conclusion: The satisfying stirrups will be 5 stirrups $\phi = 25 \text{ mm}$, with a total steel area of 4910 mm^2



13.5.Punch control pile-beam-floor.

The joint pile - beam/floor must be examed on punch. When cracks are assumed to occur under 45 deg., two boundaries for the joint can be indicated:

- upper boundary: The floor and beam together will support the punch force of a pile.
- under boundary: The beam only will support the punch force of a pile

An impression of the failure mechanisms is given on the next page. The maximum punch force occurs during berthing situation. The joint will be examed with a load factor γ of 1,7. A lower load factor could be proposed, because this punch force only happens for a short time during berthing. However this will not be considered in this report.

Maximum punch force

Serviceability limit state: $F (pv) = 1113,6 \text{ KN}$ ($\gamma = 1,0$)

Ultimate limit state : $F (pv) = 1893,1 \text{ KN}$ ($\gamma = 1,7$)

Upper boundary:

$$\begin{aligned}
 A (\text{ concrete floor }) &= 4 * 300 \text{ mm} * 1556 \text{ mm} = 1866762 \text{ mm}^2 \\
 A (\text{ concrete beam }) &= 4 * 1200 \text{ mm} * 1000 \text{ mm} = 4800000 \text{ mm}^2 + \\
 A (\text{ concrete total }) &= 6666762 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

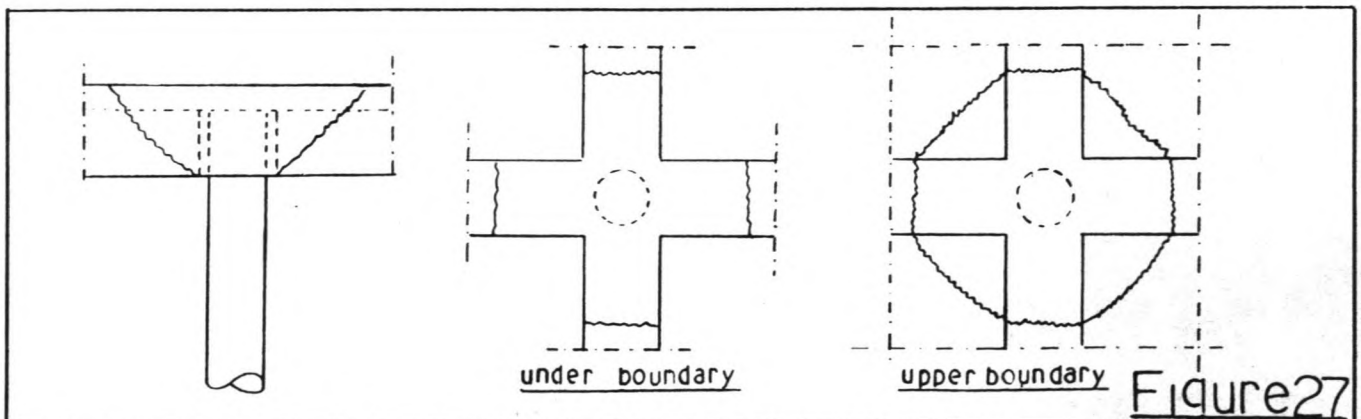
$$\begin{aligned}
 \sigma (\text{ c shear }) &= 0,5 \text{ N/mm}^2 \\
 F (\text{ punch maximum }) &= 3333,38 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Under boundary:

$$\begin{aligned}
 A (\text{ concrete floor }) &= \text{-----} 0 \text{ mm}^2 \\
 A (\text{ concrete beam }) &= 4 * 1200 \text{ mm} * 1000 \text{ mm} = 4800000 \text{ mm}^2 + \\
 A (\text{ concrete total }) &= 4800000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma (\text{ c shear }) &= 0,5 \text{ N/mm}^2 \\
 F (\text{ punch maximum }) &= 2400 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

conclusion: The Maximum punch force in ulitmate limit state is smaller then the under boundary of the maximum punch force of the joint pile - beam/floor. This means that the joint is satisfying.



13.6. Embedded length controle pile - beam

The Japanese T.S. describes a formula to calculate the minimum embedded length of the pile in the beam.

$$l = \sqrt{\frac{6 * M_o}{B * \sigma (ca)}}$$

$$\sigma (ca) = \sigma_{cu} / 2,5$$

in which:

- l = minimum required embedded length of the pile in the beam
- M_o = pile head bending moment
- B = diameter of the pile
- σ_{ca} = calculation stress (see formula above)
- σ_{cu} = 28 days cube strength of concrete

$$M_o(\max) = 754,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\sigma (ca) = 10 \text{ N/mm}^2$$

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

$$l = 752 \text{ mm}$$

The embedded length of the pile in the beam is 900 mm, so the embedded length of the joint is sufficient.

note: The formula gives no information about moments not parallel in the beam direction. The moment calculated by berthing force is not acting paralel in beam direction.

13.7. Berthing beam

To support the fenders a berthing beam will be constructed at the sea side of the wharf. The beam measures in its loading face:

$$b = 3000 \text{ mm}$$

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

$$l = 4000 \text{ mm}$$

The maximum berthing force is: 900 KN. The maximum moments are

Serviceability limit state: $M = 450 \text{ KN m}$ ($\gamma = 1,0$)

Ultimate limit state : $M = 765 \text{ KN m}$ ($\gamma = 1,7$)

	M (uls)	M/bh**2	w _o	A req. I	M (sls)	A used I	used bars
v	750	333	0,09*	33750	450	8040	32 - 300
i	750	333	0,09*	33750	450	8040	32 - 300

- table 26 -

For the verical reinforcement in this beam 25% of the horizontal reinforcement will be used. The vertical reinforcement will be: o 16 - 300.

Note: This beam could also be considered as a three side fixed floor. This has not been done in this report. An alterternative to support the fenders may be a steel frame work. This will only be mentioned in this report and so not worked out in detail.

13.8. Pile head connecting beam axial stress control

The additional stress in the pile head connecting beam due to the berthing force, acting in the axial direction of the beam is:

Serviceability limit state: $F = 450 \text{ KN m}$ ($\gamma = 1,0$)

Ultimate limit state : $F = 765 \text{ KN m}$ ($\gamma = 1,7$)

The cross sectional area of the pile head connecting beam is

$$A = 1000 \text{ mm} * 1200 \text{ mm} = 1,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

So the stress is: $\sigma = F/A = 0,325 \text{ N.mm}^2$

conclusion: It is allowed to neglet this stress in the design stage of the pile head connecting beam.

A1.5.5.4 The tabulated values follow a pattern which is illustrated in Figure A1.3.

- Area A: satisfactory
- Area B: concrete compressive stress greater than 0.33 f_{cu}
- Area C: tensile reinforcement stress greater than 230 N/mm²
- Area D: reinforcement ratio less than 0.125%

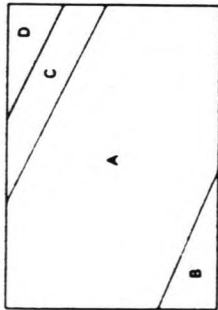


Figure A1.3

Table A1.1 Limiting moments (kNm) and steel stresses (N/mm² = MPa) for 0.1 mm crack widths.

Bar size (mm)	100	125	150	175	200	250	300
12	20.3	18.7	16.7	15.6	14.6	13.2	
16	146	166	176	180	200	225	
20	24.0	21.9	20.3	18.5	17.0	15.5	
25	125	136	145	150	170	186	
32				24.1	23.1	20.3	18.3
				115	125	135	145
						22.6	120

Bar size (mm)	100	125	150	175	200	250	300
12	26.6	23.5	21.5	20.0	18.9		
16	160	176	190	205	220		
20	35.3	30.9	27.9	25.8	24.2	22.0	20.0
25	125	135	145	156	165	185	200
32				34.7	31.3	28.8	24.1
				120	125	135	150
						32.2	29.4
						120	130

Bar size (mm)	100	125	150	175	200	250	300
12	75.6						
16	100.4	86.4	82.3	74.5	70.1		
20	170	186	206	215	230		
25	125.3	112.4	100.7	92.2	85.9	76.9	69.3
32	140	155	165	175	185	205	220
	155.1	136.8	124.5	112.7	105.5	93.9	86.2
	115	125	135	145	150	165	180
				144.2	132.8	118.7	105.8
				115	120	130	140

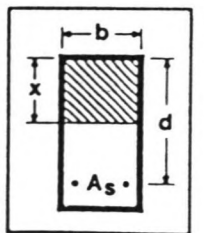
Bar size (mm)	100	125	150	175	200	250	300
12							
16	126.6	110.7	100.0	92.2			
20	158.8	138.8	123.9	116.1	107.6	95.6	
25	150	165	175	180	200	220	
32	196.2	171.8	156.5	143.7	130.7	118.7	105.6
	125	135	145	155	160	175	180
				184.1	175.3	167.5	148.3
				115	120	130	140

Bar size (mm)	100	125	150	175	200	250	300
12	33.7	29.6	26.8	24.8			
16	175	190	205	220			
20	42.6	38.5	34.7	32.8	30.6	28.9	24.9
25	130	145	155	170	180	195	215
32	47.9	43.8	39.3	37.2	33.3	29.7	
	120	130	135	145	160	170	
				44.3	40.6	36.8	140
				115	130	140	

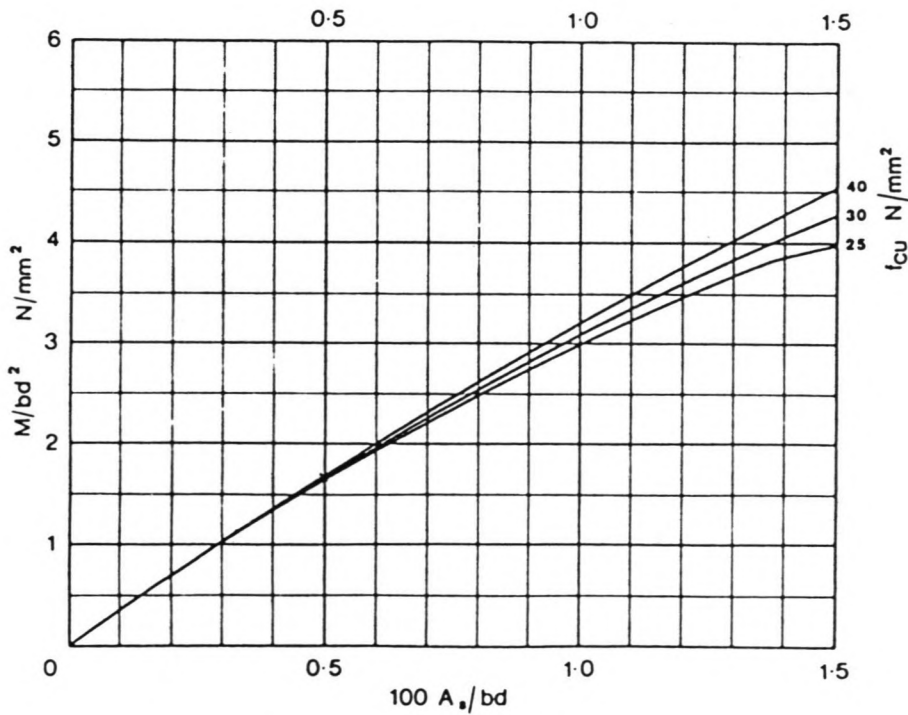
Bar size (mm)	100	125	150	175	200	250	300
12	40.5	35.4	32.7				
16	185	200	220				
20	52.3	46.9	42.0	39.6	36.8	32.9	29.6
25	140	155	165	180	190	210	225
32	64.6	57.0	51.9	48.2	45.4	40.3	35.9
	115	125	135	145	155	170	180
				59.9	55.1	48.2	43.6
				120	125	135	145
						54.1	115

Bar size (mm)	100	125	150	175	200	250	300
12							
16	151.9	135.3	121.5				
20	195	215	230				
25	189.4	167.7	149.1	135.1	128.6	113.7	
32	160	175	185	200	210	230	
	232.8	203.3	189.5	166.1	158.3	143.1	129.7
	130	140	155	160	170	180	205
		263.1	231.4	217.0	198.7	178.9	160.6
		115	120	130	135	150	160

Bar size (mm)	100	125	150	175	200	250	300
12							
16	208.1						
20	258.2	226.7	205.6	190.3			
25	175	190	205	220			
32	324.5	281.1	258.4	237.3	220.6	197.0	177.2
	145	155	170	180	190	210	225
		408.1	358.2	326.0	302.9	276.2	248.0
		115	125	135	145	160	180



f_y 410



2

Singly reinforced beams

Table A1.1.11

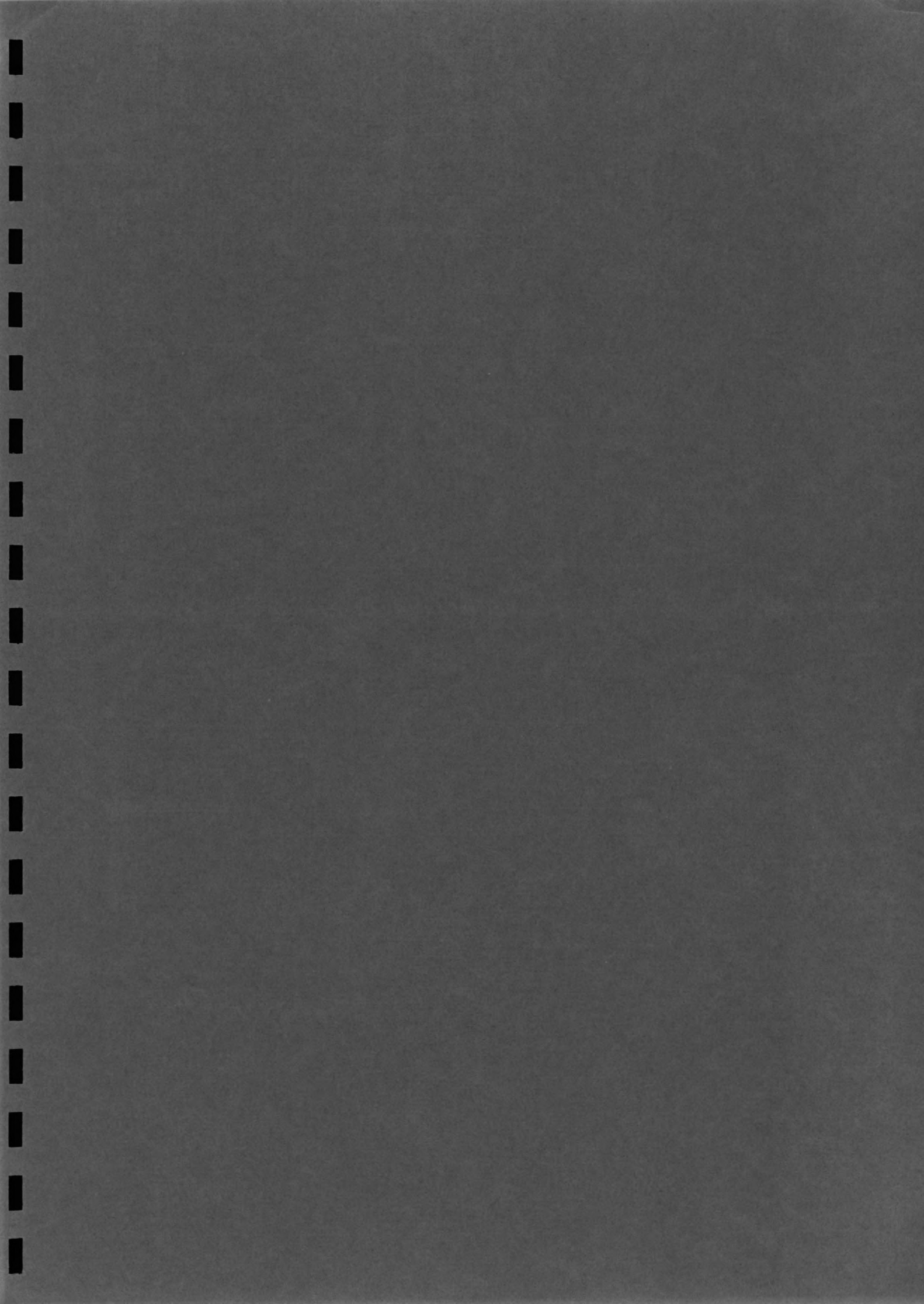
Bar size (mm)	h = 700				cover = 60				crack width = 0.1					
	100	125	150	175	200	250	300	100	125	150	175	200	250	300
12														
16														
20	336.0	300.2	270.2					423.0	375.1					
25	416.8	370.1	338.7	308.3	285.3	252.9		534.2	470.5	418.9	387.6	357.3		
32	531.6	482.9	421.3	389.3	355.2	322.4	283.5	672.3	585.4	528.8	484.7	452.9	397.6	360.4
	125	140	145	156	165	180	195	135	145	155	166	175	180	205

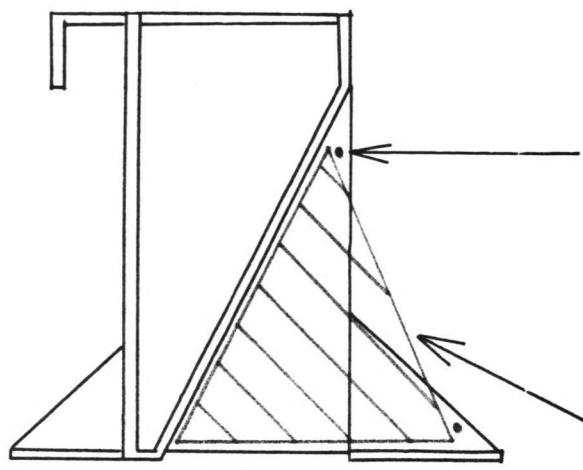
Table A1.1.12

Bar size (mm)	h = 800				cover = 60				crack width = 0.1					
	100	125	150	175	200	250	300	100	125	150	175	200	250	300
12														
16														
20														
25														
32														

Table A1.1.13

Bar size (mm)	h = 1000				cover = 60				crack width = 0.1					
	100	125	150	175	200	250	300	100	125	150	175	200	250	300
12														
16														
20	611.1													
25	770.8	672.4	606.2											
32	967.2	861.8	769.0	702.1	651.6	580.5	521.4							
	150	165	175	185	195	215	230							





toepassen van lucht-
dozen om het drijf-
vermogen te vergroten

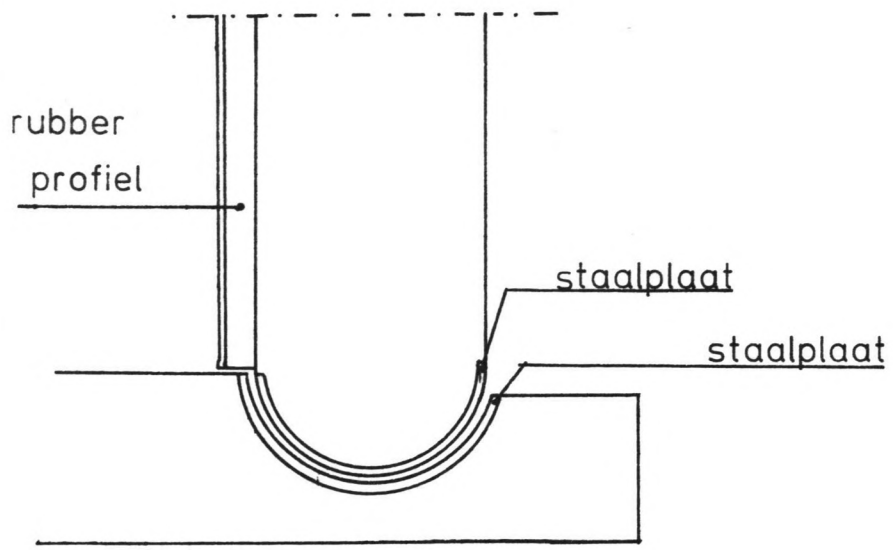
ballast nedam groep n.v.

item:

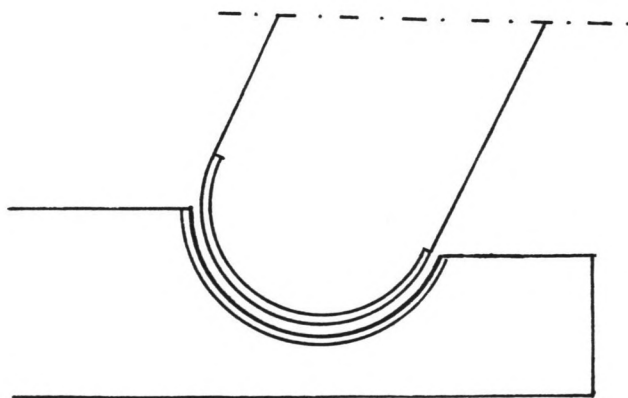
date:

by:

sheet of



drijftoestand



gebruikstoestand

DETAIL BETOSCHARNIER

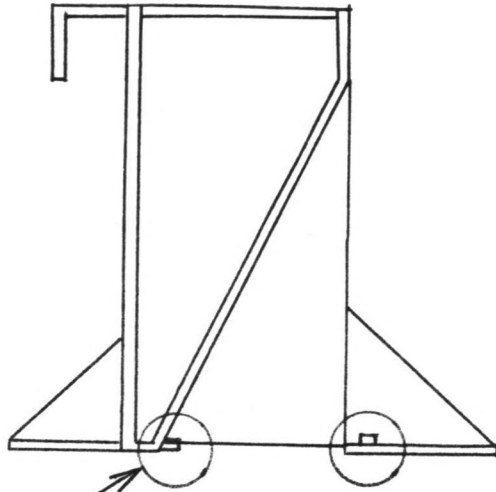
ballast nedam groep n.v.

item:

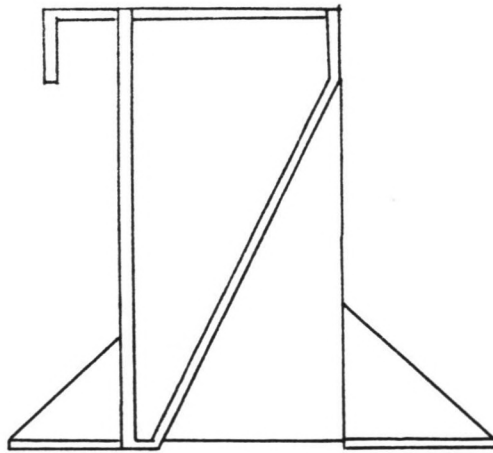
date:

by:

sheet of



aanstorten van nokjes voor de _____



under control

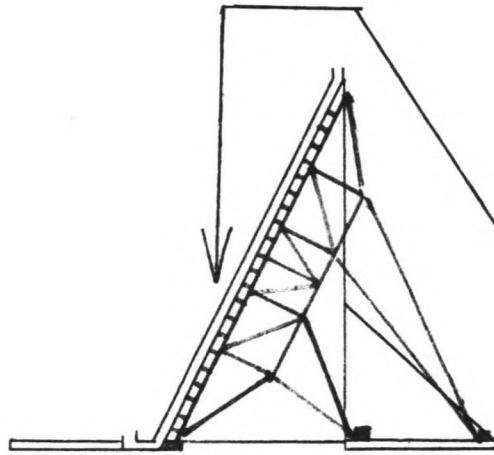
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



analogie met trussbouw
 open storten van
 de schuine achter-
 wand



* speciale keta.
 => kwaliteit neemt af

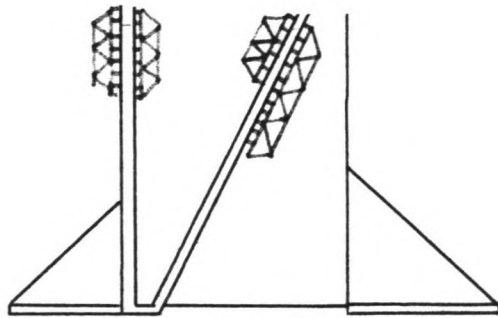
ballast nedam groep n.v.

item:

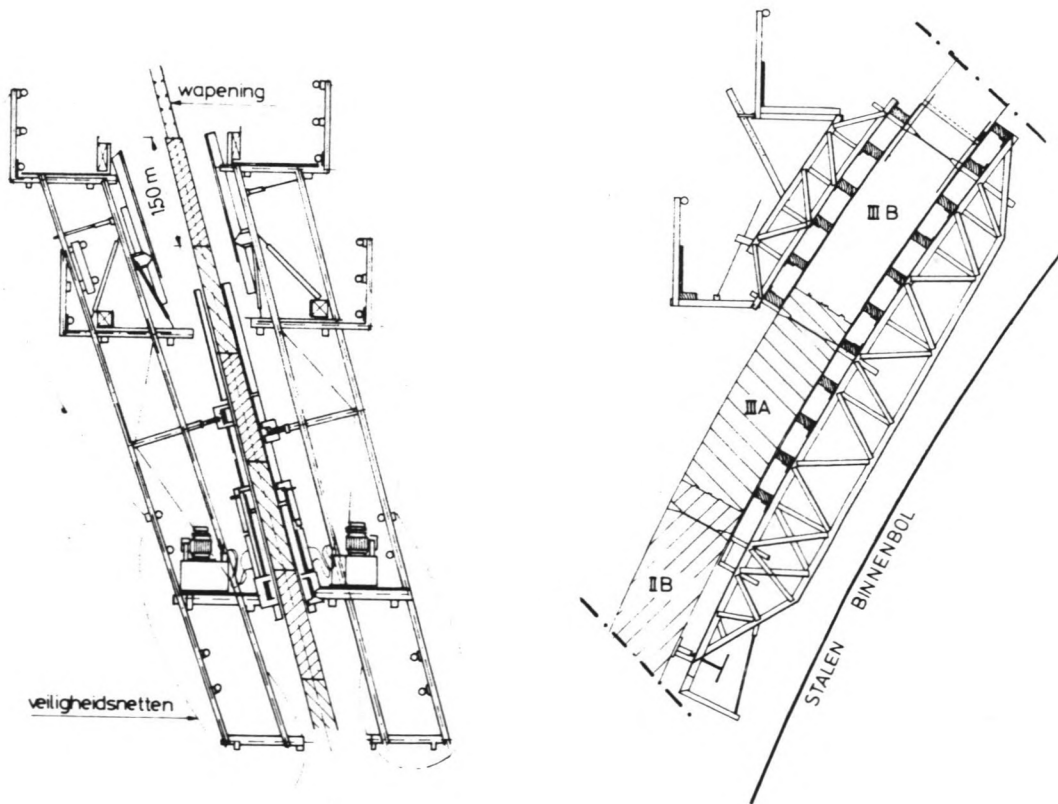
date:

by:

sheet of



FABRICAGE MET BEHULP VAN KLIMKISTEN



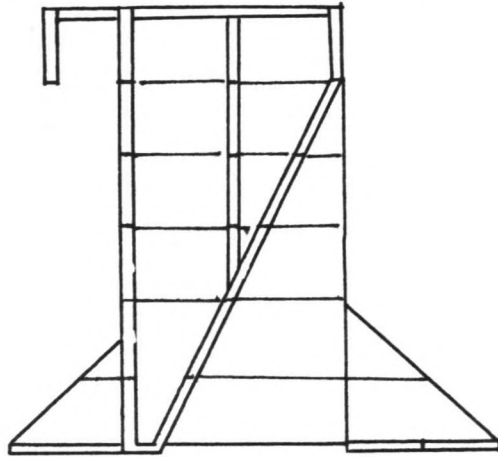
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



PREFABRICAGE VAN HET CAMILLA CAISSON

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Constructie uitvoering

De constructie kan gemaakt worden met

plaats vaste bekistinge
prefab elemente.
bekisting verplaatst wordt s.o.v. het bet.

- prefabricage in het algemeen niet goed kopen.
- prefabricera geeft betere bouwtyl
- kleine constructies de onderheide stappen werken relatief duur.
dan slechte grondslag
- hellende zijden tot 15° kunnen worden gezeleden.
- sparringen geven een sluing in het continue proces.
- ghyenelheid zomers 4-6 m per etmaal
winters 2-3 m per etmaal
- bij keltoren wordt de klimkust na iedere stort aan de
nieuwe water aangepast klimnelheid 1,5 m per dag.

ballast nedam groep n.v.

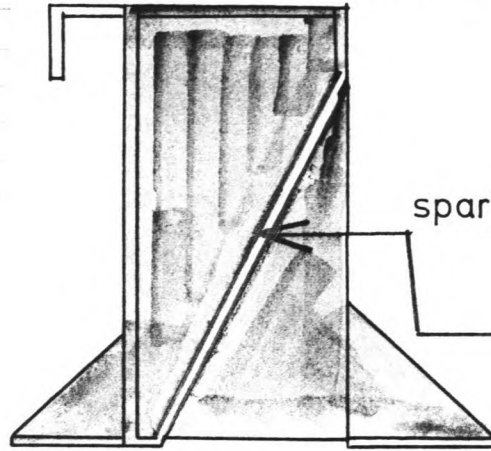
item:

date:

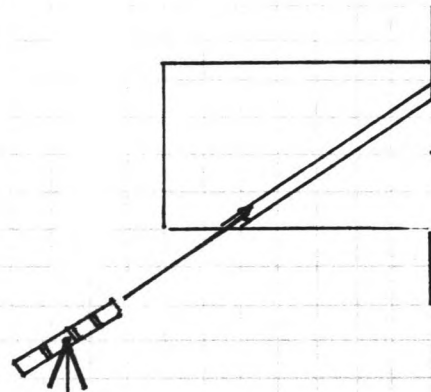
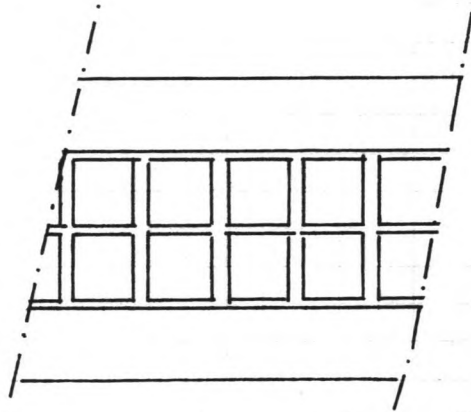
by:

sheet of

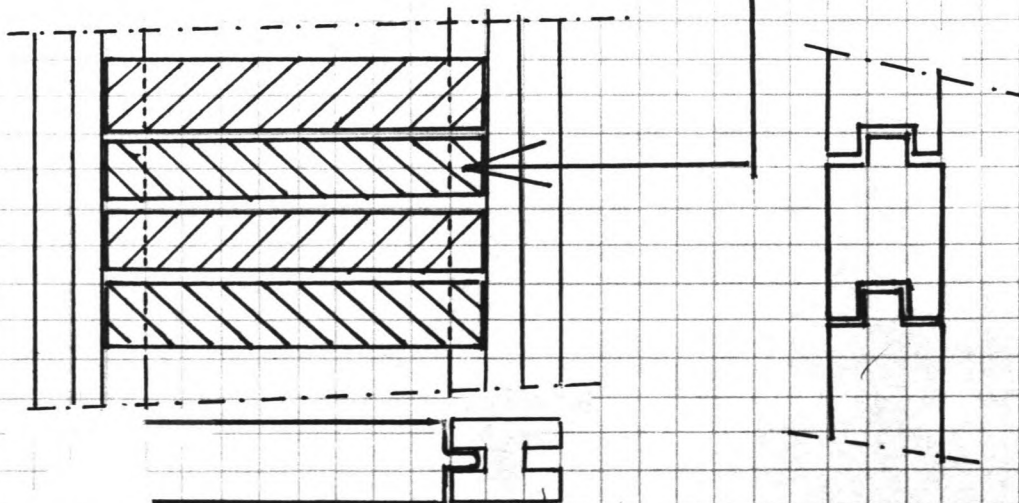
1. ALLE VERTIKALE WANDEN KLIMMEN 2: INSCHUIVEN VAN DE PREFAB ELEMENTEN



sparing t.b.v. de geprefabriceerde
panelen v.d. schuine
achterwand



prefab. panelen



ballast nedam groep n.v.

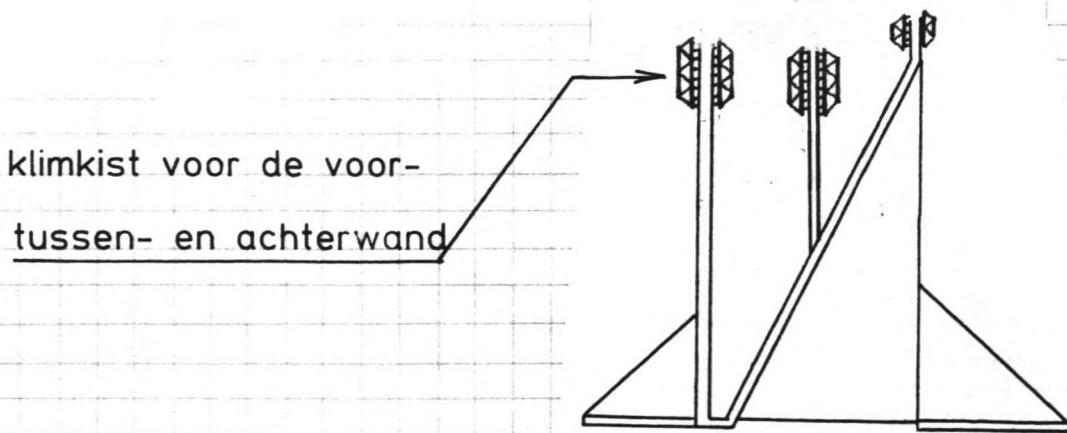
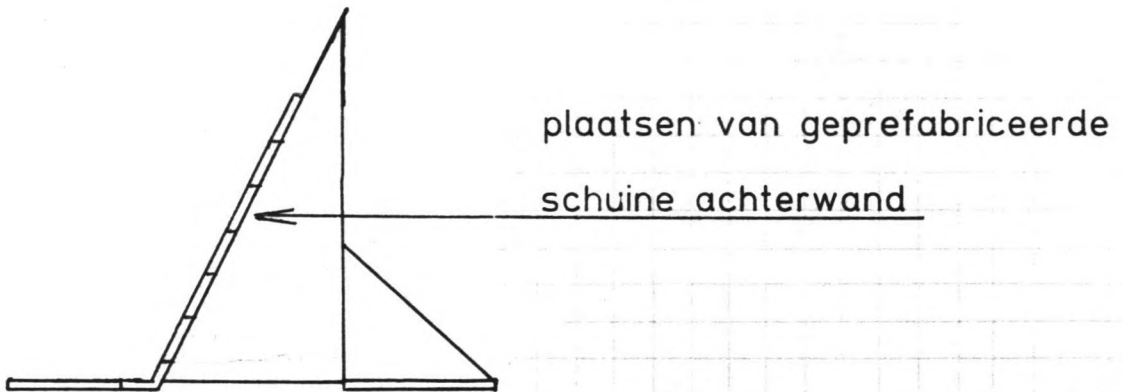
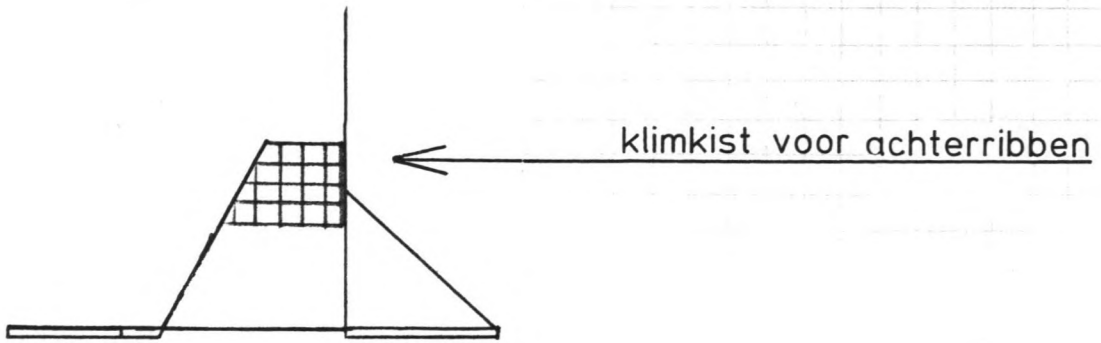
item:

date:

by:

sheet of

1: KLIMMEN 2: PLAATSEN PREFAB ELEMENTEN 3: KLIMMEN



ballast nedam groep n.v.

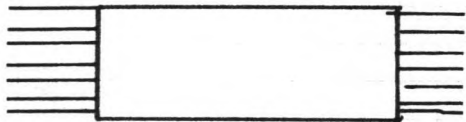
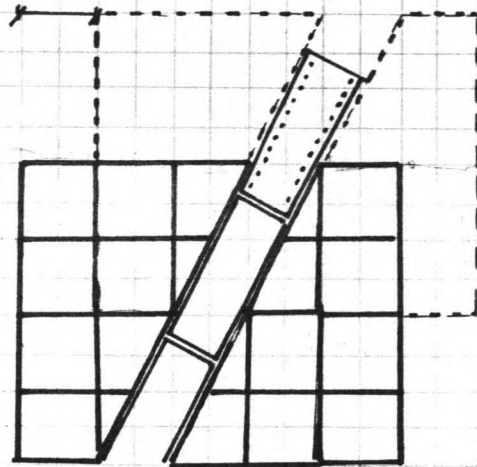
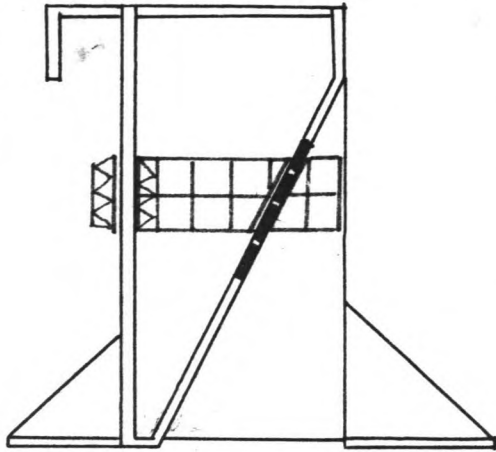
item:

date:

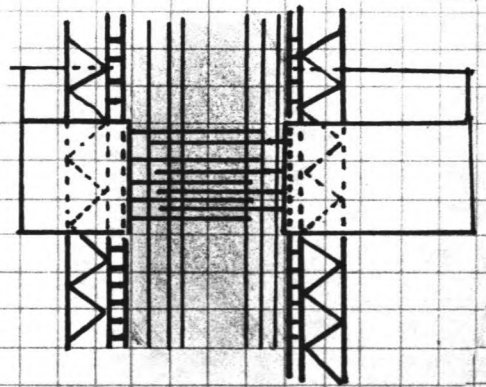
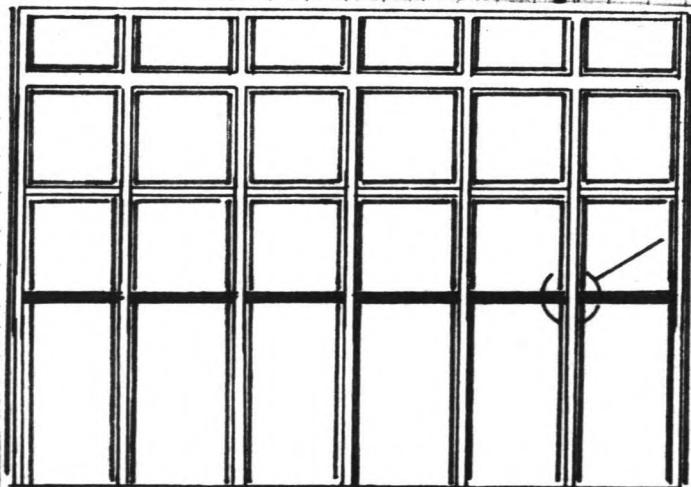
by:

sheet of

KLIMMEN EN INSTORTEN VAN DE
PREFAB ELEMENTEN IN EEN



een systeemmaat per klim opzij



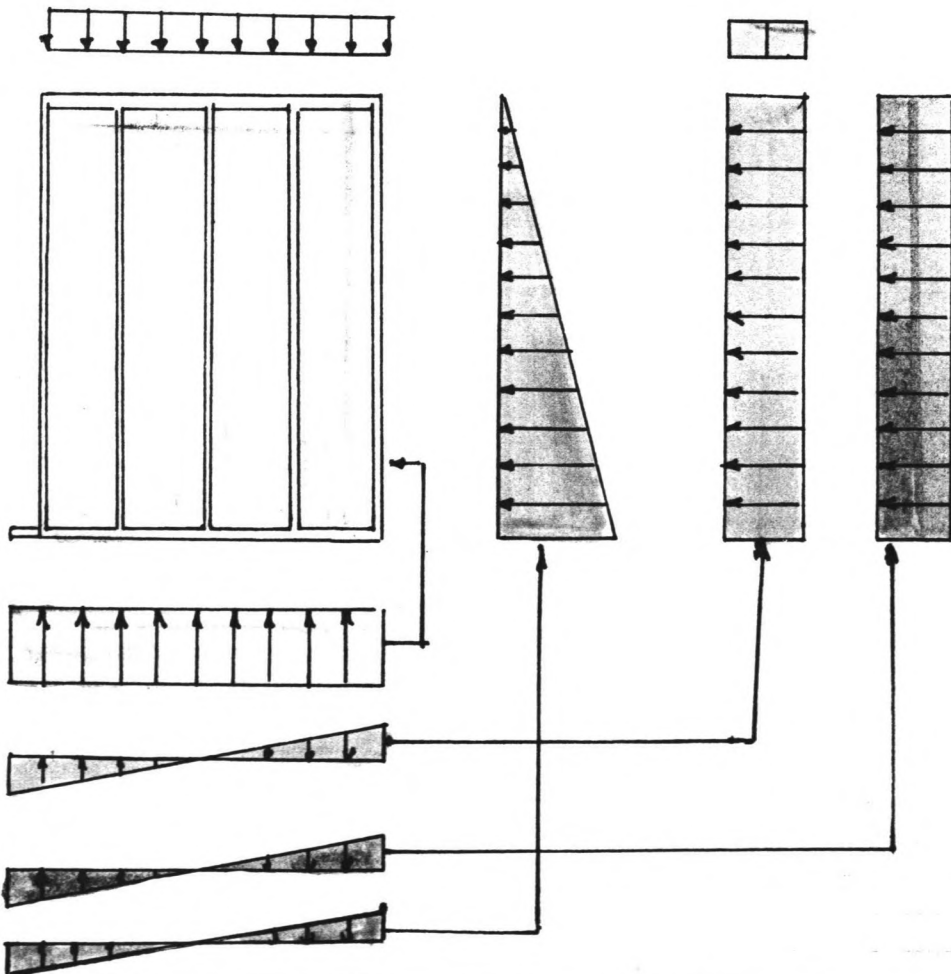
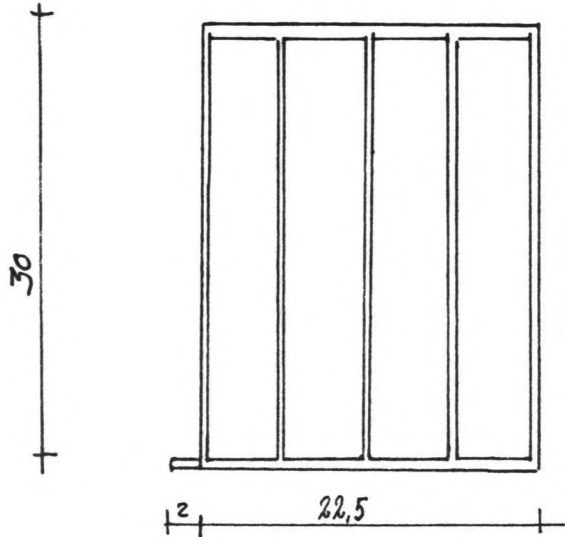
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



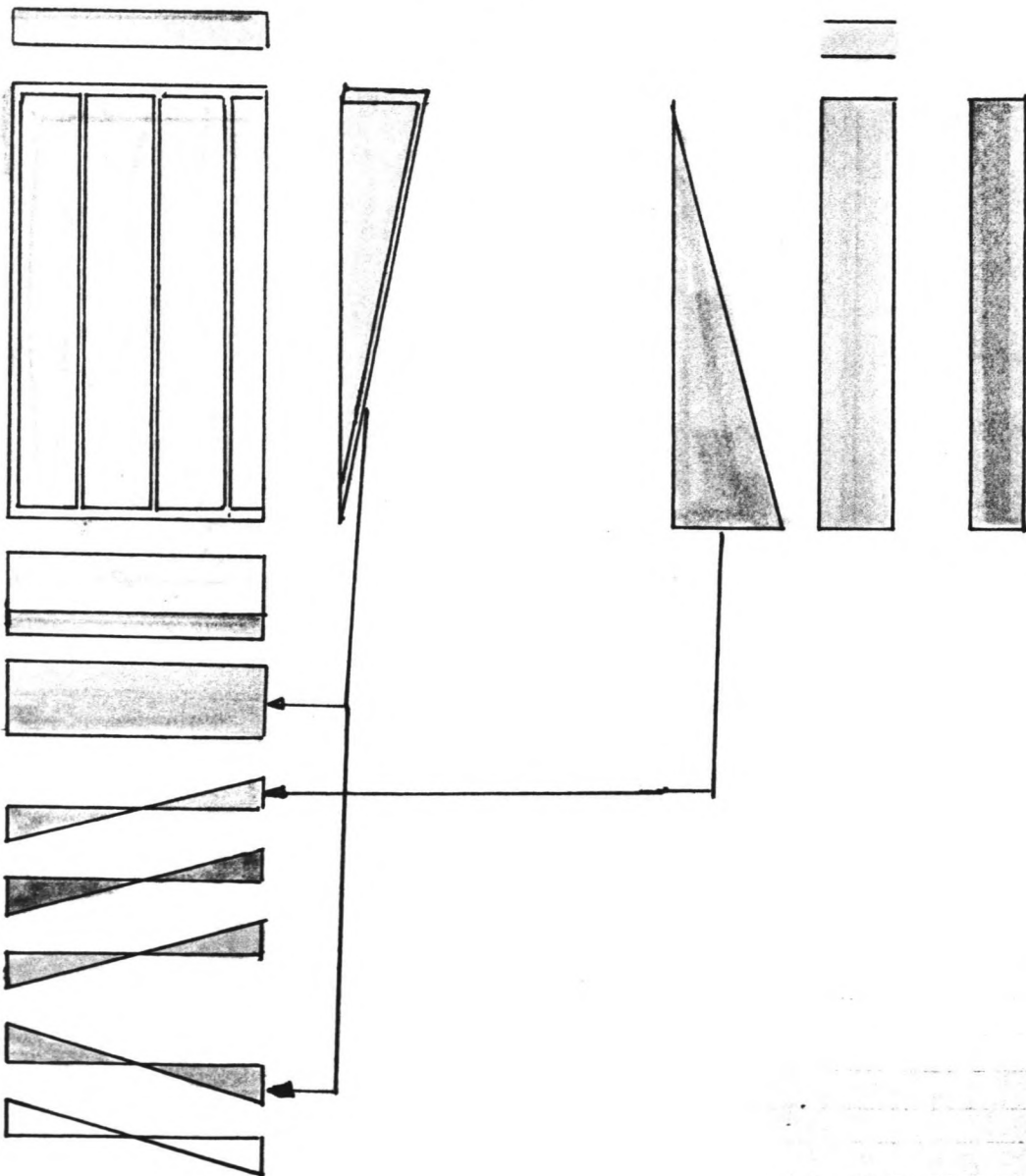
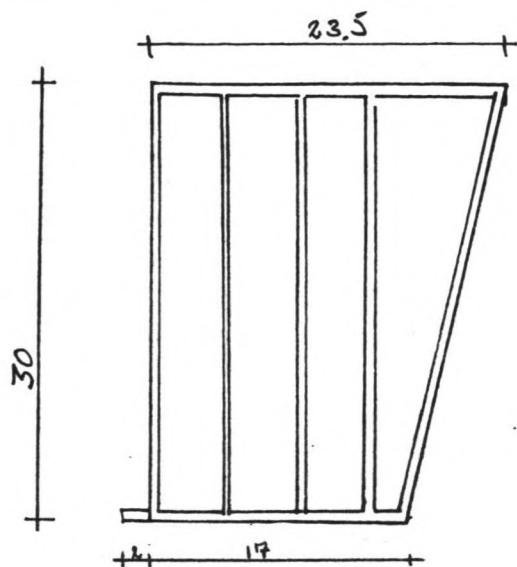
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



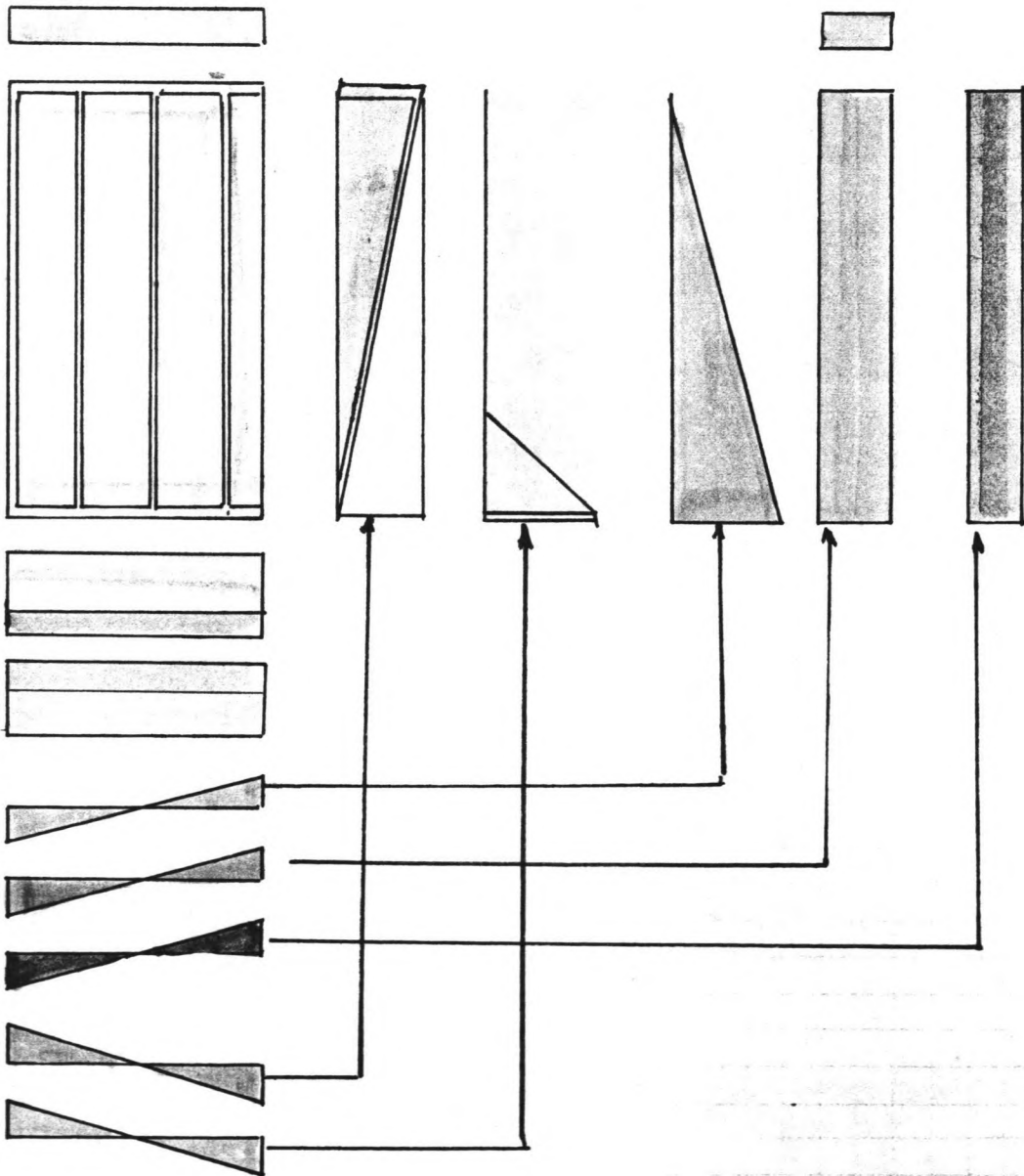
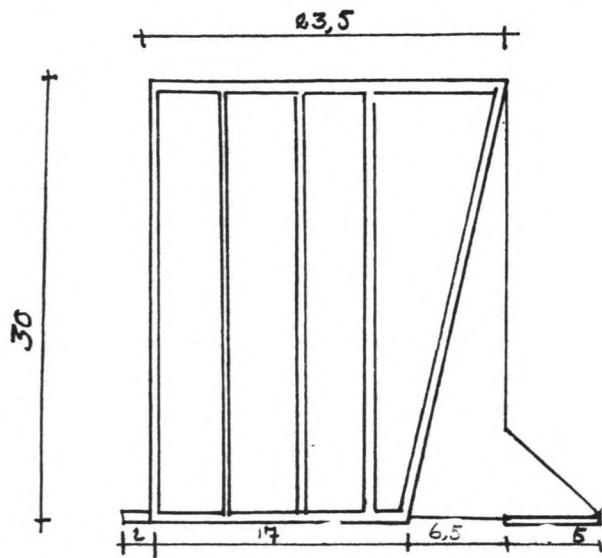
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



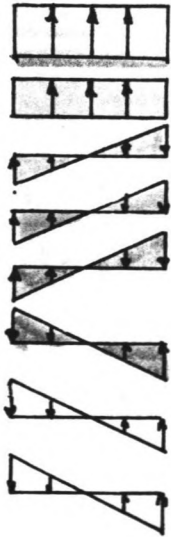
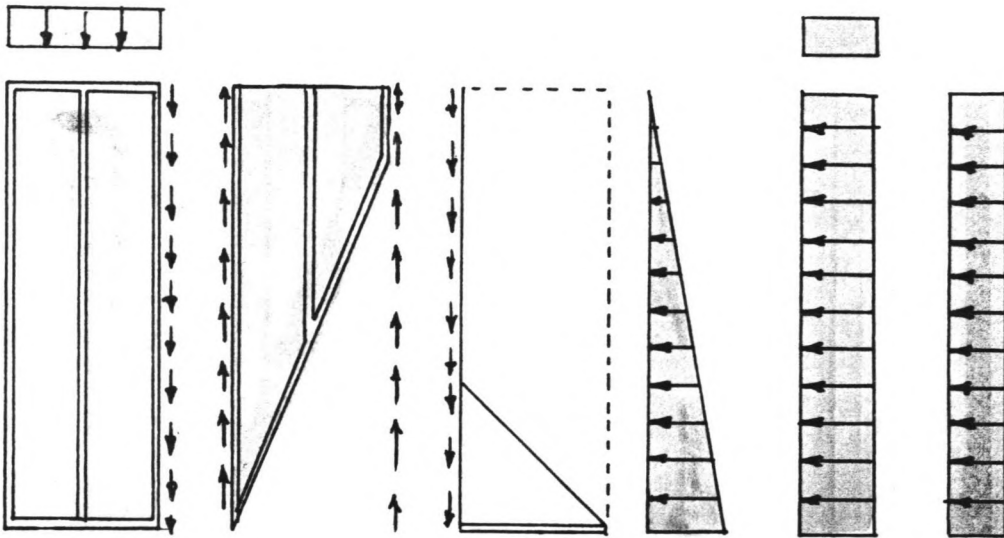
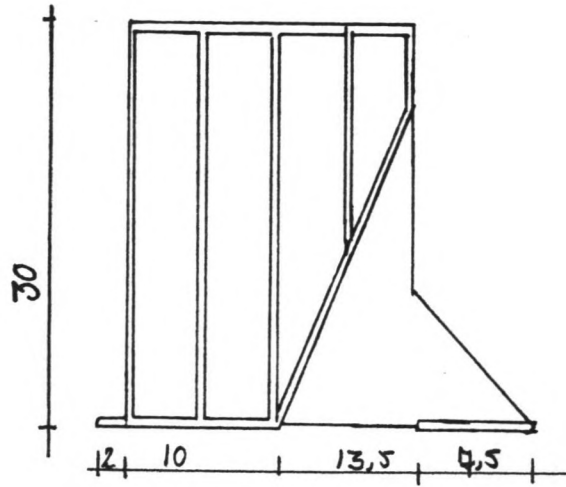
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



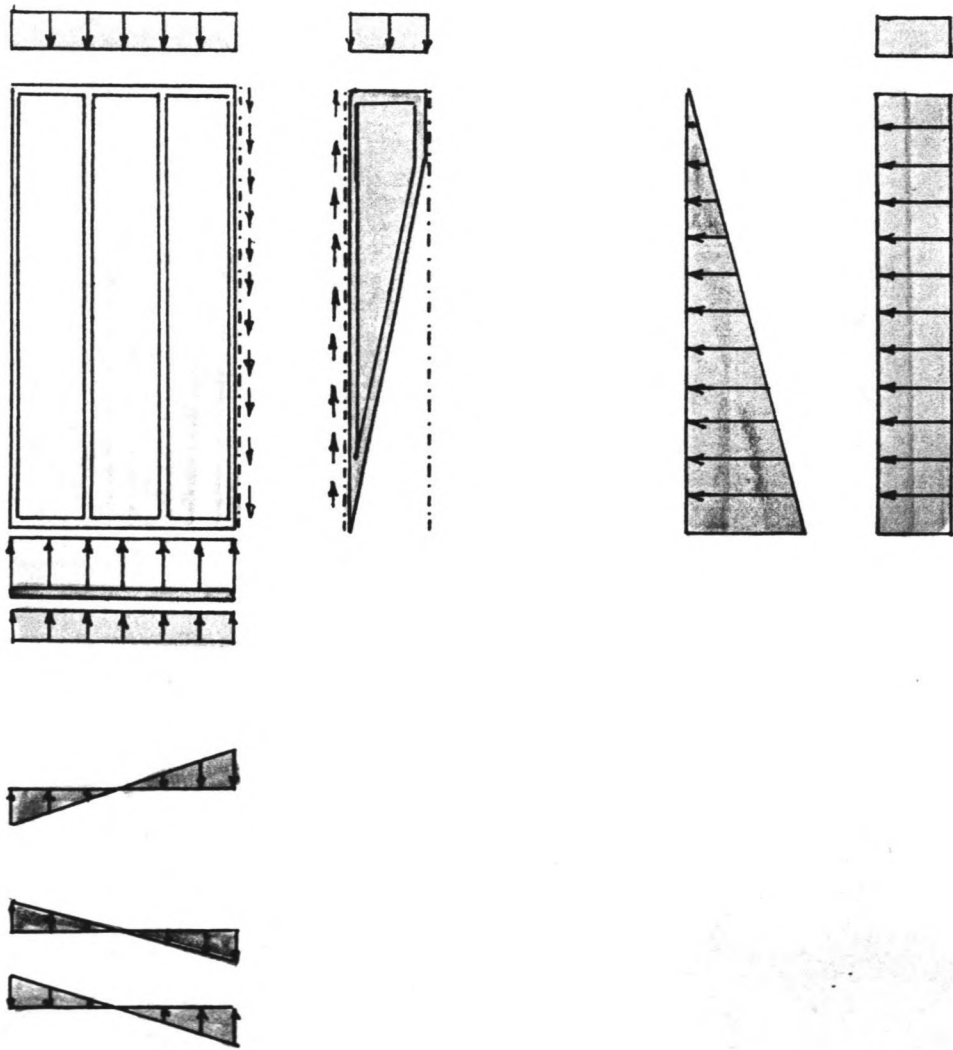
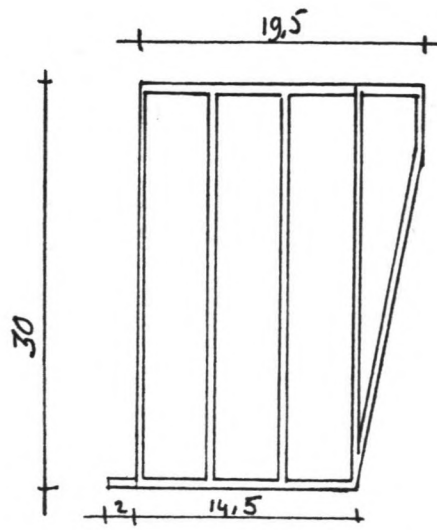
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



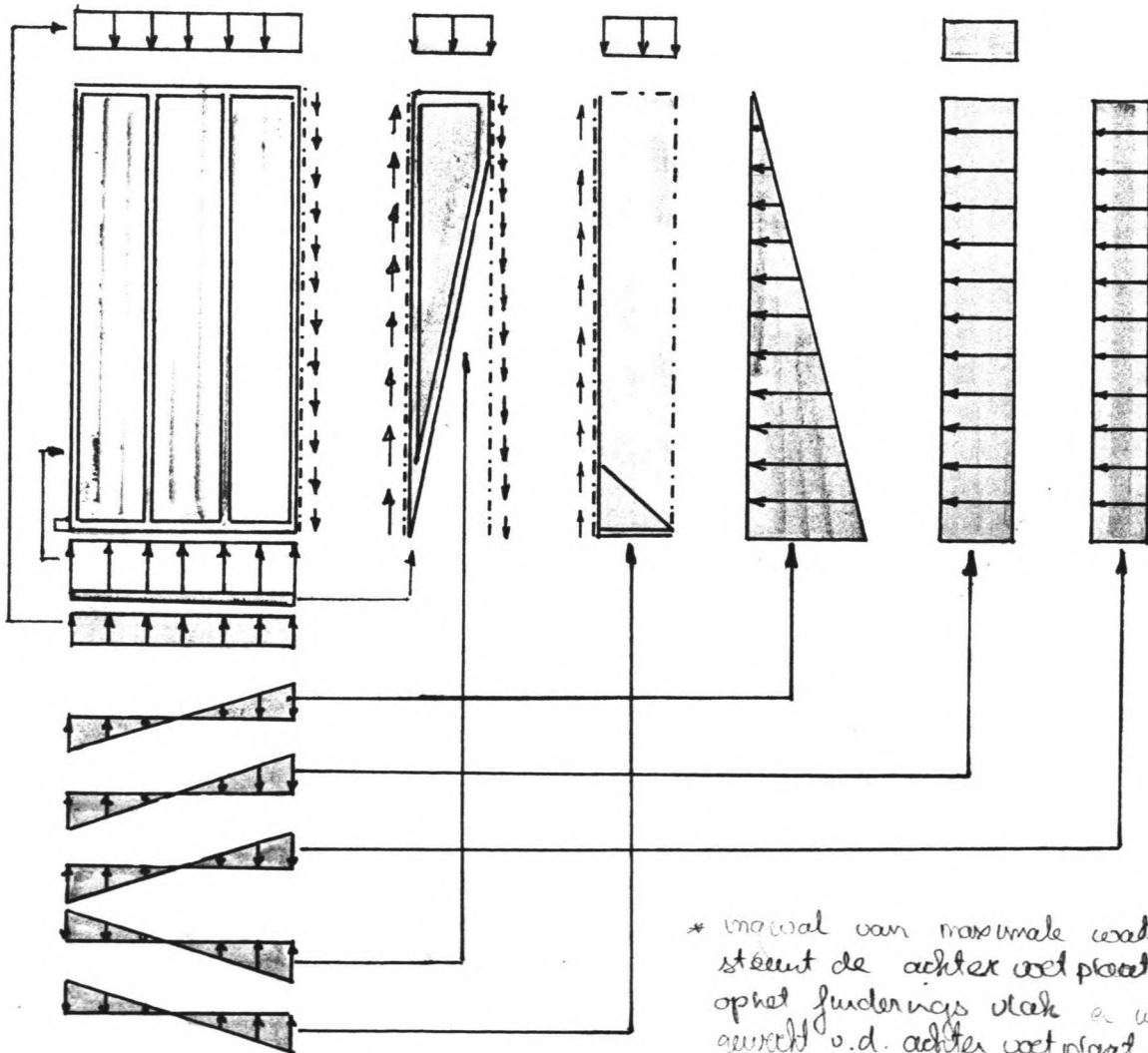
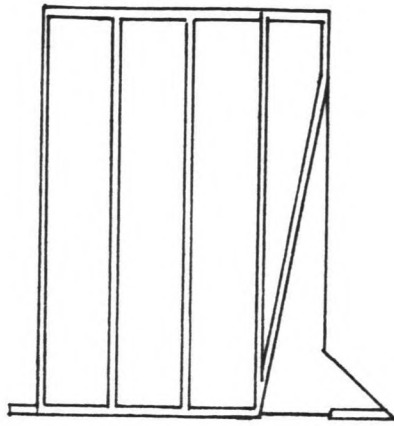
ballast nedam groep n.v.

date:

item:

by:

sheet of



* meestal van maximale wateroverdruk steunt de achter wet plaat niet op het funderings vlak en wordt gelijktijdig o.d. achter wet plaat naar tot maximaal lege water moment getrekt, maar de funderings druck wordt ook opgevoerd

ballast nedam groep n.v.

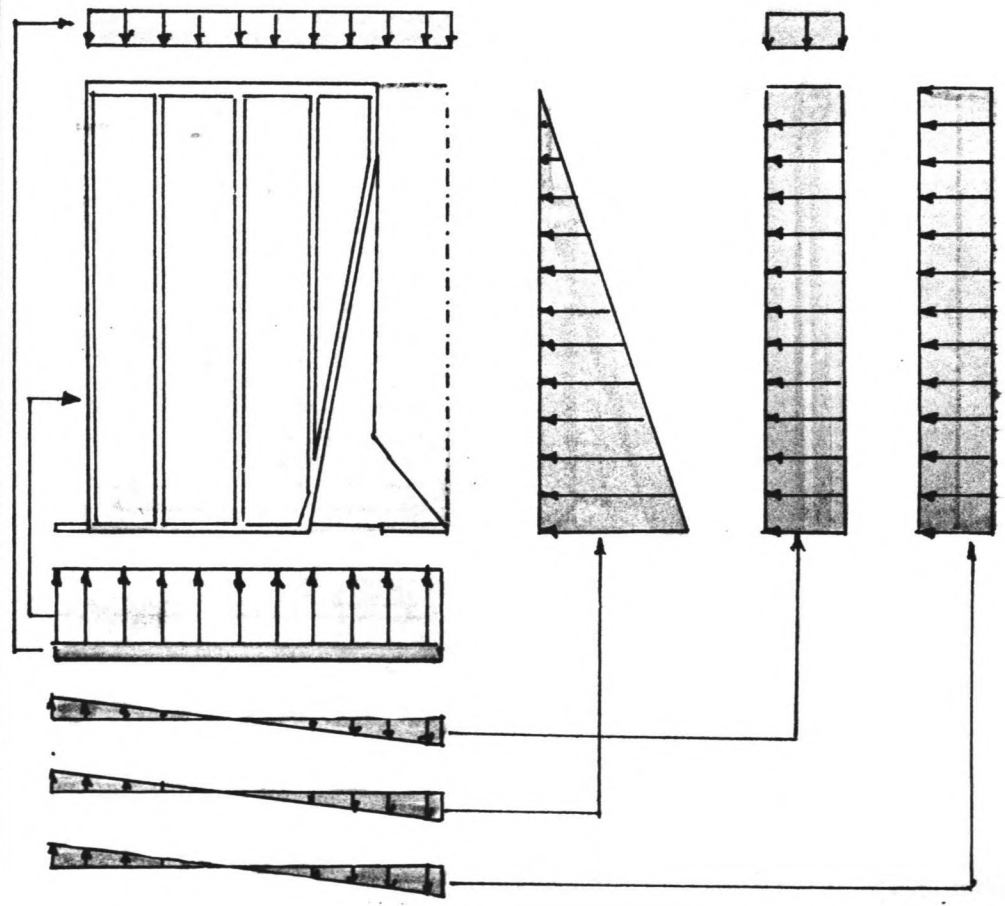
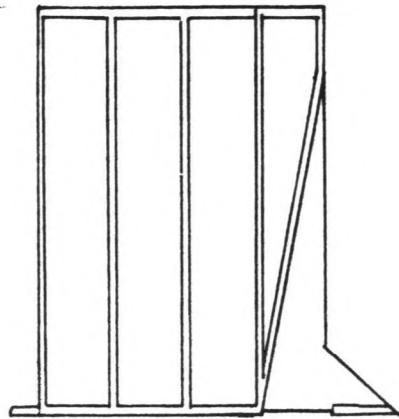
item:

date:

by:

sheet of

AZ-042



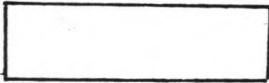
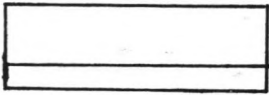
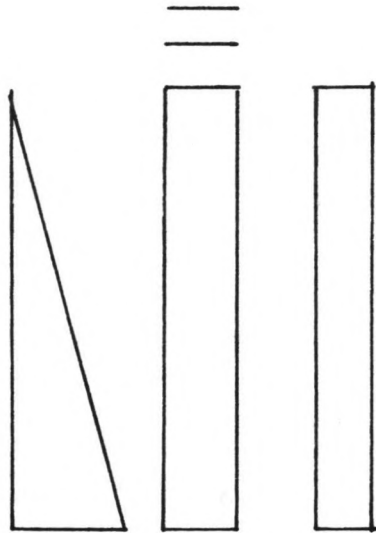
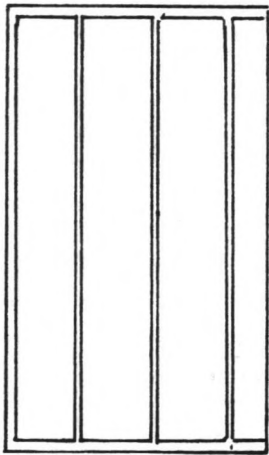
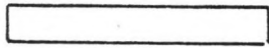
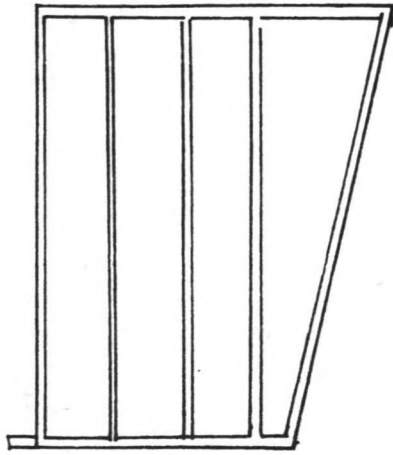
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

opmerking De van af nu te behyden cause.

hebben een $\varphi = 30^\circ$ achter het cause

$\varphi = 35^\circ$ op funden uop niveau

ballast nedam groep n.v.

item:

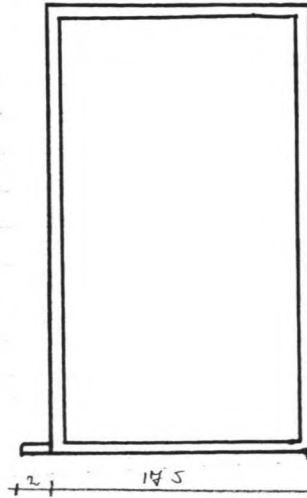
date:

by:

sheet of

Berekening Trac. Cais

30



benadering m.b.v.
resulterende kracht.

$$\alpha = 0 \quad K_{ah} = 0,28$$

Bepaling van de horizontale kracht.

grond kracht $F_{ah} = 0,28 \cdot 30 \cdot \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 10 = 1260 \text{ KN/m}$ arm = 10

waterdruk
1,5m overdruk $F_w = 30 \times 1,5 \times 10 = 450 \text{ KN/m}$ arm = 15

lozebelasting $F_{db} = 0,28 \times 25 \times 30 = 210 \text{ KN/m}$ arm = 15

totale horiz. kracht: $1260 \text{ KN/m} + 450 \text{ KN/m} + 210 \text{ KN/m} = \underline{\underline{1920 \text{ KN/m}}}$
arm = 11,72 m.

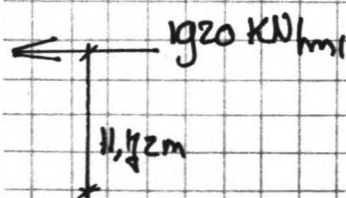
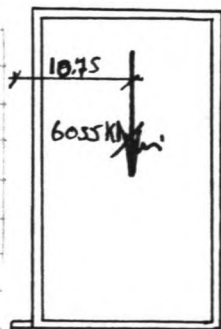
Bepaling van de verticale kracht.

$$17,5 \times 30 \times 10,7 \text{ KN/m}^2 = 5617,5$$

$$17,5 \times 25 = 437,5$$

$$\underline{\underline{605,5 \text{ KN/m}}}$$

arm 10,75 m



ballast nedam groep n.v.

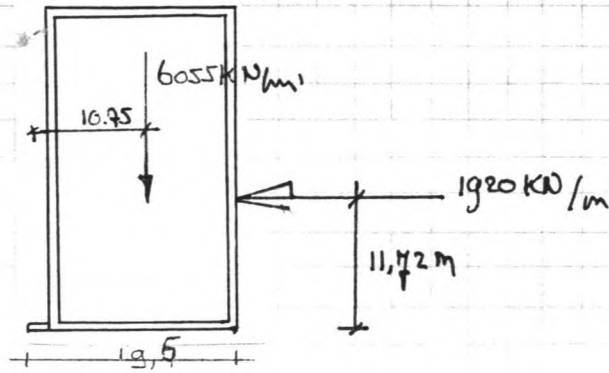
item:

date:

by:

sheet of

Spanning op funderingsniveau:



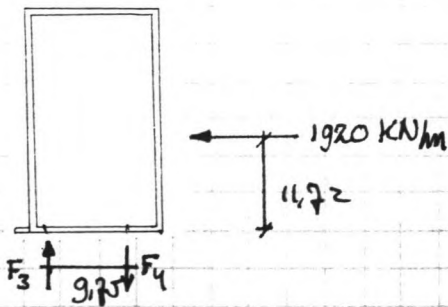
Spanning onder de funderingsniveau:

o.v.v de verticale last:

$$q_a = \frac{6055 \text{ kN/m}}{19,5} = \underline{\underline{310,5 \text{ kN/m}^2}}$$

o v.v de moment

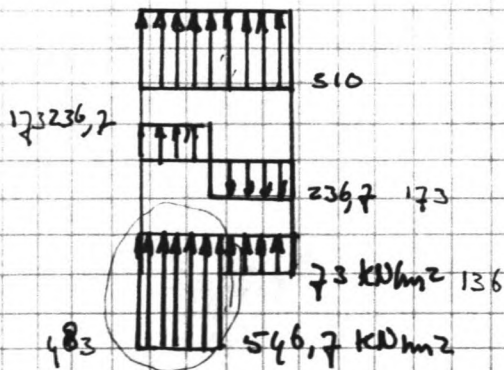
overturning moment $1920 \text{ kN/m} \times 11,72 = 22502 \text{ kNm}$.



$$F_4 \cdot 9,75 \text{ m} = 22502 \text{ kNm}$$

$$F_4 = 2307,89 \text{ kN}$$

$$q_a = \frac{2307,89}{9,75} = \underline{\underline{236,7 \text{ kN/m}^2}}$$



tot $F_4 \cdot 9,75 = 22502 - 6055 \times 1,0 = 16447$

$$F_4 = 1687$$

$$q_R = 173$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Ultimate bearing capacity vande traditioneel caisson

$$q_{ua} = \frac{1}{2} \cdot f \cdot b \cdot s_1 \cdot i_1 \cdot d_1 \cdot N_f$$

$$f = 10$$

$$b = 9,75$$

$$s_1 = (1 - 0,4 \cdot \frac{13,5}{100}) = 0,98$$

$$\rightarrow i_1 = 0,284$$

$$d_1 = 1$$

$$N_f = 33,9 \quad (\varphi = 35^\circ)$$

$$q_{ua} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 9,75 \cdot 0,98 \cdot 0,285 \cdot 33,9$$

$$q_{ua} = \underline{\underline{461,57}} \text{ KN/m}^2$$

$$\text{veiligheid} = \frac{461,57}{483} = \underline{\underline{0,954}}$$

maximaal op te nemen belasting

$$483 \cdot 0,5 \cdot 9,75 \text{ m} = 2354,63 \text{ KN} \quad 78\%$$

$$136 \cdot 0,5 \cdot 9,75 \text{ m} = 663 \text{ KN} \quad 22\%$$

$$\text{voorste deel } H = 1494,6 \text{ KN}$$

$$V = 4709 \text{ KN}$$

$$i_1 = (1 - 0,7 \cdot \frac{1494,6}{4709})^5 = 0,284$$

ballast nedam groep n.v.

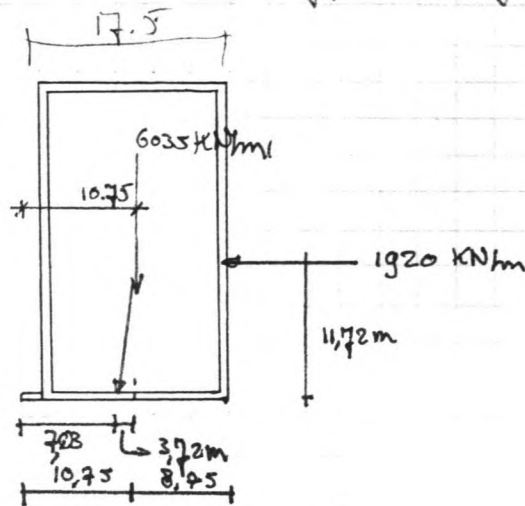
item:

date:

by:

sheet of

Berekening van het traditionele caisson m.b.v. de formules van Brinch Hansen en de effectieve funderingsbreedte



$$\frac{1920}{6035} \times 11,72 \text{ m} = 3,72$$

effectieve funderingsbreedte = $2 \times 7,03 \text{ m} = 14,06 \text{ m}$.

$$q_a = \frac{6035}{14,06} = \underline{\underline{429 \text{ kN/m}^2}}$$

de ultimate bearing capacity

$$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot s_1 \cdot c_1 \cdot d_1 \cdot N_1$$

$$\gamma = 10 \quad b = 14$$

$$s_1 = \left(1 - 0,4 \cdot \frac{14}{500}\right) = 0,97$$

$$c_1 = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{1920}{6035}\right)^5 = 0,284$$

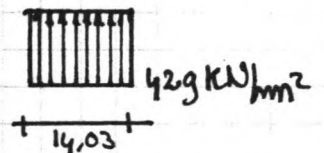
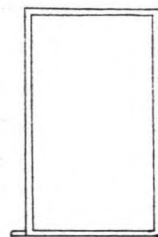
$$d_1 = 1$$

$$N_1 = 33,7 \quad (\varphi = 35^\circ)$$

$$q_{ua} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 14 \cdot 0,97 \cdot 0,284 \cdot 33,7 =$$

$$q_{ua} = \underline{\underline{653,7}}$$

$$\text{veiligheid} = \frac{653,7}{429} = \underline{\underline{1,52}}$$



ballast nedam groep n.v.

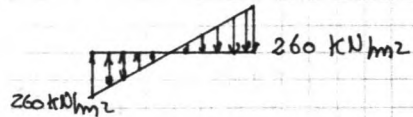
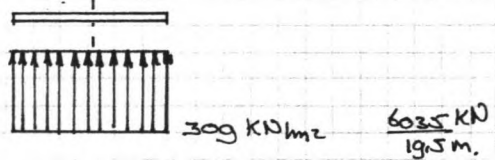
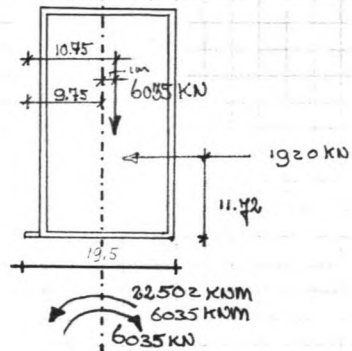
item:

date:

by:

sheet of

Berekening van de spanningen rond het funderingsniveau volgens de rotatie-as

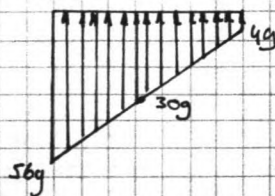


Spanninge d.g. v. de momenten.

$$\left(\frac{q}{2} \cdot \frac{19.5}{2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{19.5}{2} \cdot \frac{q}{3} \right) 2 = 22502 - 6035$$

$$63.4 q_a = 16467$$

$$q_a = 259.8 \text{ KN}$$



$$q_{au} = 905 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{1}{2} \cdot 19.5 \times 997 \cdot 0.284 \cdot 337 =$$

ballast nedam groep n.v.

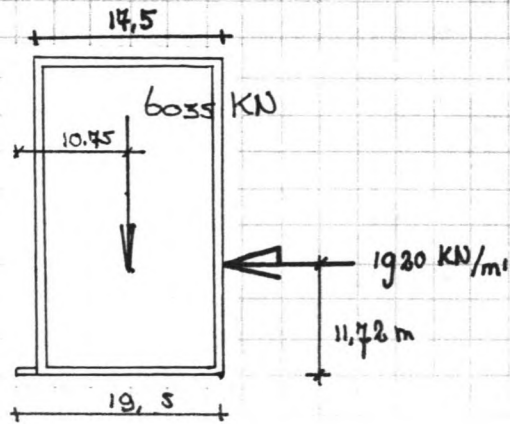
item:

date:

by:

sheet of

overzicht van spanningsovername onder het caisson

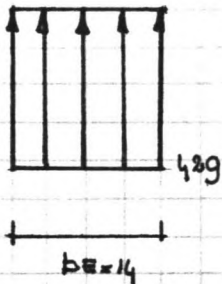
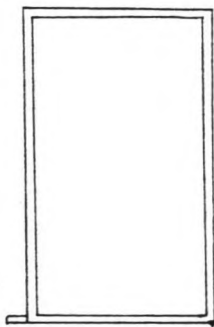


veiligheid schuif

$$\frac{428 \cdot 14}{1920} = 3,128$$

veiligheid oversturing

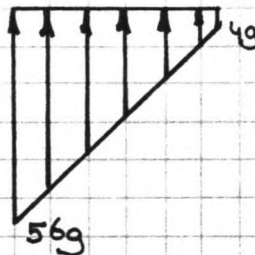
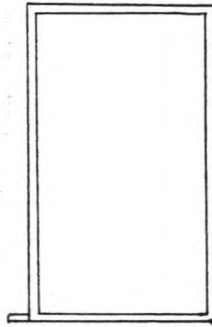
$$\frac{6035 \cdot 10,95}{1920 \cdot 11,72} = 2,9$$



$$b = 14$$

$$q_{au} = 653,7$$

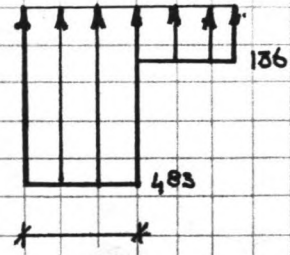
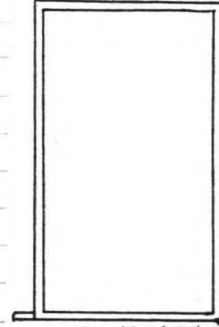
$$\text{veiligheid} = 1,52$$



$$b = 19,5$$

$$q_{au} = 905 \text{ KN/m}$$

$$\text{veiligheid} = 1,59^*$$



$$b = 9,75$$

$$q_{au} = 461 \text{ KN/m}$$

$$\text{veiligheid} = 0,95$$

ballast nedam groep n.v.

item:

by:

date:

* bij het CC. bekijken we de spanning per poort en niet over de totale breedte poort 1 + poort 2, dus neemt de veiligheidsfactor onder de toelastbare spanning af want zodat de constructie niet over de veiligheid

conclusie: De veiligheid van het Cammilla caisson
t.o.v. de bearing capacity
betreft met grond drukke t.g.v. verticale
last en moment is globaal 2x zo groot
als berekend volgens Bruch Hansse met
gereduceerde bodembreedte

Het is de vraag of de eventuele drukverdeling onder het
Cammilla caisson onderdaan een redig is. dit zal in het volgende
woede onderzocht

If bij geval B wordt voor het T.C. een hoge veiligheid
gevoerd bij het C.C. in de bodembreedte gesplitst
en het de "toelaatbare" laden op druk dus afnemen.
Dit impliceert dat de veiligheid voor het T.C. in
geval B de hoog is en C.C. dat aan de veiligheid
van geval B voldoet heeft vertaakt naar geval B en
en T.C. een hoge veiligheid

ballast nedam groep n.v.

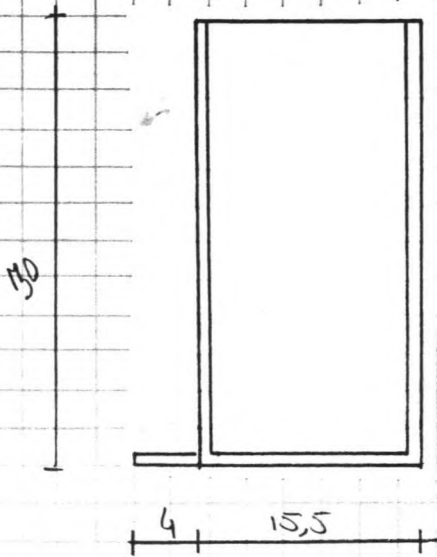
item:

date:

by:

sheet of

Berekening van Tracé caais met voorsteun van 4m.



$\alpha = 0 \quad k_{ah} = 0,28$

Bepaling van de horizontaal kracht

grondkracht $F_{ah} = 0,28 \cdot 30 \cdot \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 10 = 1260 \text{ KN/m}$ arm = 10 m

waterdruk 1,5m overdruk $F_{w3} = 30 \times 1,5 \times 10 = 450 \text{ KN/m}$ arm 15 m

bovenbelasting $F_{bb} = 0,28 \times 25 \times 30 = 210 \text{ KN/m}$ arm 15 m.

tot horizontaal kracht $1260 \text{ KN/m} + 450 \text{ KN/m} + 210 \text{ KN/m} = \underline{\underline{1920 \text{ KN/m}}}$
 arm 11,72 m.

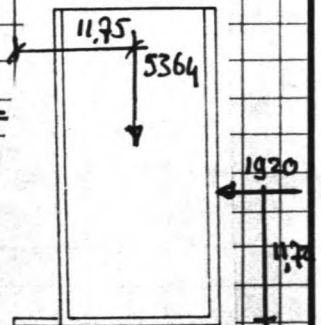
Bepaling van de verticale kracht

$15,5 \text{ m} \times 30 \times 10,7 \text{ KN/m}^3 = 4976 \text{ KN/m}$

$15,5 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^2 = 387,5 \text{ KN/m}$

5363,5 KN/m

arm 11,75



ballast nedam groep n.v.

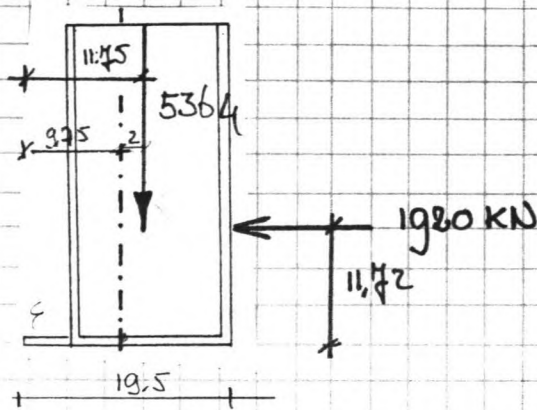
item:

date:

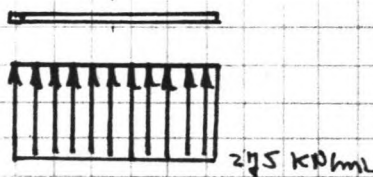
by:

sheet of

Berekening van de spanning op funderingsniveau.

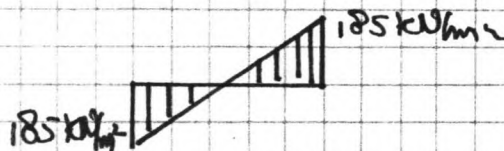


$$1920 \cdot 11.72 - 2 \cdot 5364 = 11774 \text{ kNm}$$



Spanninge t.g.v. verticale last

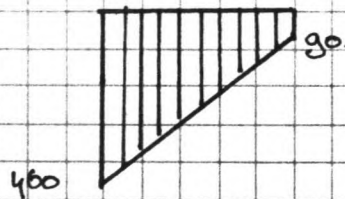
$$\frac{5364}{19.5} = 275 \text{ kN/m}$$



$$(q_a \cdot \frac{19.5}{2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{19.5}{2} \cdot \frac{2}{3}) \cdot 2 = 11774$$

$$63.4 q_a = 11774$$

$$q_a = 185 \text{ kN/m}$$



$$q_{aan} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 19.5 \cdot 0.99 = 0.23 \cdot 339 =$$

$$q_{aan} = 7.83$$

$$\text{veiligheidsfactor} = \frac{185}{7.83} = 1.59$$

$$\frac{5364 \times 11.75}{1920 \cdot 11.72} = 2.8$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

veronderstelling: De bearing capacity op funderings niveau is maatgevend.

Bepaal het draagvermogen en de grondspanning op funderings niveau:

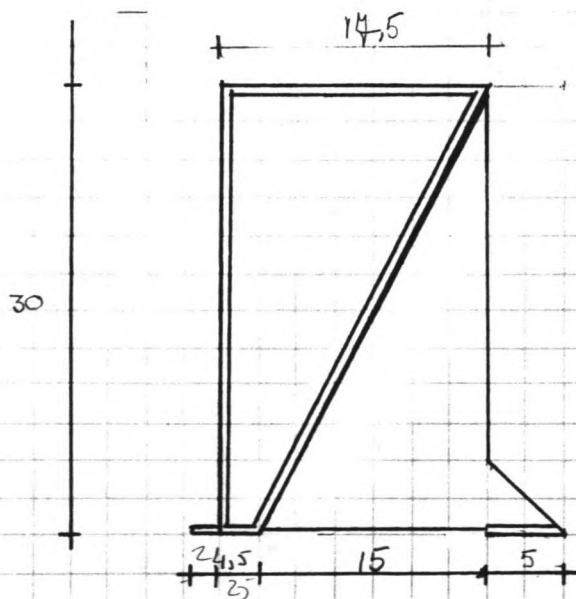
uitgangspunten: de minimale breedte van het caisson moet gelijk zijn aan de breedte van het traditionele caisson

: de maximale breedte voor de voorsteen bedraagt 2m

: de grondspanning wordt gezocht tóch even laag onder de voor en achter plaat te verdelen.

: de achterplaat wordt arbitrair op 5m gesteld.

: als eerste wordt de voor voet plaat geoptimaliseerd



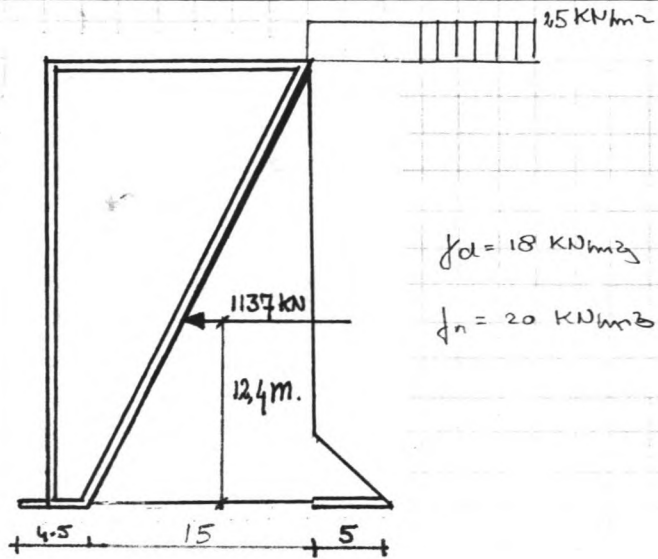
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



$$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$$

bepaling van de horizontale kracht

$$\alpha = \arctan \frac{15}{30} = 26,56^\circ \quad K_{a,n} = 0,131$$

de gronddrukcomponent:

$$F_{a,n} = 0,131 \times 30 \times \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 10 = \underline{589,5 \text{ kN}} \quad \text{arm} = 10 \text{ m t.o.v. bodem}$$

de waterdruk component.

wateroverdruk 1,5 m

$$F_w = 30 \times 1,5 \times 10 = \underline{450 \text{ kN}} \quad \text{arm} = 15 \text{ m t.o.v. bodem}$$

de bovenbelastingscomponent 25 kN/m^2

$$F_{b,b} = 30 \times 25 \times 0,131 = \underline{98 \text{ kN}} \quad \text{arm} = 15 \text{ m t.o.v. bodem}$$

$$\text{totale horizontale kracht: } 589,5 + 450 + 98 = \underline{1137 \text{ kN}}$$

$$\text{arm} = \frac{589}{1137} \times 10 + \frac{548}{1137} \cdot 15 = \underline{12,4 \text{ m}}$$

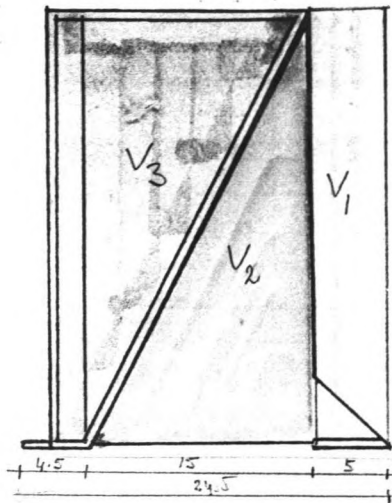
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



bepaal om het verticale gewicht

Het gewicht V_1

uitgangspunt het gemiddeld gewicht (onder water bedraagt 10.7 KN/m^3)

$$V_1 = 30 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 10.7 \text{ KN/m}^3 = \underline{1605 \text{ KN}} \quad \text{arm } 22 \text{ m t.o.v. de teen.}$$

$$V_2 = 15 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times \frac{1}{2} \times 10.7 \text{ KN/m}^3 = \underline{2407.5 \text{ KN}} \quad \text{arm } 14.5 \text{ m t.o.v. de teen.}$$

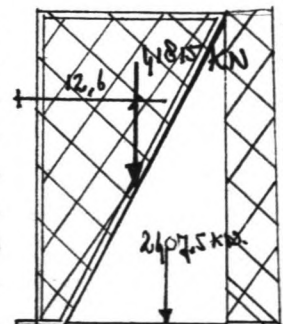
$$V_3 = 23.5 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 10.7 \text{ KN/m}^3 = \frac{1}{2} \cdot 15 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 10.7 = \underline{3210 \text{ KN}}.$$

$$\text{arm} = \frac{3210}{4815} \times 3.25 + \frac{2407.5}{4815} \times 9.5 = 7.94 \text{ m}$$

Het gewicht van V_3 en V_1 rust op het caisson.

$$V_3 + V_1 = 1605 + 3210 = \underline{4815 \text{ KN}}.$$

$$\text{arm} = \frac{3210}{4815} \times 7.94 + \frac{1605}{4815} \times 22 = 12.63 \text{ m}$$



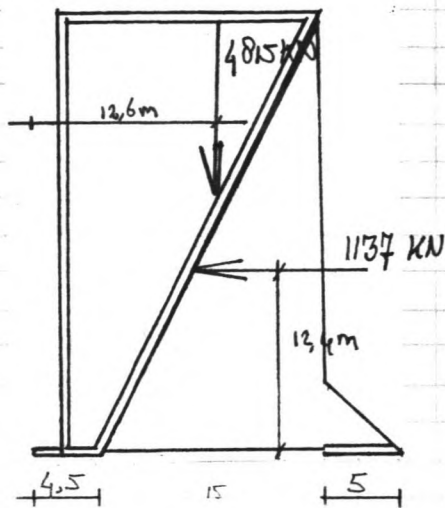
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

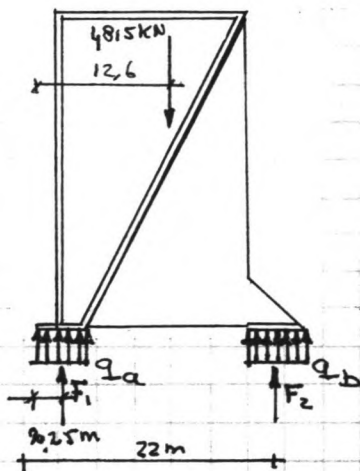
sheet of



overwinning geen probleem.

Uitgangspunt: er wordt aangenomen dat de druk t.g.v. het eigen gewicht zich als een recht hoekige drukverdeling onder de plaat gedraagt.

Drukking onder de twee voelplaten t.g.v. het gewicht v.



$$F_1 + F_2 = 4815 \text{ kN}$$

$$\sum m = 0 \quad 4815 \text{ kN} \cdot 10,45 \text{ m} - F_2 \cdot 19,75 \text{ m}$$

$$F_2 = \frac{4815 \cdot 10,45}{19,75} = 2547,7 \text{ kN}$$

$$F_1 = 2268 \text{ kN}$$

$$q_a = \frac{2268}{4,5} = \underline{\underline{503,8 \text{ kN/m}^2}}$$

$$q_b = \frac{2268}{5} = \underline{\underline{453,6 \text{ kN/m}^2}}$$

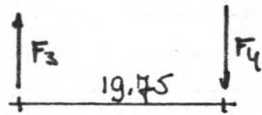
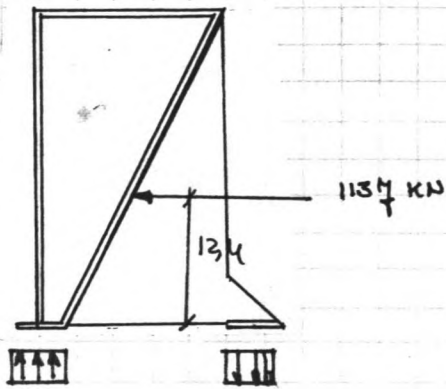
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



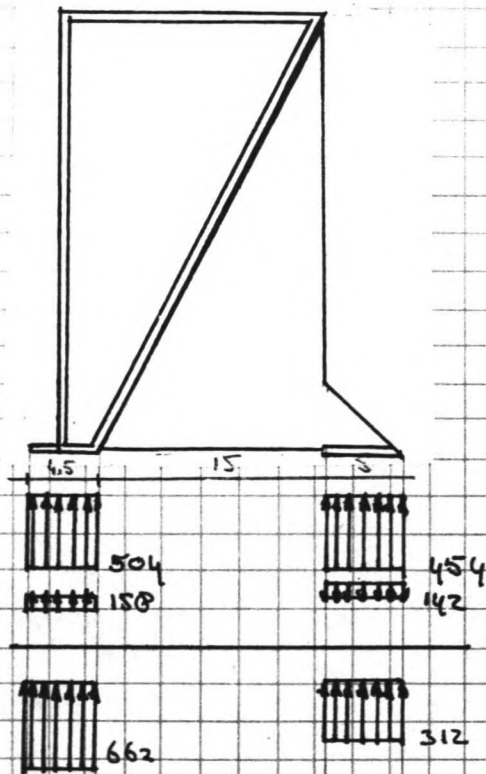
Spanning op de voetplaat d.g.v. het moment

$$\text{moment} = 1137 \text{ kN} \times 13,4 \text{ m} = 14099 \text{ kNm}$$

$$\text{tegenwerkend moment } F_4 \times 19,75 = 14099 \text{ kNm} =$$

$$F_4 = 713 \text{ kN} \quad b = 5 \text{ m} \quad q_b = -142,6 \text{ kN/m}^2$$

$$F_3 = 713 \text{ kN} \quad b = 4,5 \text{ m} \quad q_a = 158,4 \text{ kN/m}^2$$



Resulterende spanningen onder de voetplaat

ballast nedam groep n.v.

item:

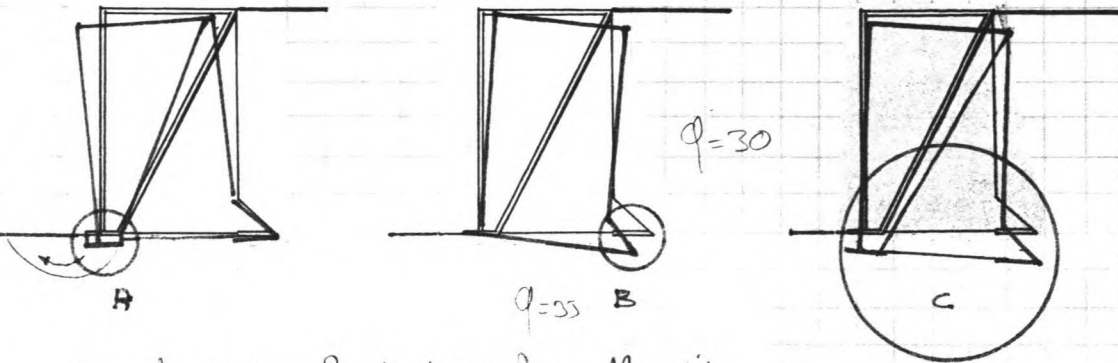
date:

by:

sheet of

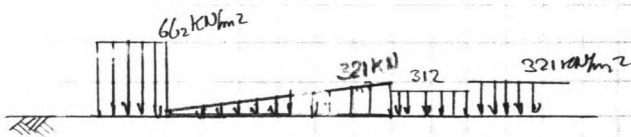
Bepaling van de ultimate spanningen onder de voetplaten.

Voor het bewijzen van de voetplaat kunnen we 3 gevallen.



De te onderscheiden bewijsgewallen zijn

- A. lokaal bewijzen van de voorste
- B. lokaal bewijzen van de achterste
- C. totaal bewijzen van de funderingsbreedte.



bewijsgewal C zal niet optreden.

Bewijs gewal A. Verdeling van de horizontale last

de horizontale kracht bedraagt ≈ 1137 kN.

de horizontale kracht over de voetplaat bedraagt

$\frac{1}{2} \cdot 662 \text{ kN/m}^2 \times 4,5 \text{ m}$	$= 1489,5 \text{ kN}$	$48,3\%$	549 kN
$\frac{1}{2} \cdot 312 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m}$	$= 780 \text{ kN}$	$25,5\%$	287 kN
$\frac{1}{2} \cdot 321 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m}$	$= 825 \text{ kN}$	$26,5\%$	$301,3 \text{ kN}$
	<u>3072 kN</u>		max horz kracht

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

uitgangspunt: de totale funderingsbreedte* fungeert als funderingsbreedte

: cohesie-loze grond

* van voor of achter voetplaat

de voorvoetplaat.

$$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot f \cdot b \cdot s_r \cdot i_r \cdot d_r \cdot N_f$$

$$\varphi = 30^\circ \rightarrow N_f = 15,1$$

$$f = 10$$

$$b = 4,5$$

$$s_r = 1 - 0,4 \cdot \frac{b}{L} = (1 - 0,4 \cdot \frac{4,5}{500}) = 0,996$$

$$i_r = 1 - 0,7 \cdot \frac{H}{V} = (1 - 0,7 \cdot \frac{549}{662 \times 4,5}) = 0,5$$

$$d_r = 1$$

$$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 4,5 \cdot 0,996 \cdot 0,5 \cdot 15,1 = \underline{\underline{169 \text{ kN/m}^2}}$$

overwegingen is i_r met $0,5 - 1$ $\rightarrow 1 \cdot 1 \cdot 2,6$

is φ met $\varphi = 35^\circ$ $15,1 - 33,9$ $\rightarrow 2,24$

kan de breedte niet groter $4,5 \rightarrow 9,5 \text{ m}$

$$i_r = k_0 = 0,17$$

ballast nedam groep n.v.

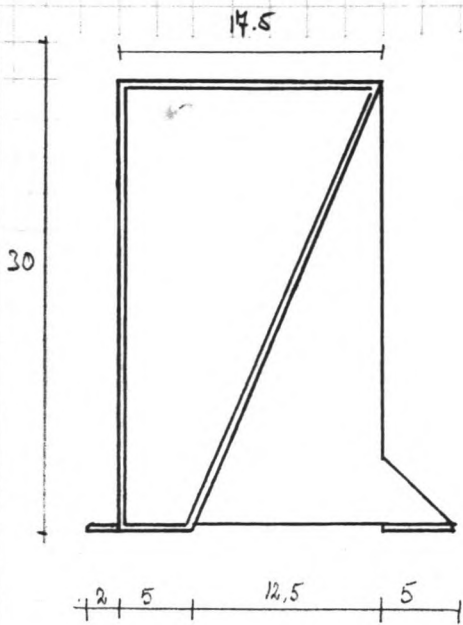
item:

date:

by:

sheet of

1 Herberekening van het Camille caisson met verbrede voorvoorzicht



$\alpha = \arctan \frac{1}{3} = 0,17$ (moet 0,153 rad, maar voldoet dan nog niet)
 $\hookrightarrow \arctan \frac{12,5}{30}$

bepaling van de horizontale kracht. grond.

$F_{ah} = 0,17 \times 30 \text{ m} \cdot \frac{1}{2} \cdot 30 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^2 = 765 \text{ kN}$

arm : 10 m.

water drukken:
 wateroverdruk 1,5 m.

$F_w = 30 \times 1,5 \times 10 = 450 \text{ kN}$ arm tov bodem 15 m

boven belasting component:

$F_{bb} = 20 \times 25 \times 0,17 = 127 \text{ kN}$ arm tov bodem 15 m

totale horizontale kracht $765 \text{ kN} + 450 \text{ kN} + 127 \text{ kN} = \underline{1342,5 \text{ kN}}$

arm : $\frac{765}{1342,5} \times 10 + \frac{577}{1342,5} \times 15 = \underline{12,1 \text{ m}}$

bepaling van de verticale kracht

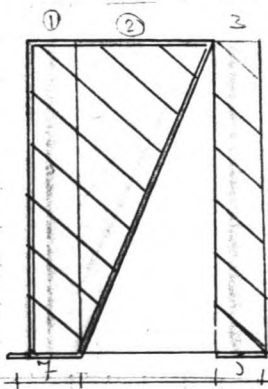
$V_1 = 5 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^2 = 1605 \text{ kN}$ 4,5 m

$V_2 = 12,5 \times 30 \times \frac{1}{2} \cdot 10,7 \text{ kN/m}^2 = 2006,3 \text{ kN}$ 11,2 m

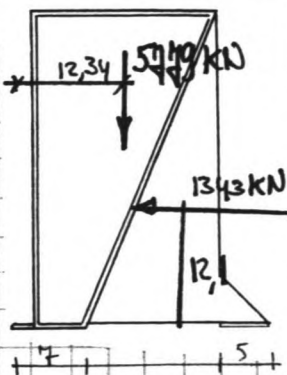
$V_3 = 5 \text{ m} \times 30 \times 10,7 \text{ kN/m}^2 = 1605 \text{ kN}$ 22 m

$V_4 = 22,5 \times 25 = 563 \text{ kN}$ 11,25 m

$V_t = \underline{5749,3 \text{ kN}}$ arm : $\underline{12,34 \text{ m}}$



boven belasting



\Rightarrow oversturing geen probleem!

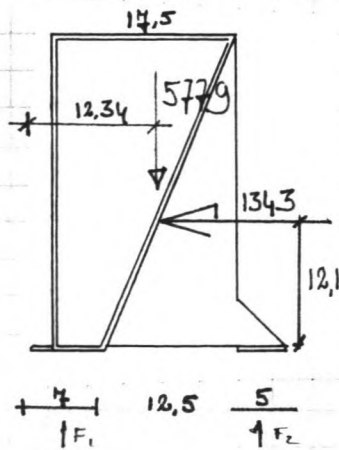
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



Spanning onder de voetplaat t.g.v. de verticale last U

$$F_1 + F_2 = 5779 \text{ KN.}$$

$$5779 \text{ KN} \times \left(12,34 - \frac{7}{2}\right) - F_2 \cdot \left(12,5 + \frac{7}{2} + \frac{5}{2}\right) =$$

$$F_2 = 2761,4 \text{ KN}$$

$$F_1 = 3018 \text{ KN.}$$

$$\text{voor voetplaat } q_a = \frac{3018 \text{ KN/m}}{7 \text{ m}} = \underline{\underline{431 \text{ KN/m}^2}}$$

$$\text{achtervoetplaat } q_a = \frac{2761,4}{5} = \underline{\underline{552 \text{ KN/m}^2}}$$

Spanning onder de voetplaat t.g.v. het overtuering moment

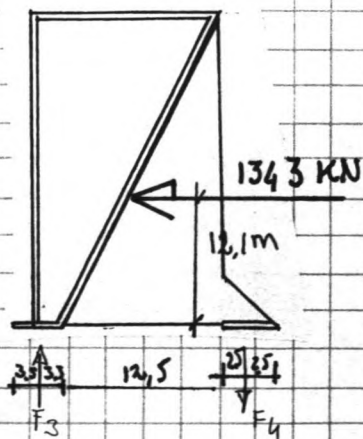
$$\text{overtuering moment: } 1343 \text{ KN} \times 12,1 \text{ m} = \underline{\underline{16250 \text{ KN} \cdot \text{m}}}$$

$$F_3 + F_4 = 0$$

$$F_4 \times 12,5 \text{ m} = 16250 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$F_4 = 848 \text{ KN}$$

$$F_3 = -848 \text{ KN}$$



$$\text{achtervoetplaat} = q_a = \underline{\underline{176 \text{ KN/m}^2}}$$

$$\text{voorvoetplaat} = q_a = \underline{\underline{125 \text{ KN/m}^2}}$$

ballast nedam groep n.v.

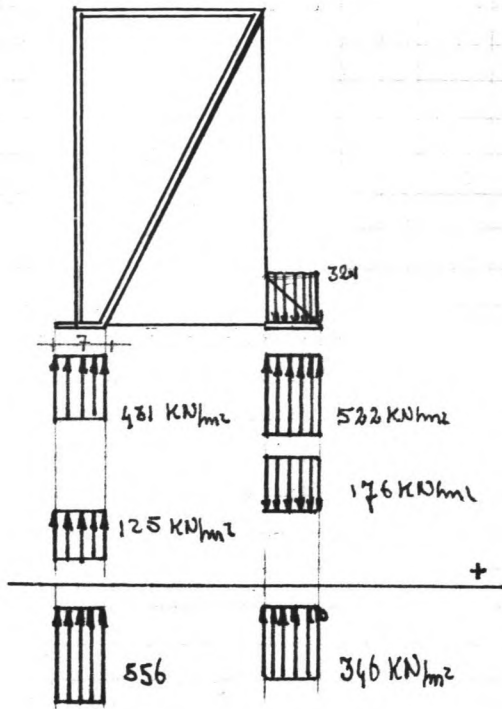
item:

date:

by:

sheet of

totale resulterende grondspanningen.



De ultimate bearing capacity

$$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot f \cdot b \cdot s_j \cdot i_j \cdot d_j \cdot N_f$$

uitgangspunten

$$f = 10$$

$$c = 0$$

$$q = 0$$

$$b = 7$$

$$s_j = (1 - 0,4 \cdot \frac{4}{500}) = 0,99$$

$$i_j =$$

Verdeling van de horizontale kracht:

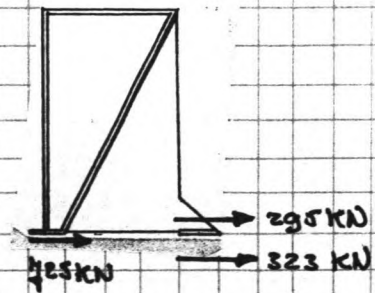
$$H_t = 1343 \text{ kN}$$

maximaal opneembare horizontale kracht

voorwetplaat $556 \text{ kN/m}^2 \times 7 \times 0,5 = 1946 \text{ kN}$ 54% 725 kN.

achterwetplaat boven: $321 \text{ kN/m}^2 \times 5 \times 0,5 = 802,5 \text{ kN}$ 22% 295 kN

onder: $346 \text{ kN/m}^2 \times 5 \times 0,5 = 865 \text{ kN}$ 24% 323 kN.



ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

voorvoetplaat: $H = 725 \text{ kN}$

$$V = 556 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 7 \text{ m} = 3892 \text{ kN}$$

$$i_s = \left(1 - 0,7 \frac{H}{V}\right)^5 = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{725}{3892}\right)^5 = 0,497$$

$$\varphi = 30^\circ \quad N_d = 15,1$$

$$d_f = 1$$

$$q_{ox} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 7 \cdot 0,99 \cdot 0,497 \times 1 \times 15,1 = \underline{\underline{260 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\varphi = 35^\circ \quad N_d = 22,3 \rightarrow 2,24$$

maak de bereikte nog groter 9,5 m voorvoetplaat

ballast nedam groep n.v.

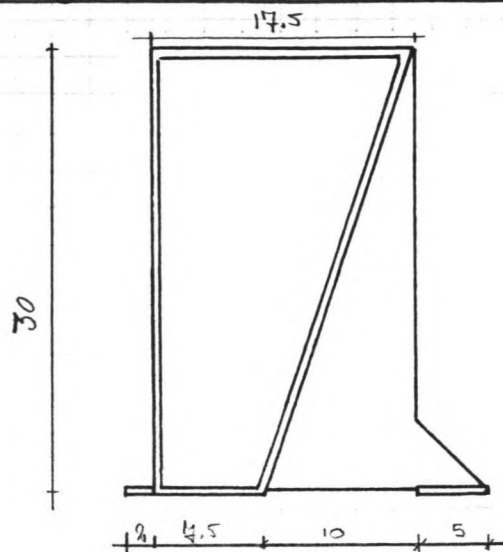
item:

date:

by:

sheet of

2^e Herberekening van het Camilla caisson met wederom verbrede voetplaat



$$\alpha = \arctan \frac{10}{30} \Rightarrow K_{gh} = 0,17$$

Bepaling van de horizontale kracht op het caisson:

grondkracht: $F_{gh} = 0,17 \cdot 30 \text{ m} \cdot \frac{1}{2} \cdot 30 \text{ m} \cdot 10 \text{ KN/m}^3 = 765 \text{ KN/m}$

arm = 10 m.

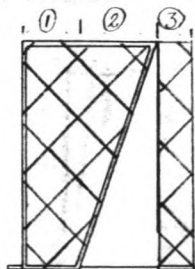
waterdruk: $F_{w} = 30 \times 1,5 \times 10 = 450 \text{ KN/m}$
1,5 m overdruk
arm 15 m

Louwenbelasting: $F_{lb} = 0,17 \times 25 \times 30 = 127 \text{ KN/m}$

arm 15 m.

totale horizontale kracht: $765 \text{ KN/m} + 450 \text{ KN/m} + 127 \text{ KN/m} = \underline{\underline{1342,5 \text{ KN}}}$

arm = $\frac{765 \times 10}{1342} + \frac{577 \times 15}{1342} = \underline{\underline{12,1 \text{ m}}}$



De verticale belasting:

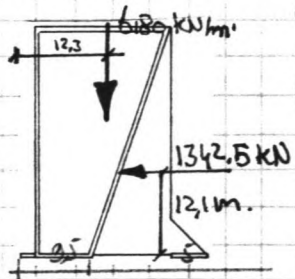
① $7,5 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 10,7 \text{ KN/m}^3 = 2407,5 \text{ KN/m}$ arm $5,75 \text{ m}$

② $10 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times \frac{1}{2} \times 10,7 \text{ KN/m}^3 = 1605 \text{ KN/m}$ arm $12,8 \text{ m}$

③ $5 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 10,7 \text{ KN/m}^3 = 1605 \text{ KN/m}$ arm 22 m

④ $22,5 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^2 = 562,5 \text{ KN/m} +$ arm $11,25 \text{ m}$

$V_{\text{totaal}} = \underline{\underline{6180 \text{ KN/m}}}$ arm $\underline{\underline{12,3 \text{ m}}}$



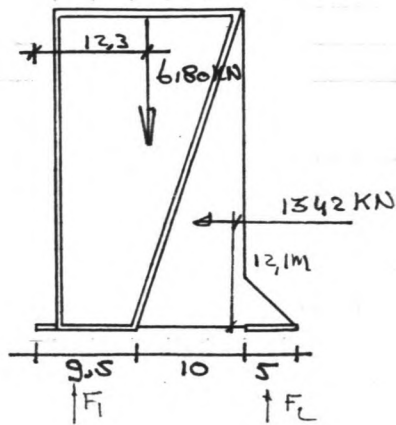
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



Spanningen onder de voetplaat t.g.v. de verticale last U.

$$F_1 + F_2 = 6180 \text{ KN}$$

$$6180 \text{ KN} \cdot (12,3 - 4,75) + F_2 \cdot 17,25 =$$

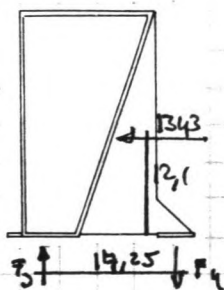
$$F_2 = 2704,8$$

$$F_1 = 3475 \text{ KN}$$

spanning onder de voor voetplaat: $\frac{3475}{9,5} = \underline{\underline{365,8}} \text{ KN/m}^2$

: $\frac{2705}{5} = \underline{\underline{541}} \text{ KN/m}^2$

Spanningen onder de voetplaat t.g.v. het overtuwingmoment

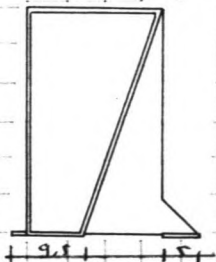


overtuwing moment: 16350 kNm.

Resistie moment $F_4 \cdot 17,25 = 16250 = 9464$

$$F_4 = 942 \text{ KN} \quad 375$$

$$F_3 = 942 \text{ KN} \quad 375$$



Spanning onder de achter voetplaat $\underline{\underline{188,4}} \text{ KN/m}^2 \quad 75$

Spanning onder de voor voetplaat $\underline{\underline{99}} \text{ KN/m}^2 \quad 39,5$

ballast nedam groep n.v.

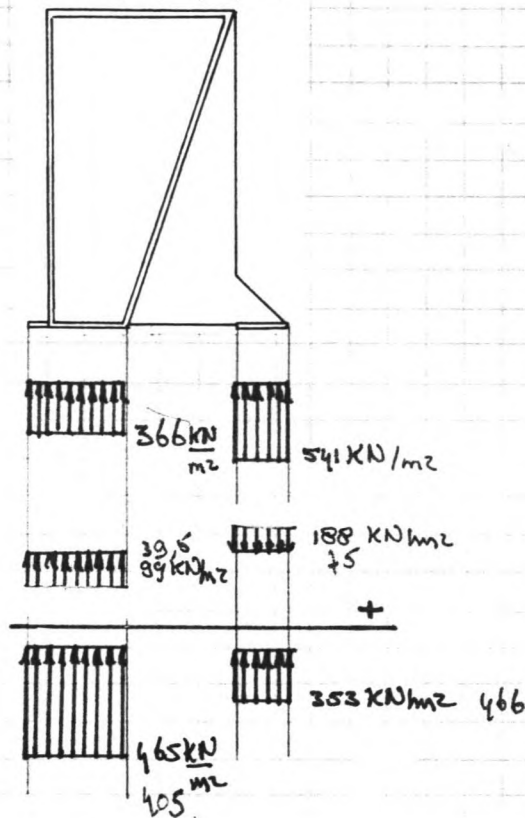
item:

date:

by:

sheet of

totaal resulterende grondspanning



verdeling van de horizontale kracht

maximaal op de rems horizontale kracht. $F = 1343 \text{ kN}$.

voorvoetplaat: $465 \text{ kN/m}^2 \times 9,5 \text{ m} = 4417,5 \text{ kN/m}^2$ 56% 752 kN

achtervoetplaat: $252 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1260 \text{ kN/m}^2$ 23% 308 kN

$321 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1605 \text{ kN/m}^2$ 21% 282 kN

Ultimate bearing capacity van de voorvoetplaat

$$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot f \cdot b \cdot s_f \cdot i_f \cdot d_f \cdot N_f$$

$f = 10$

$b = 9,5$

$N_f = 15,1$

$s_f = (1 - 0,4 \frac{9,5}{300}) = 0,99$

$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 9,5 \cdot 0,99 \times 0,53 \times 1 \times 15,1 = 376 \text{ kN/m}^2$

$i_f = (1 - 0,7 \frac{352}{465 \times 9,5})^5 = 0,53$

$N_f (q=35) \rightarrow q_{au} = \underline{\underline{344 \text{ kN/m}^2}}$

$d_f = 1$

ballast nedam groep n.v.

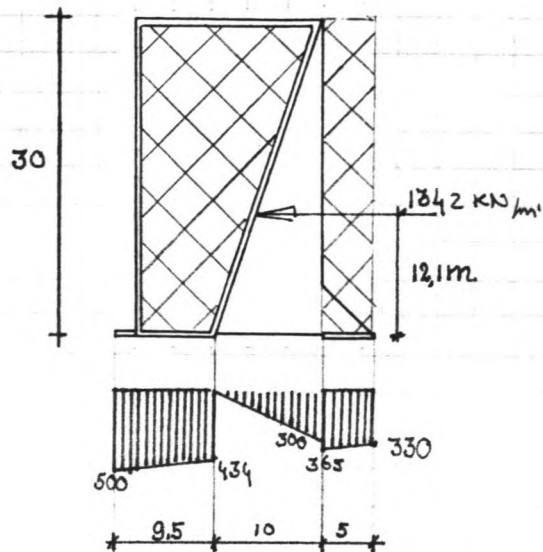
item:

date:

by:

sheet of

Controle van de bearing capacity van de achtersteen.



ultimate bearing capacity achterwaart plaat

$$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot f \cdot b \cdot s_1 \cdot i_1 \cdot d_1 \cdot N_f + q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot N_q$$

$f = 10$

$b = 5$

$s_1 = 0,99$

$i_1 = (1 - 0,7 \cdot \frac{H}{V})^5 = (1 - 0,7 \cdot \frac{591}{336,5})^5 = 0,51$

$N_f = 33,9$

$d_1 = 1$

$\bar{q} = 100$

$s_q = 1 + 56 \cdot \frac{5}{35} = 1$

$i_q = (1 - 0,5 \cdot \frac{591}{336,5})^5 = 0,62$

$d_q = 1 + 0,2 = 1$

$N_q = 33,3$

$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 5 \cdot 0,99 \cdot 0,51 \cdot 1 \cdot 33,9 + 100 \cdot 1 \cdot 0,62 \cdot 33,3 =$

2506 kN/m^2

$\text{veiligheid} = \frac{2506}{365} = \underline{\underline{6,86}}$

ballast nedam groep n.v.

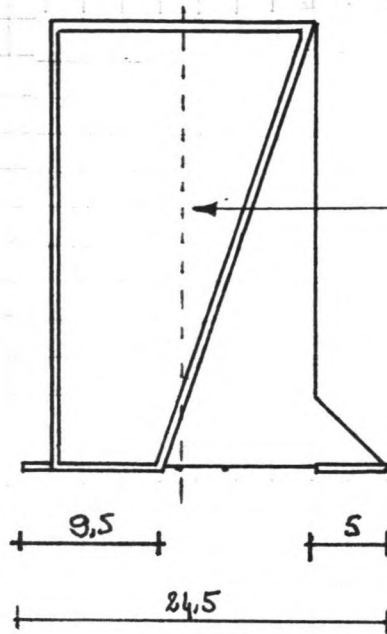
item:

date:

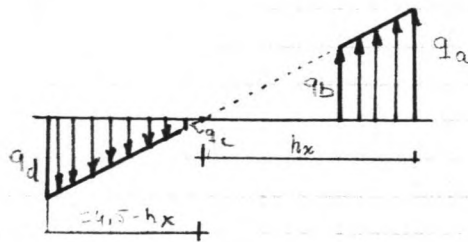
by:

sheet of

Bepaling van de Rotatie as



rotatie as v.d. constructie



$$q_a = q_a = h_x \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$q_b = (h_x - 5) \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$q_c = ((24,5 - h_x) - 9,5) \cdot \frac{q_a}{h_x} = (15 - h_x) \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$q_d = (24,5 - h_x) \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$q_a = q_a$$

$$q_b = 0,638 q_a$$

$$q_c = 0,087 q_a$$

$$q_d = 0,475 q_a$$

4,00
0,819 q_a
0,431 q_a
4,00

$$\sum F = 0 \quad \frac{q_a + q_b}{2} \cdot 5 = \frac{q_c + q_d}{2} \cdot 9,5$$

$$\frac{1}{2} \cdot 5 (q_a + q_b) = \frac{1}{2} \cdot 9,5 (q_c + q_d)$$

$$h_x \cdot \frac{q_a}{h_x} + (h_x - 5) \cdot \frac{q_a}{h_x} = \frac{9,5}{5} \left((15 - h_x) \cdot \frac{q_a}{h_x} + (24,5 - h_x) \cdot \frac{q_a}{h_x} \right)$$

$$h_x + h_x - 5 = \frac{9,5}{5} (15 - h_x + 24,5 - h_x)$$

$$2h_x - 5 = \frac{9}{10} (39,5 - 2h_x)$$

$$2h_x - 5 = 43,05 - 3,8h_x$$

$$5,8h_x = 80,05$$

$$h_x = 13,80$$

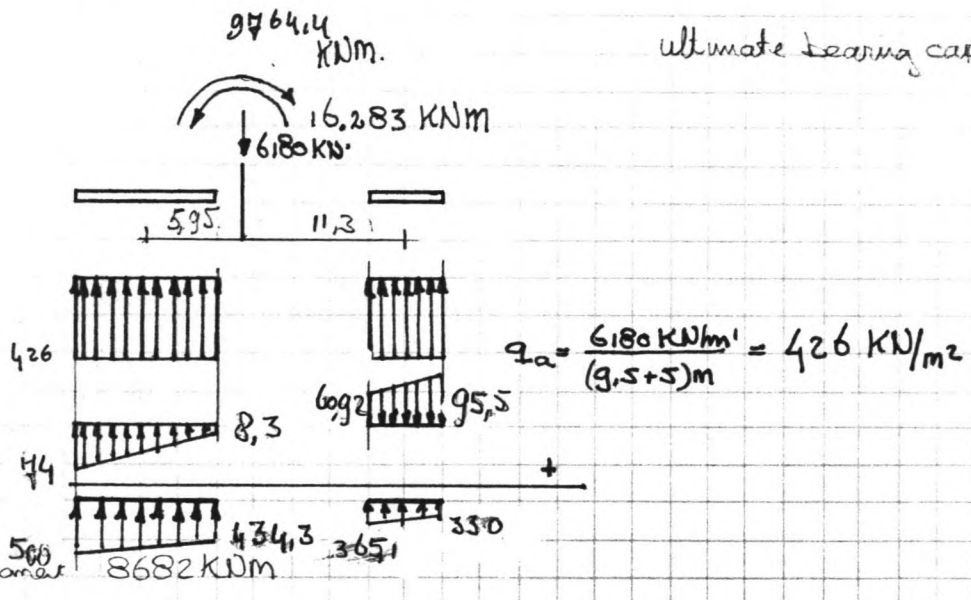
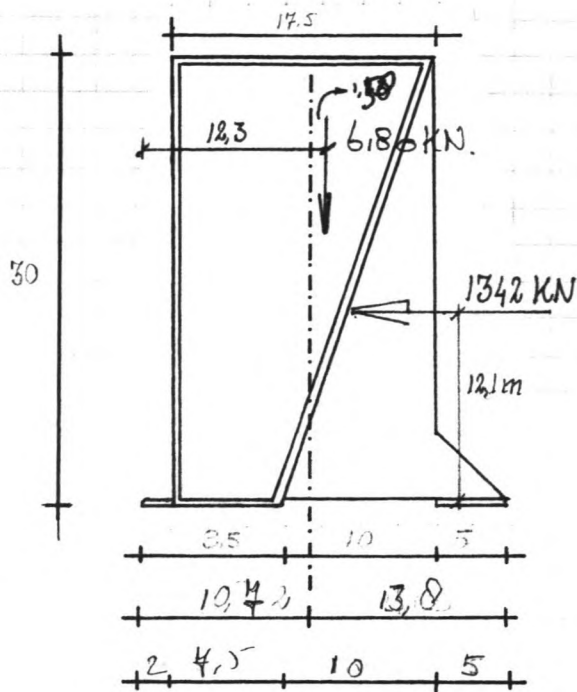
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



overturning moment 500

resisting moment $(q_a + 0.638 q_a) \cdot \frac{1}{2} \cdot 5m \times 10.429m + (0.008 q_a + 0.445 q_a) \cdot \frac{1}{2} \cdot 9.5 \times 5.95$

$6826 \cdot q_a = 65186kw$

veiligheid $\frac{844}{500} = 1.68$

$q_a = 95.5 \text{ kNm}^2$

$q_b = 6092 \text{ kNm}^2$

$q_c = 8.30$

$q_d = 44.07$

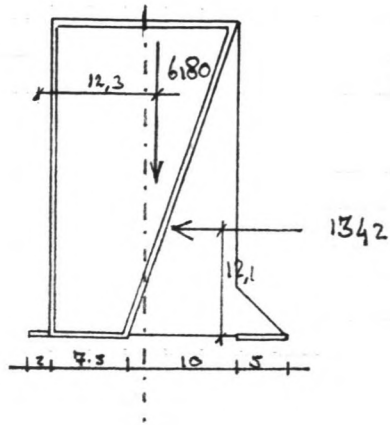
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

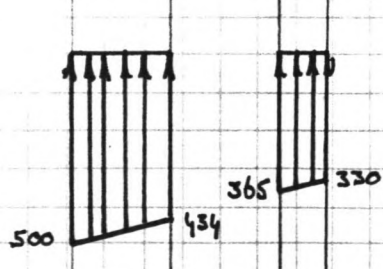
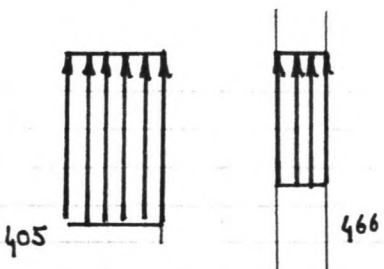
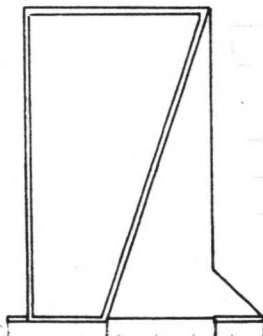
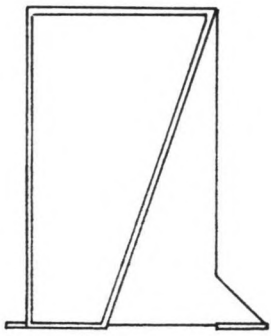
by:

sheet of



m.b.v. keuzem en even-
 resten druk. verdelen
 geschied m.b.v. rotatie

m.b.v. rotatie en



$q_{au} = 844 \text{ kN/m}^2$ (voorpoet)

$q_{au} = 2506 \text{ kN/m}^2$ (achterpoet)

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

conclusie

Het blijkt dat de benadering van een gelijkmatig spanningsverdeling onder de posten een fout gaf van de hoopste spanning in de orde van 10%. Desondanks blijft het caisson stabiel met een veiligheid t.o.v. bearing capacity van 1,68 voor de wortelen. Tevens moet de architect staan en het toelaten op bearing capacity welke worden.

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

De volgende overweging is nog te maken

A: de achter voet plaat versmallen tot 2 m

B: de bove kant van de achter wand recht uitbreiden.

ballast nedam groep n.v.

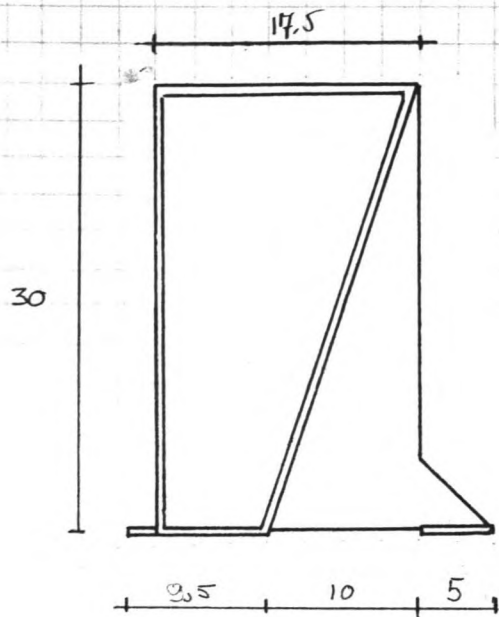
item:

date:

by:

sheet of

Conclusie:



En caisson met de volgende uitgangspunten voldoet aan de

- even t.o.v.
- sliding veiligheids 1,81
 - overturning 4,681
 - bearing capacity 5,79

uitgangspunten: $\phi = 35^\circ$ funderingsniveau $\phi = 20^\circ$ achter het caisson

- maximaal water over druk is 1,5m
- bovenbelasting 25 kN/m²
- de belasting onder de platen afgeleid uit krachten spreidt zich gelijkmatig
- de maximale voor ^{deel} voetplaat breedte is 2m.

de overweging: versmallen v. de achter voetplaat

ballast nedam groep n.v.

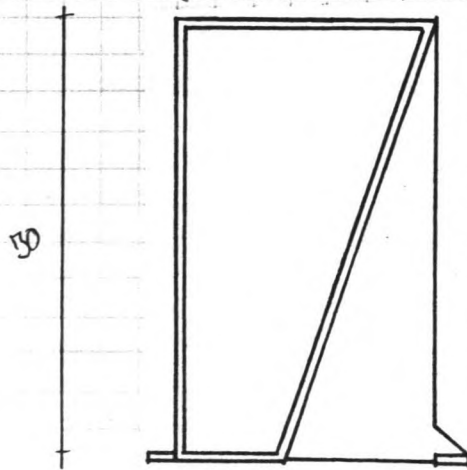
item:

date:

by:

sheet of

3^e Herberekening met versmalde achterplaat



$$\alpha = \arctan \frac{1}{3} \Rightarrow \tan \alpha = 0,17$$

bepaling van de horizontale kracht op het caisson

grond: $F_{gh} = 0,17 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times \frac{1}{2} \times 30 \times 10 \text{ KN/m}^3 = 765 \text{ KN/m}$ arm 10 m

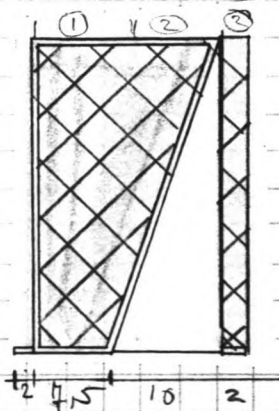
water: $F_w = 30 \times 1,5 \times 10 = 450 \text{ KN/m}$ arm = 15 m
1,5 m overdruk

bovenbelasting $F_{bb} = 0,17 \times 25 \times 30 = 127 \text{ KN/m}$ arm = 15 m

totale horizontale belasting: $765 \text{ KN/m} + 450 \text{ KN/m} + 127 \text{ KN/m} = \underline{\underline{1342 \text{ KN}}}$

arm $\frac{765}{1342} \cdot 10 \text{ m} + \frac{577}{1342} \times 15 \text{ m} = \underline{\underline{12,1 \text{ m}}}$

bepaling van de verticale belasting



① $4,5 \times 30 \times 10,7 = 2407,5$ arm 5,75

② $\frac{1}{2} \cdot 30 \times 10 \times 10,7 = 1605$ arm 12,8

③ $2 \times 30 \times 10,7 = 642$ arm 20,5

④ $19,5 \times 25 = 487,5$ arm 9,75

5142 KN

arm = 10,17

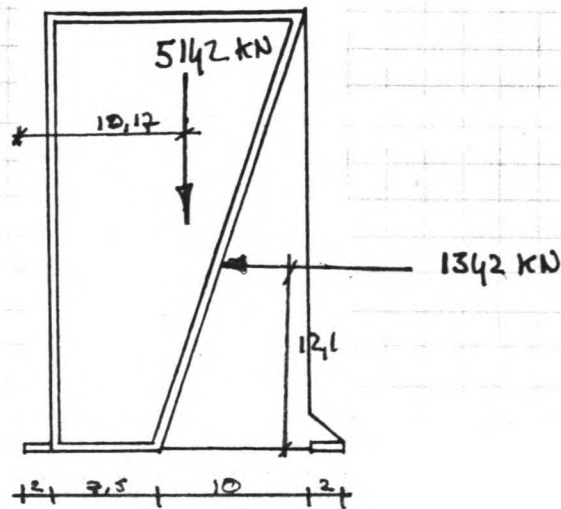
ballast nedam groep n.v.

item:

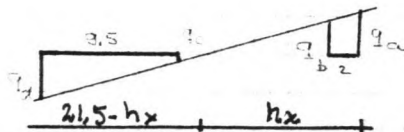
date:

by:

sheet of



Bepaling van de rotatie as.



$$q_a = h_x \cdot \frac{q_a}{h_x} =$$

$$q_b = (h_x - 2) \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$q_c = (21.5 - h_x - 2.5) \cdot \frac{q_a}{h_x} = (12 - h_x) \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$q_d = (21.5 - h_x) \cdot \frac{q_a}{h_x} = (21.5 - h_x) \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$q_a$$

$$0.857 q_a$$

$$-0.1425 q_a$$

$$0.535 q_a$$

$$1.857$$

$$1.857$$

$$\sum F = 0 \quad (q_d + q_c) \cdot \frac{1}{2} \cdot 9.5 = (q_b + q_a) \cdot \frac{1}{2} \cdot 2$$

$$(q_d + q_c) \cdot 4.75 = (q_b + q_a)$$

$$\left((21.5 - h_x) \cdot \frac{q_a}{h_x} + (12 - h_x) \cdot \frac{q_a}{h_x} \right) 4.75 = \left((h_x - 2) \cdot \frac{q_a}{h_x} + h_x \cdot \frac{q_a}{h_x} \right)$$

$$\left((21.5 - h_x) + (12 - h_x) \right) 4.75 = (h_x - 2) + h_x$$

$$(33.5 - 2h_x) 4.75 = 2h_x - 2$$

$$159.125 - 9.5 h_x = 2h_x - 2$$

$$11.5 h_x = 161.125$$

$$h_x = 14.01$$

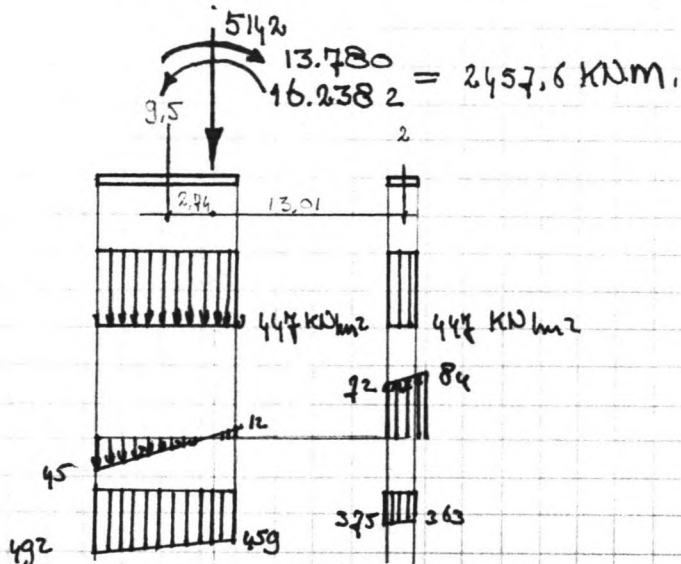
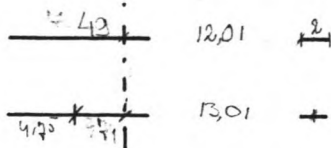
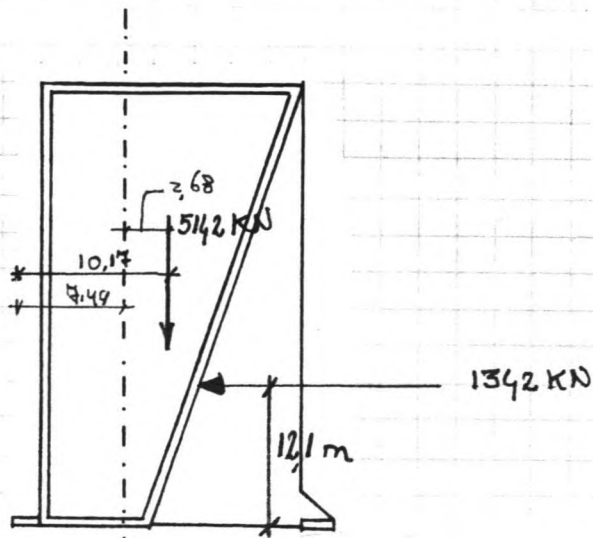
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



spanning t.o.v. de last V $q_a = \frac{5142}{11,5} = 447 \text{ KN/m}^2$

spanninge t.o.v. het overknijpmoment.

$$\frac{1}{2} (q_a + 0,857q_a) \cdot 2 \cdot 13,01 + \frac{1}{2} \cdot (0,535q_a - 0,1435q_a) \cdot 9,5 \times 2,44 = 2457,6 \text{ kNm}$$

$$1,857q_a \cdot 13,01 + 0,3915q_a \cdot 13,01 = 2457,6 \text{ kNm}$$

$$q_a = 84,01 \text{ KN/m}^2$$

$$q_b = 72 \text{ KN/m}^2$$

$$q_c = -12,05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = 44,95 \text{ KN/m}^2$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

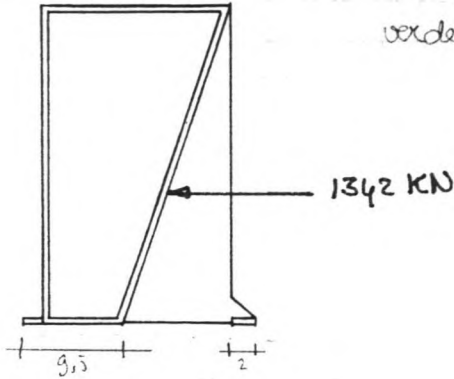
by:

sheet of

Controle op spanningen onder de voetplaten.

voor voetplaat

$$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot f \cdot b \cdot s_1 \cdot i_1 \cdot d_1 \cdot N_d$$



verdeling van de horizontaal kracht onder de voetplaat

maximaal opte nemen hori. last

voor voetplaat:

$$0,5m \cdot \left(\frac{492 + 459}{2} \right) \cdot 0,5 = 2258 \text{ KN} \quad 76\%$$

achter voetplaat onder en boven.

$$2 \cdot (321 \times 0,5) + 2 \cdot \frac{395 + 363}{2} \cdot 0,5 = 690 \quad 24\%$$

$$FKT = 2948 \text{ KN}$$

Horizontaal kracht onder de voor voetplaat: $76\% \cdot 1342 = 1020 \text{ KN}$

$$\text{verticaal: } (492 + 459) \cdot \frac{1}{2} \cdot 9,5 = 4517 \text{ KN}$$

$$f = 10$$

$$b = 9,5$$

$$s_1 = \left(1 - 0,4 \cdot \frac{b}{e} \right) = \left(1 - 0,4 \cdot \frac{9,5}{500} \right) = 0,99$$

$$i_1 = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{H}{V} \right)^5 = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{1020}{4517} \right)^5 = 0,423$$

$$N_d (q = 35) = 33,9$$

$$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 9,5 \cdot 0,99 \cdot 0,423 \cdot 33,9$$

$$q_{au} = 674 \text{ KN/m}$$

$$\underline{\underline{\text{veiligheid}}} = \frac{674}{492} = \underline{\underline{1,37}} \quad \text{voldoet niet}$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

conclusie

De achtersteun van zon - veld met voor de voor steun
achter steun preder maken.

Leest bekijken we wat de invloed van de schuine - rechte
wind op de horizontale kracht is

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

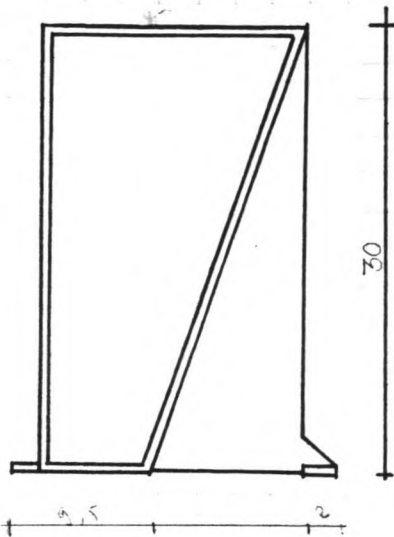
sheet of

De hoek

De K(ah)

0	.2793837
1	.2744242
2	.269425
3	.2643872
4	.2593126
5	.2542027
6	.2490589
7	.2438825
8	.2386751
9	.2334381
10	.2281729
11	.222881
12	.2175637
13	.2122227
14	.2068594
15	.2014754
16	.1960723
17	.1906516
18	.1852152
19	.1797648
20	.1743023
21	.1688296
22	.1633488
23	.1578621
24	.1523716
25	.14688
26	.1413897
27	.1359036
28	.1304245
29	.1249556
30	.1195002
31	.114062
32	.1086449
33	.1032531
34	9.789096E-02
35	9.256356E-02
36	8.727603E-02
37	8.203418E-02
38	7.684421E-02
39	7.171274E-02
40	6.664727E-02
41	6.165564E-02
42	.0567466
43	.0519297
44	4.721523E-02
45	4.261472E-02
46	3.814053E-02
47	3.380652E-02
48	2.962773E-02
49	2.562087E-02
50	2.180437E-02
51	1.819865E-02
52	1.482633E-02
53	.0117126
54	8.88553E-03
55	6.376514E-03
56	4.220661E-03
57	2.457541E-03
58	1.131658E-03
59	2.934115E-04
60	1.910686E-15

Berekening van de invloed van een recht stuk achterwand op de horizontale kracht



$$\alpha = \arctan \frac{1}{3} = 18,43^\circ$$

$$k_{ah} = 0,18$$

$$\text{grond: } F = \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,18 \cdot 30 = 810 \text{ kN}$$

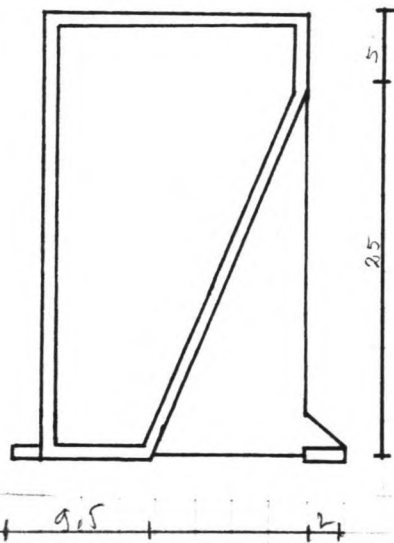
$$\text{water: } F_w = 10 \cdot 15 \cdot 30 = 450 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} 810 \text{ kN} \\ 450 \text{ kN} \end{array} \right\} \underline{1395 \text{ kN}}$$

$$\text{b.b: } F_{bb} = 25 \cdot 30 \cdot 0,18 = 135 \text{ kN}$$

$$\text{arm: } \underline{12,1 \text{ m}}$$

$$\underline{M = 16879,5 \text{ kNm}}$$



$$\alpha = \arctan \frac{10}{25} = 21,8^\circ$$

$$k_{ah} = 0,164$$

$$\text{rechte stuk: grond: } F = \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 10 \cdot 0,28 \cdot 5 = 35 \text{ kN}$$

$$\text{bb: } F = 25 \cdot 5 \cdot 0,28 = 35 \text{ kN}$$

$$\text{schuine stuk: grond: } \frac{1}{2} \cdot 25 \cdot 10 \cdot 0,164 \cdot 25 = 512,5 \text{ kN}$$

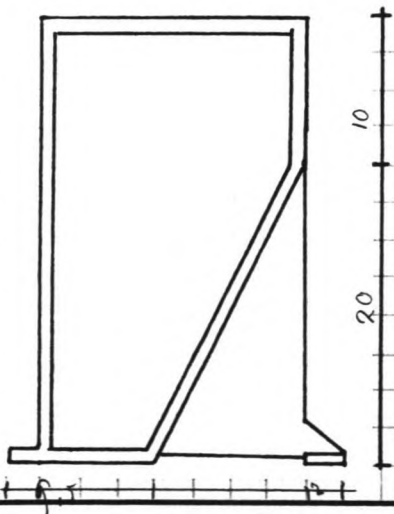
$$\left. \begin{array}{l} 35 \text{ kN} \\ 35 \text{ kN} \\ 512,5 \text{ kN} \\ 307 \text{ kN} \\ 450 \text{ kN} \end{array} \right\} \underline{1340 \text{ kN}}$$

$$\text{bb: } 75 \cdot 25 \cdot 0,164 = 307 \text{ kN}$$

$$\text{water: } 10 \cdot 15 \cdot 30 = 450$$

$$\text{arm} = \underline{12,5}$$

$$\underline{M = 16750 \text{ kNm}}$$



$$\alpha = \arctan \frac{10}{20} = 26,56^\circ$$

$$k_{ah} = 0,137$$

$$\text{rechte stuk: grond: } F = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot 0,28 \cdot 10 = 140 \text{ kN}$$

$$\text{bb: } F = 25 \cdot 10 \cdot 0,28 = 70 \text{ kN}$$

$$\text{schuine stuk: grond: } \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 10 \cdot 0,137 \cdot 20 = 274 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} 140 \text{ kN} \\ 70 \text{ kN} \\ 274 \text{ kN} \\ 342,5 \text{ kN} \\ 450 \text{ kN} \end{array} \right\} \underline{1276}$$

$$\text{bb: } 125 \cdot 20 \cdot 0,137 = 342,5 \text{ kN}$$

$$\text{water: } 10 \cdot 15 \cdot 30 = 450$$

$$\text{arm} \underline{13,3}$$

$$\underline{M = 16970,8 \text{ kNm}}$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Conclusies.

Het rechte maken van het bovensse gedeelte van de achtere heeft de volgende invloeden.

- de horizontale kracht neemt enige % af.
- het oversturing moment blijft ongeveer gelijk.
- het aangrijppingspunt van de horizontale kracht gaat omhoog.
- het gewicht van de constructie gaat omhoog.
- Fontana kunnen gemakkelijker over het chassis worden gemanoeuvreerd.

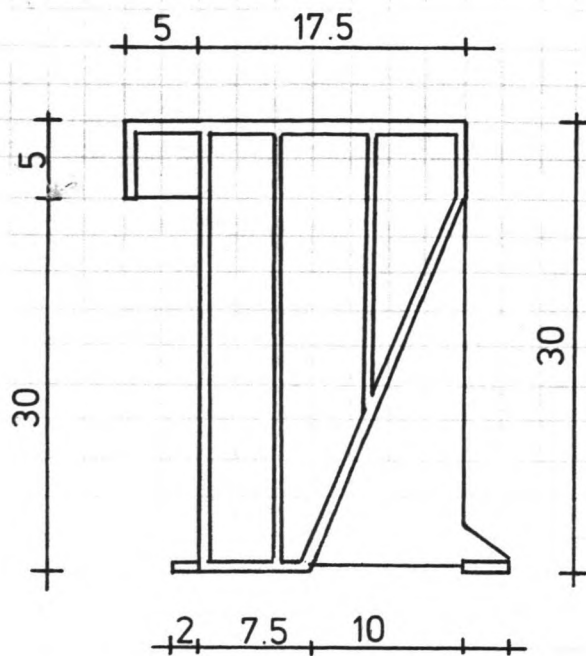
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



OPTIMALISATIE MATEN VOOR HET CAMILLA CAISSON

De achter voelplaat is nog niet geoptimaliseerd
de afmeting ligt in tussen 2 en 5m.

Daar de uitbrenging bouwen later nog moet worden aangebracht
wordt eerst een voelplaat achter van 4m bekeken.

ballast nedam groep n.v.

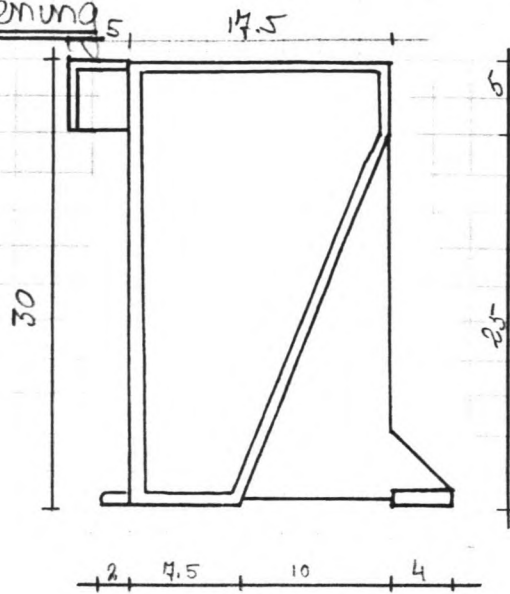
item:

date:

by:

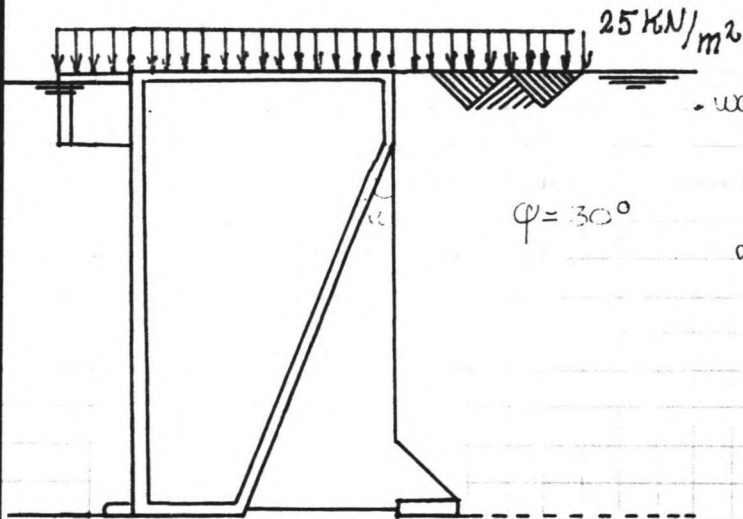
sheet of

4^e Herberkering



maten in meters.

Belastingssituatie



waterstandsverschil 1.5 m

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\alpha = 0 \rightarrow K_{ah} = 0,28$$

$$\alpha = 21,8^\circ \rightarrow K_{ah} = 0,164$$

$$\varphi = 35^\circ$$

ballast nedam groep n.v.

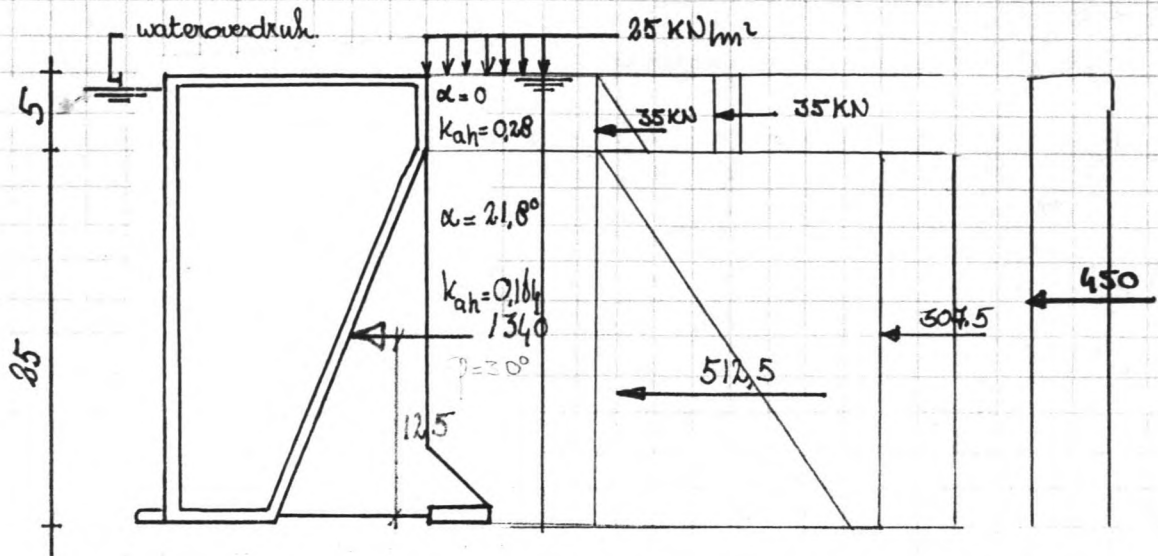
item:

date:

by:

sheet of

4^e herberekening bepaling van de horizontale krachten.



recht deel: $K_{ah} = 0,28$

grondwacht: $5m \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 5m \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,28 = 35 \text{ kN}$

2,67m
t.o.v. de bodem

bovenbelasting $25 \text{ kN/m}^2 \times 5m \times 0,28 = 35 \text{ kN}$

27,5m

schuine deel $K_{ah} = 0,164$

grondwacht: $25m \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 25m \times \frac{1}{2} \cdot 0,164 = 512,5 \text{ kN}$

8,33m

bovenbelasting + grondwacht

$(25 \text{ kN/m}^2 + 5m \times 10 \text{ kN/m}^3) \cdot 2,5m \times 0,164 = 307,5 \text{ kN}$

12,5m

wateroverdruk: 1,5m

$1,5m \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 30m = 450 \text{ kN}$

$\frac{450 \text{ kN}}{1340 \text{ kN}} \rightarrow 15m$

(Het bovenste schuine deel van de waterdruk wordt niet in mindering gebracht.)

totale horizontale kracht: 1340 kN

aanm 12,5m

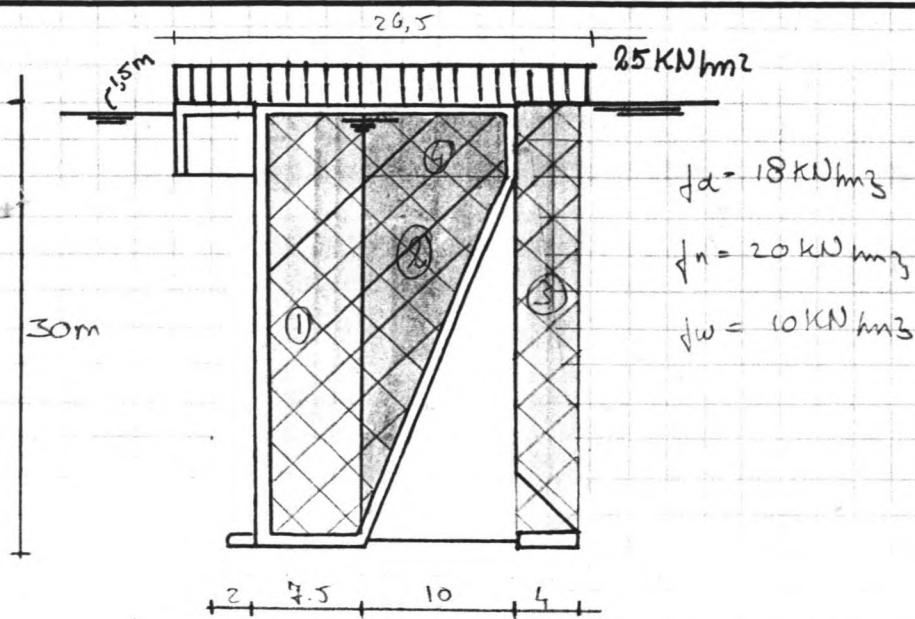
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



Bepaling van het verticale gewicht

omv. t.o.v. voor
stem:

bovenbelasting: $26,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^2 = 662,5 \text{ kN}$ 10,25 m.

1^e deel grond: $7,5 \text{ m} \times 28,5 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \text{ m} \times 7,5 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^2 = 2490 \text{ kN}$ 5,75

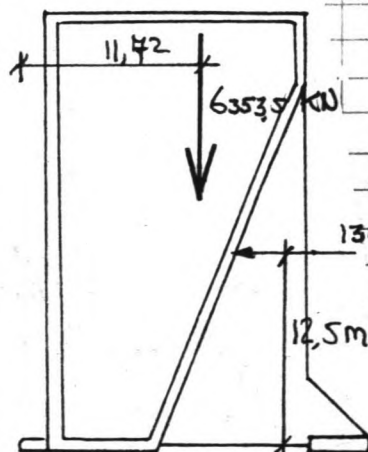
2^e deel grond: $25 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^2 \times 10 \text{ m} \cdot \frac{1}{2} = 1338 \text{ kN}$ 12,83

3^e deel: $28,5 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^2 \times 4 \text{ m} + 1,5 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^2 = 1328 \text{ kN}$ 21,5

4^e deel: $3,5 \text{ m} \times 10,7 \times 10 \text{ m} + 1,5 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^2 \times 10 \text{ m} = 555 \text{ kN}$ 14,5

totale verticale last: 6353,5 kN.

omv. = 11,42 m.



Resulterende

— horizontale —

— verticale krachten.

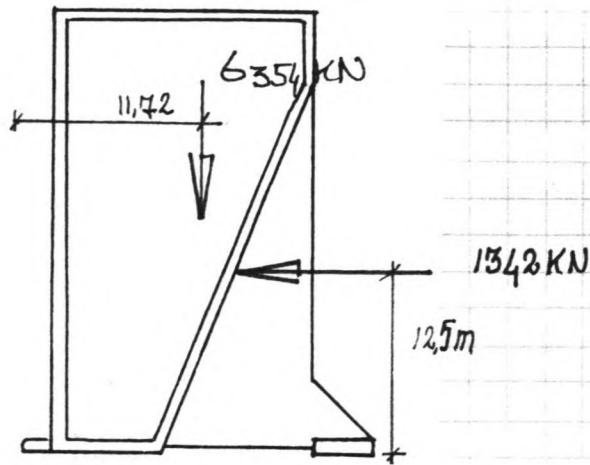
ballast nedam groep n.v.

item:

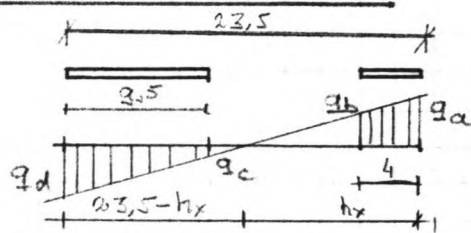
date:

by:

sheet of



Bepaling van de rotatie-as.



$$q_a = h_x \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$1 q_a$$

$$= 3,418$$

$$q_b = (h_x - 4) \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$0,709 q_a$$

$$q_c = (23,5 - h_x - 9,5) \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$0,015 q_a$$

$$= 0,415$$

$$q_d = (23,5 - h_x) \cdot \frac{q_a}{h_x}$$

$$0,704 q_a$$

$$\sum F = 0 \quad (q_a + q_b) \cdot \frac{1}{2} \cdot 4 = \frac{1}{2} (q_c + q_d) \cdot 9,5$$

$$q_a + q_b = 2,375 (q_c + q_d)$$

$$h_x \cdot \frac{q_a}{h_x} + (h_x - 4) \frac{q_a}{h_x} = 2,375 \left((23,5 - h_x - 9,5) + (23,5 - h_x) \right) \frac{q_a}{h_x}$$

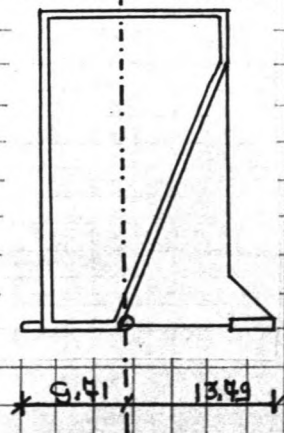
$$2h_x - 4 = 2,375 (37,5 - 2h_x)$$

$$2h_x - 4 = 89,06 - 4,75h_x$$

$$6,75h_x = 93,06$$

$$h_x = 13,79$$

rotatie-as.



ballast nedam groep n.v.

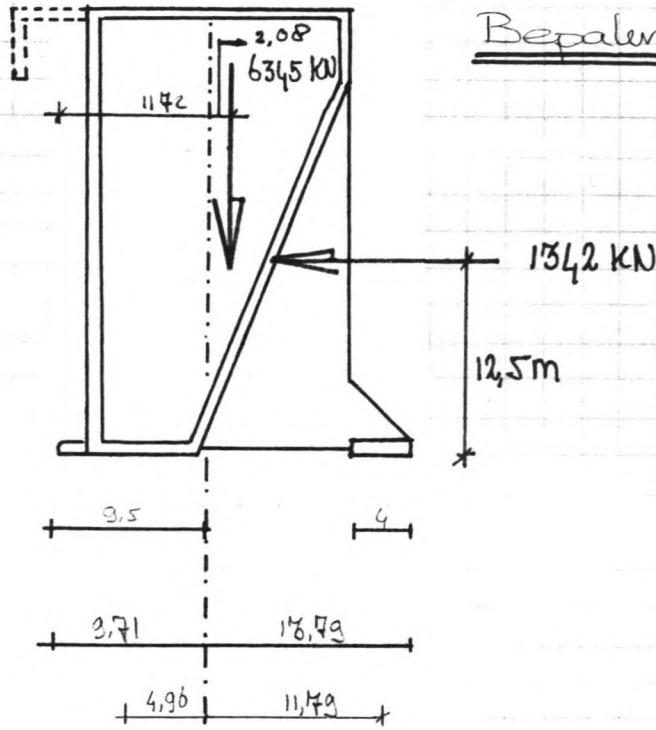
item:

date:

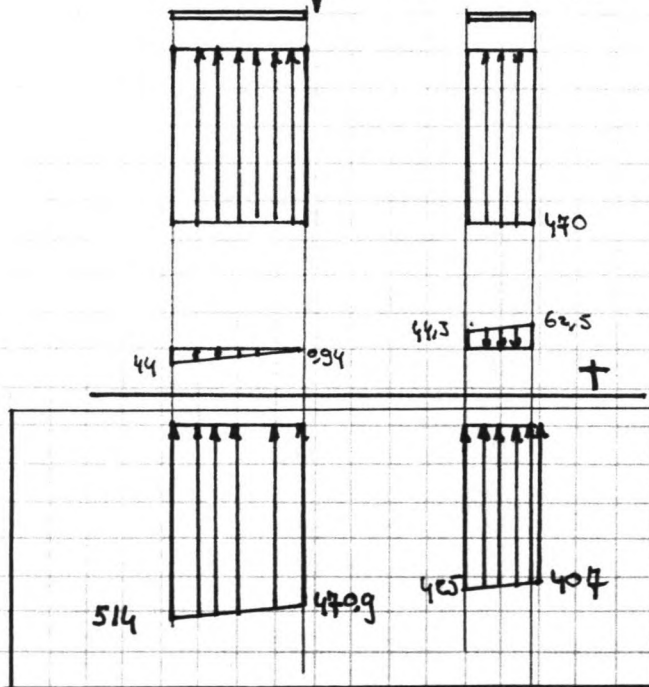
by:

sheet of

Bepaling v.d. grondspanningen



13.198 kNm 6345 kN
 $1342 \times 12.5 = 16.775 \text{ kNm}$ } $M_{red.} = 3577$



spanning t.g.v. de vert last.

$q = \frac{6345}{13.5} = 470 \text{ kN/m}^2$

spanningen t.g.v. het moment

$\frac{1}{2} \cdot (q_a + 0.719q_a) \cdot 4 \cdot 11.79 +$

$\frac{1}{2} \cdot (0.0159q_a + 0.7049q_a) \times 9.5 \times 4.96 =$

3577 kNm

$q_a = 62.5 \text{ kNm}$

$q_b = 44.31$

$q_c = 99.4$

$q_d = 44$

ballast nedam groep n.v.

item:

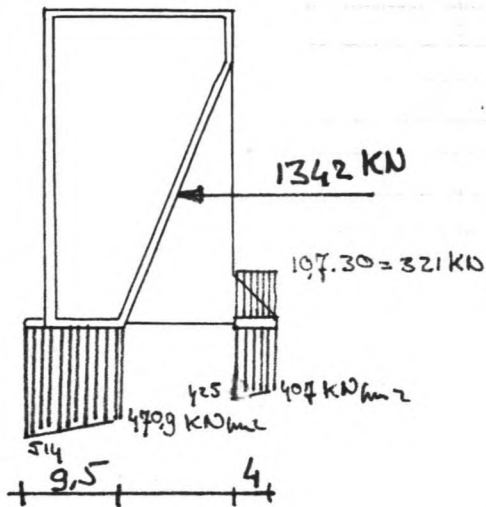
date:

by:

sheet of

Controle van de grondspanningen

Verdeling van de horizontaal kracht.



maximaal op te nemen horizontaal kracht

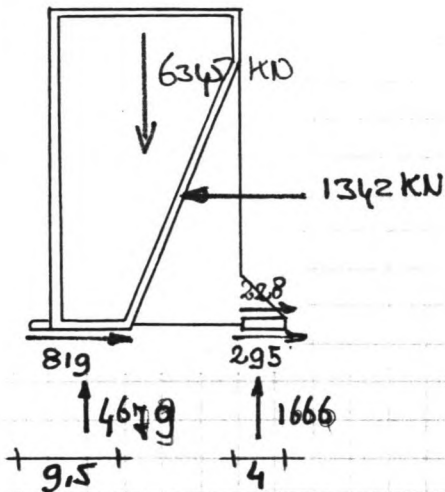
voorvoetplaat: $\frac{514 + 470.9}{2} \cdot 9.5 \cdot 0.5 = 23139 \text{ KN}$ 61%

achtervoetplaat:

boven $321 \times 4 \cdot 0.5 = 642 \text{ KN}$ 17%

onder $\frac{425 + 404}{2} \cdot 4 \cdot 0.5 = 832 \text{ KN}$ 22%

totaal: $\underline{\underline{3813 \text{ KN}}}$



ultimate bearing capacity

$$Q_{au} = \frac{1}{2} \cdot f \cdot b \cdot s_1 \cdot i_1 \cdot d_1 \cdot N_f$$

voorvoetplaat:

$$\left. \begin{aligned} f &= 10 \\ b &= 9.5 \text{ m} \\ s_1 &= 1 - 0.4 \frac{b}{L} = (1 - 0.4 \frac{9.5}{13.5}) = 0.99 \\ i_1 &= (1 - 0.7 \frac{H}{L})^5 = (1 - 0.7 \frac{5.14}{13.5})^5 = 0.52 \\ d_1 &= 1 \\ N_f &= 33.9 \quad (\varphi = 35^\circ) \end{aligned} \right\} Q_{au} = 829 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

veiligheid = $\frac{829}{514} = \underline{\underline{1.61}}$

ballast nedam groep n.v.

item:

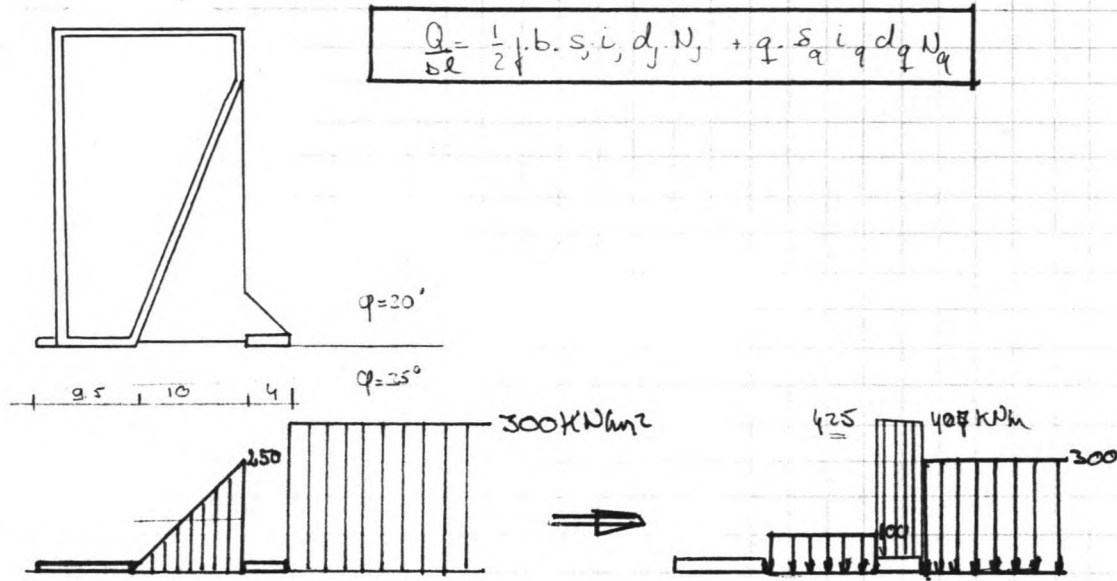
date:

by:

sheet of

Ultimate bearing capacity

Controle van de achter voet plaat



$$\frac{Q}{bL} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot s_j \cdot i_j \cdot d_j \cdot N_j + q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot N_q$$

$j = 10$	$q = 100$
$b = 4$	$s_q = 1 + \sin \varphi \cdot \frac{b}{L} = 1,004$
$s_j = 1 - 0,4 \cdot \frac{b}{L} = 0,99$	$i_q = (1 - 0,5 \cdot \frac{H}{V})^5$
$i_j = (1 - 0,7 \cdot \frac{H}{V})^5 = (1 - 0,7 \cdot \frac{5,23}{16,66})^5$	$d_q = 1 + 0,3 \cdot \frac{d}{B}$
$d_j = 1$	$N_q = 33,3$
$N_j = 33,9 \quad (\varphi = 35^\circ)$	

$$\frac{Q}{bL} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 0,99 \cdot 0,289 \cdot 1 \cdot 33,9 + 100 \cdot 1,004 \cdot 0,425 \cdot 1 \cdot 33,3 = 1602 \text{ kN/m}^2$$

veiligheid van de achter voet = $\frac{1602}{425} = \underline{\underline{3,76}}$

ballast nedam groep n.v.

item:

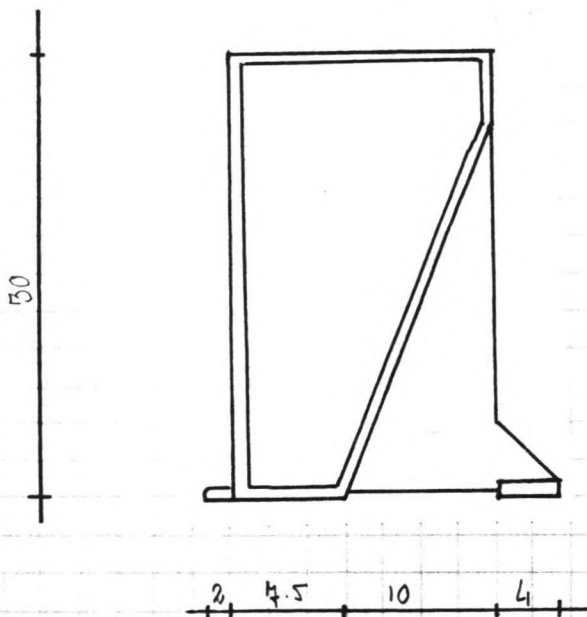
date:

by:

sheet of

overzicht veiligheden ultimate bearing capacity

onderdeel	veiligheid
voorvoetplaat	1,61
achtvoetplaat	2,16
totale zending	2,97



Definitieve maten buiten afmeting

ballast nedam groep n.v.

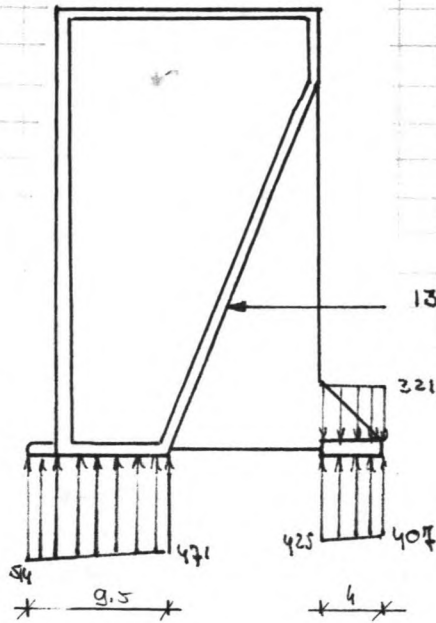
item:

date:

by:

sheet of

Controle tegen Slijding



uitgangspunt:

wrijvingscoëfficiënt grond beton = 0,5

maximaal opneembare horizontaal kracht
op funderingsniveau:

voorvoetplaat:

$$\frac{514 + 471}{2} \cdot 9,5 \text{ m} \cdot 0,5 = 2339 \text{ kN}$$

achtervoetplaat boven:

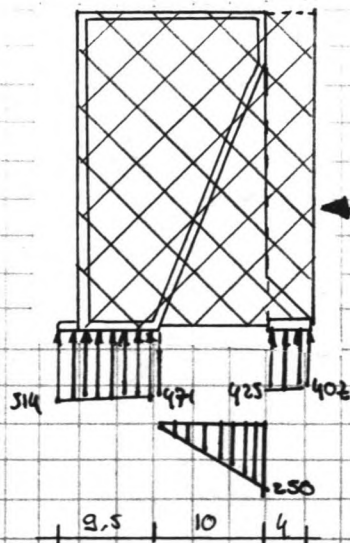
$$321 \text{ kN/m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 0,5 = 642 \text{ kN}$$

achtervoetplaat onder:

$$\frac{425 + 407}{2} \cdot 4 \cdot 0,5 = 832 \text{ kN}$$

3813 kN

de veiligheid t.o.v. slijding bedraagt: $\frac{3813}{1342} = \underline{\underline{2,84}}$



verandering: slijding van het totaal
wrijving grond/grond 0,7

1920 kN

voorvoetplaat: $\frac{514 + 471}{2} \cdot 9,5 \cdot 0,5 = 2339 \text{ kN}$

opengat: $\frac{250 + 0}{2} \cdot 10 \cdot 0,7 = 875 \text{ kN}$

achtervoetplaat onder: $\frac{425 + 407}{2} \cdot 4 \cdot 0,5 = 832 \text{ kN}$

4046 kN

veiligheid: $\frac{4046}{1920} = \underline{\underline{2,1}}$

ballast nedam groep n.v.

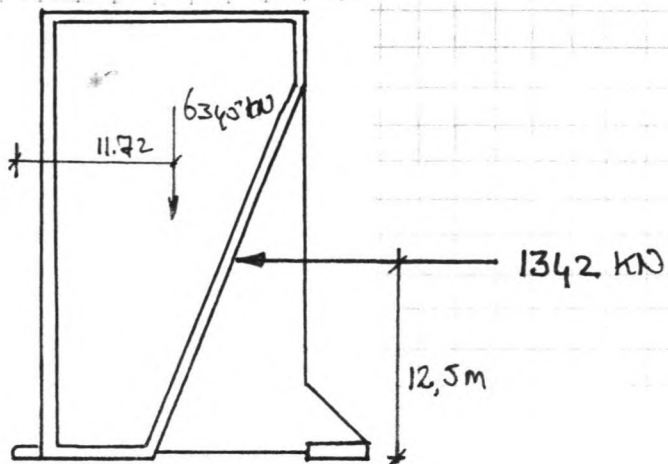
item:

date:

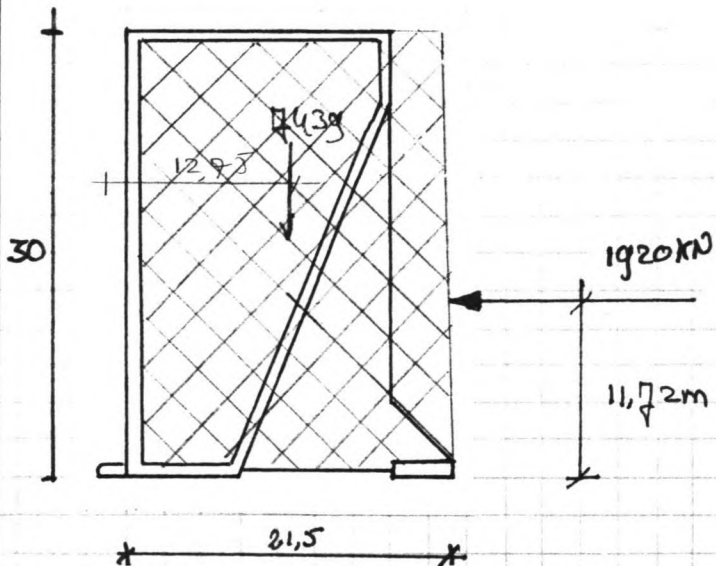
by:

sheet of

controle tegen overtuwing



veiligheid t.o.v. overtuwing: $\frac{6345 \text{ kN} \cdot 11.72 \text{ m}}{1342 \cdot 12.5 \text{ m}} = \underline{\underline{4.42}}$



veiligheid van het geheel t.o.v. overtuwing =

$\frac{12.75 \cdot 7439}{1920 \cdot 11.72} = \underline{\underline{4.21}}$

ballast nedam groep n.v.

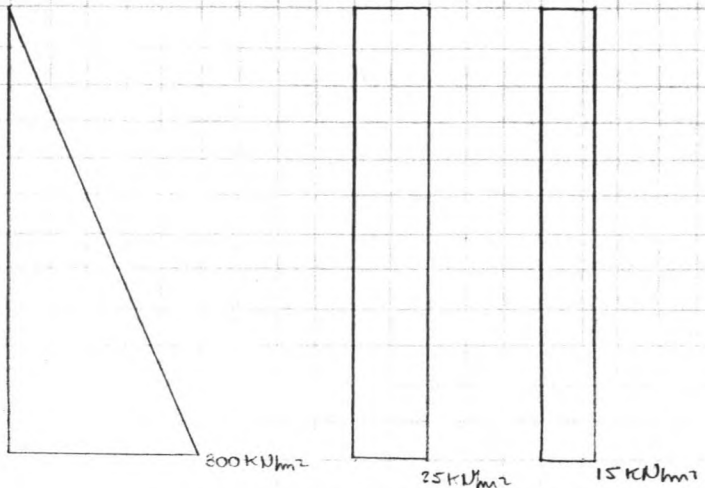
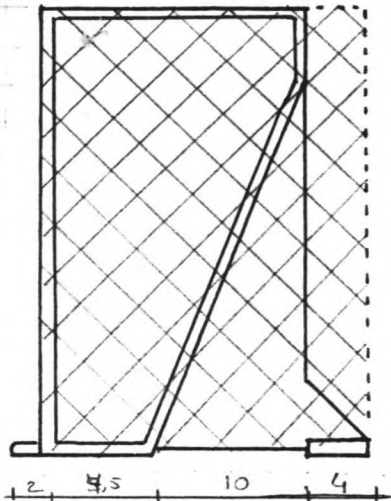
item:

date:

by:

sheet of

Ultimate bearing capacity van de totale constructie



verticale belasting

$$k_{ah} = 0,28$$

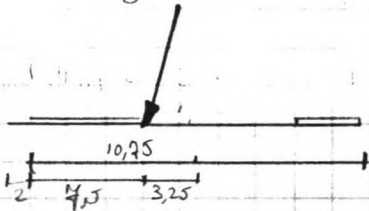
$$F_H = 0,28 \cdot \frac{300 \times 30 \times \frac{1}{2}}{1260} + 0,28 \times 25 \times 30 + 30 \cdot 15 = \underline{\underline{1920 \text{ kN/m}^2}}$$

$$V = 2,5 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^2 = 6901,5 \text{ kN/m}^2$$

aanvangspunt horizontaal kracht:

$$\frac{1260}{1920} \cdot 10 + \frac{210}{1920} \cdot 15 + \frac{450}{1920} \cdot 15 = 11,72 \text{ m}$$

$$exc = \frac{1920}{6901,5} \cdot 11,72 = 3,26 \text{ m}$$



⇒ effectieve breedte 10,75 m

$$q_a = \underline{\underline{363,2 \text{ kN/m}^2}}$$

$$i_1 = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{1920}{6901,5}\right)^{15} = 0,339$$

$$q_{au} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot s_j \cdot i_1 \cdot d_j \cdot N_j$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 10,75 \cdot 0,99 \cdot 0,339 \cdot 1 \cdot 339 = \underline{\underline{1080 \text{ kN/m}^2}}$$

$$veiligheid = \frac{1080}{267} = \underline{\underline{2,97}}$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

conclusies: Het uitgangspunt dat de bearing capacity
maatgevend is was juist.

overzicht v.d. totale veiligheids

onderdeel	veiligheid
voorvoetplaat bearing cap	1,61
achtervoetplaat bearing cap	3,76
totaal bearing cap	2,97
sliding 1	2,84
sliding tot	2,1
overtopping 1	4,4
overtopping tot.	4,2

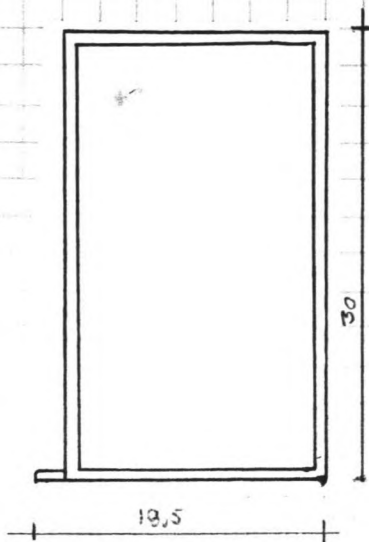
ballast nedam groep n.v.

item:

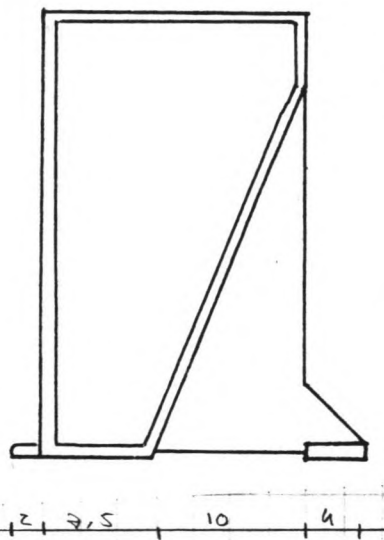
date:

by:

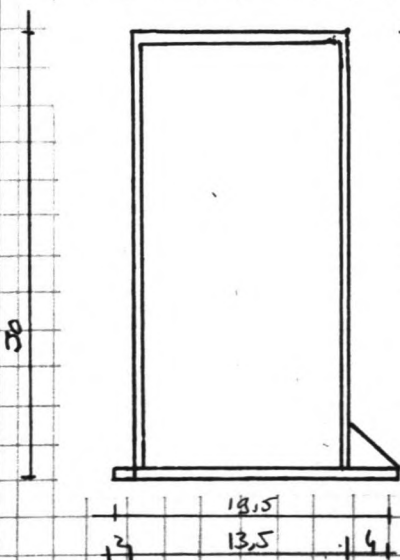
sheet of



$$A = 525 \text{ m}^2$$



$$A = 400 \text{ m}^2$$



uitgangspunt ^{achter} fm steen is maximum.

$$A = 405 \text{ m}^2$$

ballast nedam groep n.v.

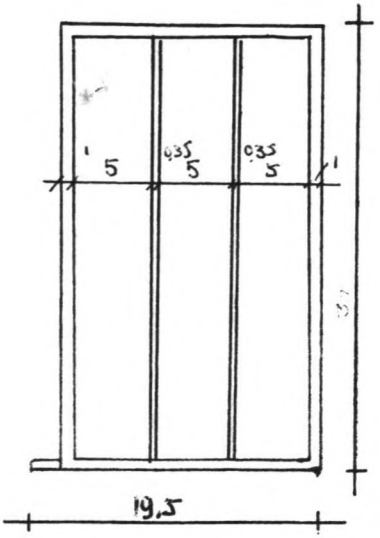
item:

date:

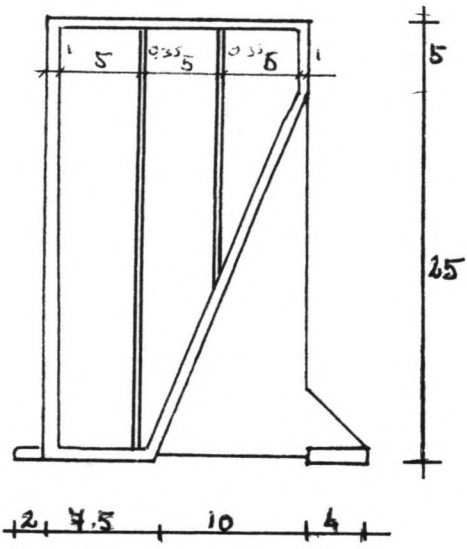
by:

sheet of

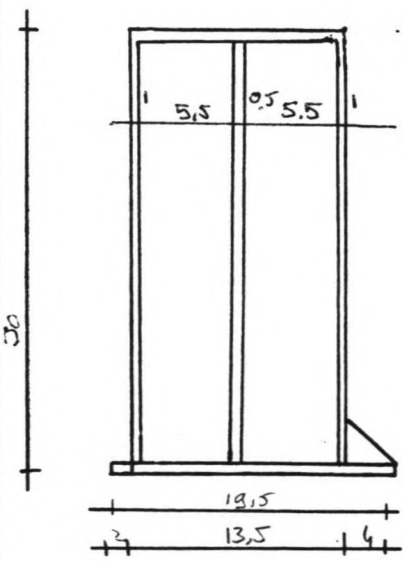
Voorbeeld voor de trussen wanden.



traditioneel caisson.



Diagonaal caisson



traditioneel caisson

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

conclusie.

Het Camilla carssan is minstens een veilig t.o.v. oversturing
dan een traditioneel carssan.

ballast nedam groep n.v.

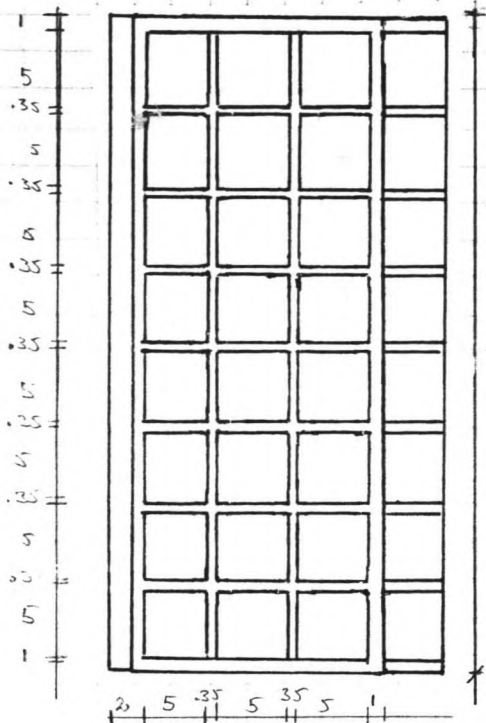
item:

date:

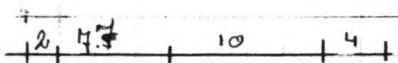
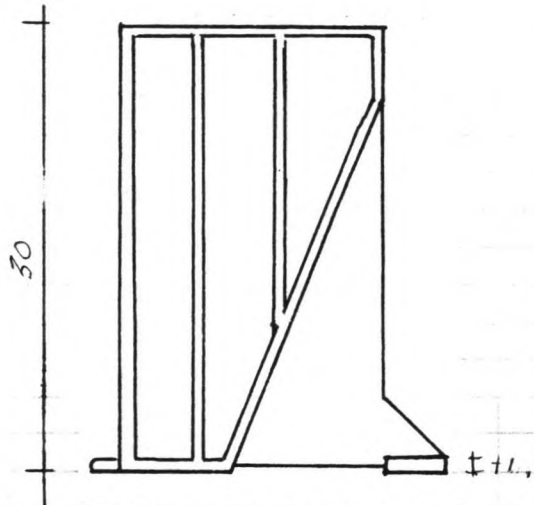
by:

sheet of

Bepaling beton volume Camille caseas.



4,45



totale lengte van de lange tussen wanden:

40m.

totale breedte van de brechte tussen wanden.

$2 \cdot 1m + 7 \cdot 0,35m = 4,45m$

voorbij 2m · 1m x 40m = 80m³

voorzand water kude: 1m x 2g m · 40m = 1160m³

1^e tussen wand:

$0,35m \cdot 40m \cdot 2g m = 400m^3$

2^e tussen wand

$0,35m \cdot 40m \cdot 20m = 280m^3$

achter wand 5m · 40m · 1m = 200m³

schuine achterwand 26m 1pm x 40 = 1040m³

achter steen: 4m x 1m x 40m = 160m³

bedekplaat 7,5m · 1m x 40m = 300m³

3626 m³

duswand

$(30 \times 17,4 + 2 \cdot 1 + 4 \cdot 1 + 4 \times 4 \times \frac{1}{2}) \times$

4,45

= 2435,25m³

6051m³

exclusief boven kap

besparing 240m³ beton.

$\frac{240}{6291} = 3\%$ besparing

$f = 1,61$ bearringcap

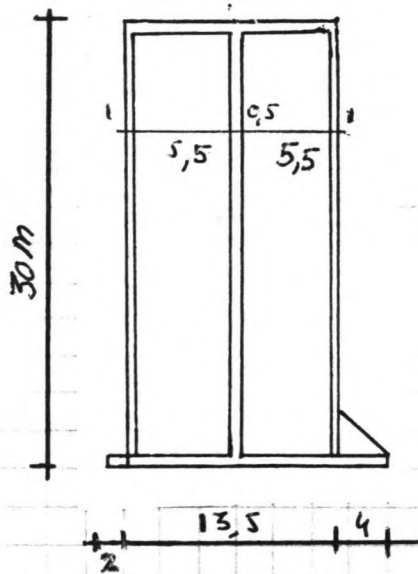
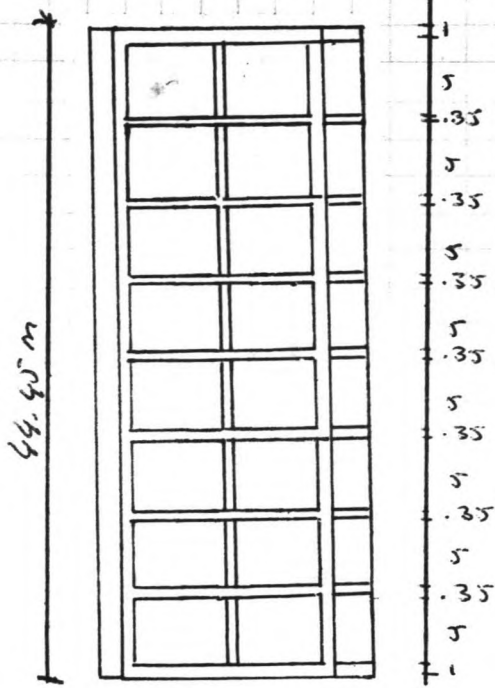
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



Bepaling beton volume van caisson

met voor en achter steen à la L muur
totale lengte van de langstussen wand.

40m.

totale breedte van de tussen wanden.

$$2 \times 1 + 7 \times 0.35 \text{ m} = 4.45 \text{ m}$$

voorsteun:

$$2 \times 1 \times 40 = 80 \text{ m}^2$$

voorwand waterzijde..

$$1 \text{ m} \times 29 \text{ m} \times 40 \text{ m} = 1160 \text{ m}^3$$

1^e tussen wand

$$0.5 \text{ m} \times 40 \text{ m} \times 29 \text{ m} = 580 \text{ m}^3$$

achterwand:

$$1 \text{ m} \times 29 \text{ m} \times 40 \text{ m} = 1160 \text{ m}^3$$

bodemplaat

$$1 \times 17.5 \times 40 = 1400 \text{ m}^3$$

$$\underline{3680 \text{ m}^3}$$

duurwanden →

$$30 \text{ m} \times 13.5 \text{ m} \times 4.45 \text{ m} \neq$$

$$4 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 4 \times 4 \text{ m} \times 4.45 = \underline{1855.65 \text{ m}^3}$$

$$\underline{5536 \text{ m}^3}$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Controle van drijven.

Traditioneel caisson zonder achterteen.

$$\text{volume } 6291,8 \text{ m}^3 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 151.003 \text{ kN}$$

$$\text{diepgang } (h \cdot 44,5 \cdot 17,5 + 211 \cdot 40) \cdot 10 = 151.003$$

$$\underline{h = 19,3 \text{ m.}} \quad \text{vrijboord } 10,7 \text{ m}$$

Samilla caisson:

$$\text{gewicht: } 6051 \text{ m}^3 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 145.224 \text{ kN.}$$

drijend vermogen tot 20 m in

$$(1 \times 2 \cdot 44,45 + 7,7 \cdot 20 \times 44,45 + 10 \times 20 \times \frac{1}{2} + 4 \times 1 \times 44,45 +$$

$$10 \times 20 \times \frac{1}{2} \cdot 4,45 + 4 \times 4 \times \frac{1}{2} \cdot 4,45) \times 10 = 76.926 \text{ kN.}$$

$$\text{te kort aan drijend vermogen } (145.224 - 76.926) = 68.298 \text{ kN}$$

$$10 \cdot h \cdot 44,45 \cdot 17,7 = 68.298$$

$$\underline{h = 8,68 \text{ m}} \rightarrow \text{vrijboord } \underline{1,3 \text{ m.}}$$

caisson met achterteen

$$5536 \text{ m}^3 \times 24 = 132864 \text{ kN.}$$

$$(2 \cdot 44,45 + 4 \cdot 44,45 + \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 4 \cdot 44,45 + 13,5 \times h \cdot 44,45) 10 = 132864 \text{ kN}$$

$$\underline{h = 21,63 \text{ m}}$$

$$\text{vrijboord: } \underline{8,362 \text{ m}}$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

conclusie:

de bepaling op hetan volume is nog niet optimaal
probeer een grotere voorsteen lengt.

Het vergroten van de voorvoelplaat met 2 m
om het drijvend vermogen iets te laten toenemen
wordt de achterwand ^{tot} 10 m verlengd.

ballast nedam groep n.v.

item:

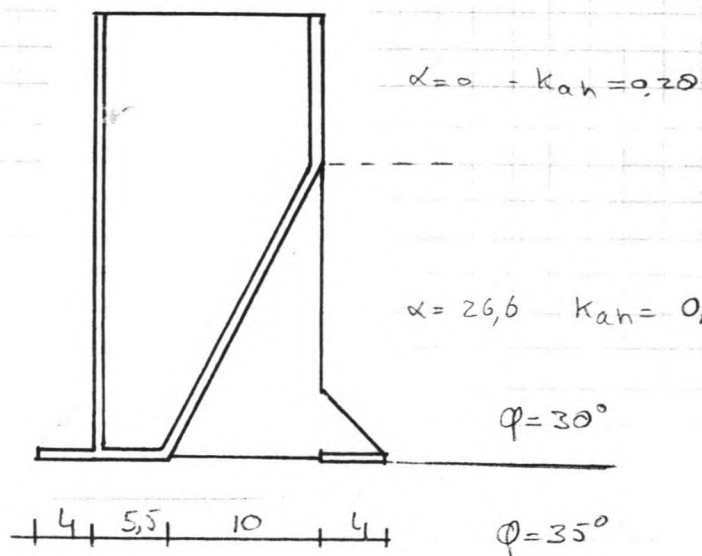
date:

by:

sheet of

5^e Herberekening.

C.C. met verbrede voorvoetplaat



$$\alpha = 0 \quad k_{ah} = 0,28$$

$$\alpha = 26,6 \quad k_{ah} = 0,137$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\varphi = 35^\circ$$

Bepaling van de horizontaal kracht tegen hetcauste

bovenbelasting 25 kN/m²

waterstandsverschil 1,5 m

rechte achterwand:

$$\text{grondkracht} : 0,28 \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot 10 = 140 \text{ kN}$$

$$\text{bovenbelasting} : 25 \cdot 10 \cdot 0,28 = 70 \text{ kN}$$

schuine achterwand

$$\text{grondkracht} : \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 10 \cdot 0,137 \cdot 20 = 274 \text{ kN}$$

$$\text{bovenbelasting} : 25 \cdot 20 \cdot 0,137 = 342,5 \text{ kN}$$

$$\text{water overdruk} : 10 \cdot 1,5 \cdot 30 = 450 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{1276,5 \text{ kN}}}$$

(arm 13,3 m)

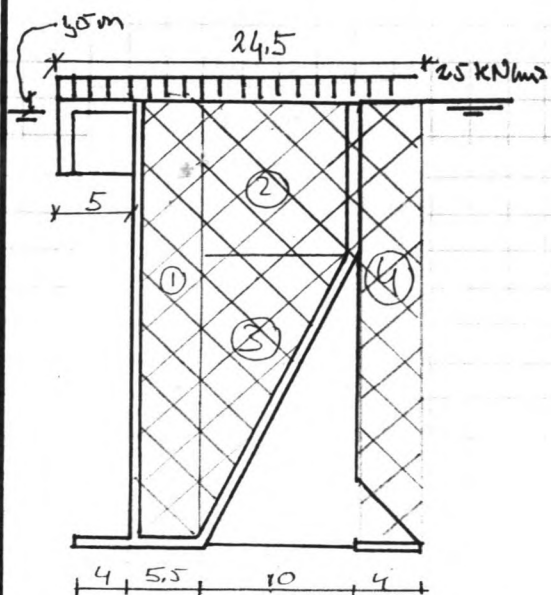
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



$$f_d = 18 \text{ kN/m}^3$$

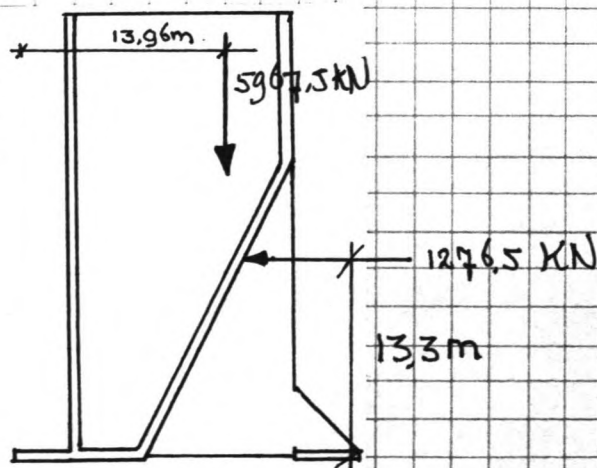
$$f_n = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$f_w = 10 \text{ kN/m}^2$$

Bepaling van het verticale gewicht

2,25 toerbelasting	$24,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN} =$	$612,5 \text{ kN}$
6,25m 1 ^e deel grond:	$5,5 \text{ m} \times 28,5 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^3 + 1,5 \text{ m} \times 5,5 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 =$	$1825,72 \text{ kN}$
14,5m 2 ^e deel grond:	$10 \text{ m} \times 8,5 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^3 + 1,5 \times 10 \times 18 \text{ kN/m}^2 =$	$1179,5 \text{ kN}$
12,83 3 ^e deel grond	$10 \text{ m} \times 20 \text{ m} \times \frac{1}{2} \times 10,7 \text{ kN/m} =$	1070 kN
3,15 4 ^e deel grond	$4 \times 28,5 \times 10,7 + 1,5 \cdot 10 \cdot 4 =$	1279 kN
		$5967,5 \text{ kN}$

aangrijpingspunt t.o.v. de voorsteen 13,96m.



ballast nedam groep n.v.

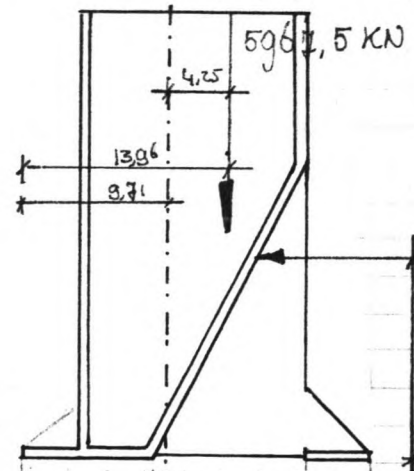
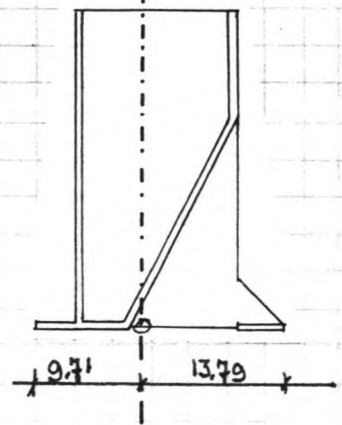
item:

date:

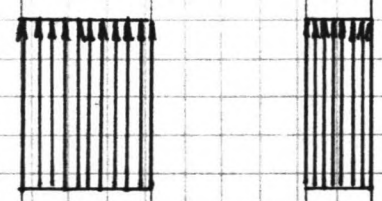
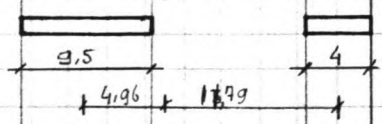
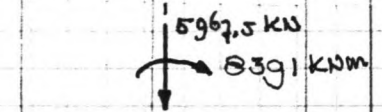
by:

sheet of

rotatie as voor het funderingsvlak

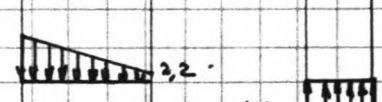


F_{ah} maximaal
1276,5 kN



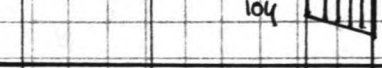
spanningen t.g.v. de
verticale last

$$q = \frac{5967.5}{13.5} = 442 \text{ kN/m}^2$$

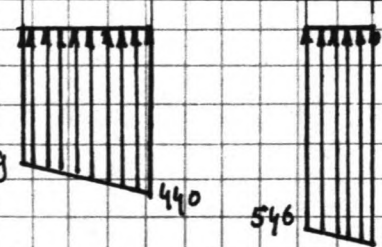


spanninge t.g.v. het moment

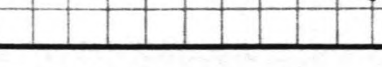
$$\frac{1}{2} (q_a + 0.709 q_a) \cdot 4 \cdot 11.79$$



$$\frac{1}{2} (0.015 q_a + 0.799 q_a) \cdot 9.5 \cdot 4.96 = 8391 \text{ kN}$$



$$57.37 q_a = 8391 \text{ kN}$$



$$q_a = 146 \text{ kN/m}^2$$

ballast nedam groep n.v.

item:

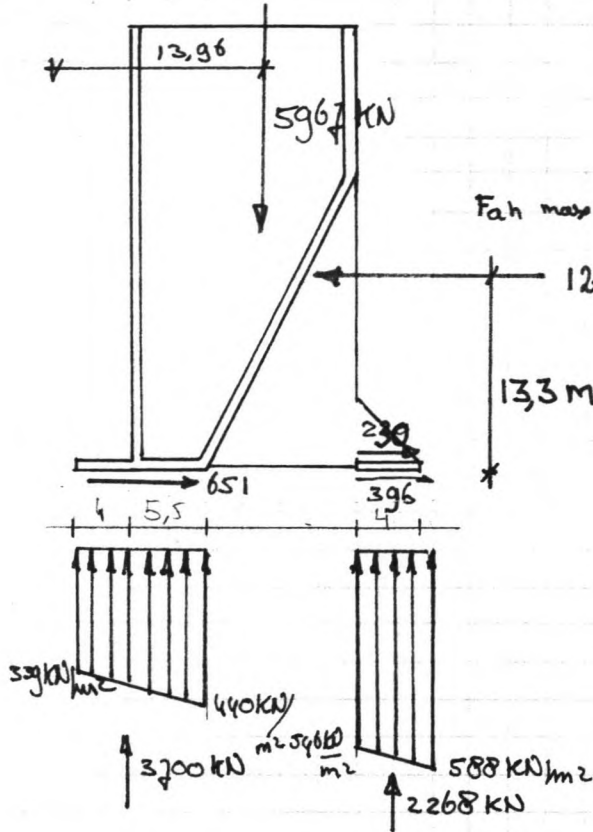
date:

by:

sheet of

controle van het draagvermogen voor de maximale horizontaal kracht

verdeling van de horizontaal kracht over de voetplaat



verdeling van de horiz. kracht
maximaal op tenenme horiz. kracht

F_{ah} maximaal.

A. Voorpoet:

$$0,5 \frac{339 \text{ kN/m}^2 + 440 \text{ kN/m}^2}{2} \cdot 9,5 \text{ m} = 1850 \text{ kN}$$

B. Achterpoet boven:

$$0,5 \cdot 321 \cdot 4 = 642 \text{ kN}$$

C. Achterpoet onder:

$$0,5 (546 + 588) \cdot 4 = 1134 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{3626 \text{ kN}}}$$

A: 51%

B: 18%

C: 31%

maximum draagvermogen voor de voorpoet:

$$\frac{Q}{bL} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{L} \cdot b \cdot s \cdot i \cdot d \cdot N$$

$$s = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$b = 9,5$$

$$s_1 = 1 - 0,4 \cdot \frac{b}{l} = 0,99$$

$$i_1 = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{651}{3700}\right)^2 = 0,52$$

$$d_j = 1$$

$$N_j = 339$$

$$\frac{Q}{bL} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 9,5 \cdot 0,99 \cdot 0,52 \cdot 133,9$$

$$\frac{Q}{bL} = \underline{\underline{828 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{veiligheid } \frac{828}{440} = \underline{\underline{1,88}}$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

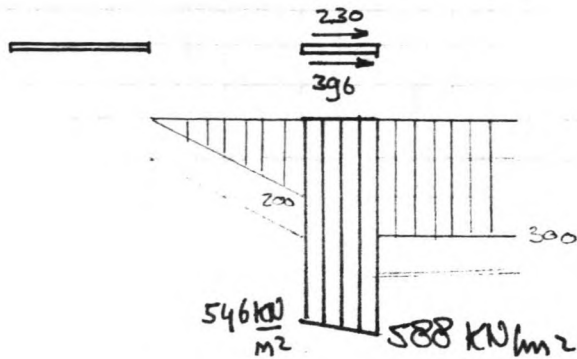
by:

sheet of

maximum draagvermogen v.d. achterpoot

bij maximale horizontale kracht

(bij maximaal horizontale kracht)



aanname de \bar{q} links is gemiddeld 100 kN/m^2

$$\frac{Q}{bL} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot s_f \cdot i_f \cdot d_f \cdot N_f + q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot N_q$$

$$\begin{aligned} d_f &= 10 \\ b &= 4 \text{ m} \\ s_f &= 1 - \frac{4}{300} \cdot 0,5 = 0,99 \\ i_f &= \left(1 - 0,7 \frac{H}{V}\right)^2 = \left(1 - 0,7 \frac{626}{2268}\right)^2 = 0,34 \\ d_f &= 1 \end{aligned}$$

$$N_f = 33,9 \quad (\varphi = 35^\circ)$$

$$\begin{aligned} \frac{Q}{bL} &= \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 0,99 \cdot 0,34 \cdot 1 \cdot 33,9 + \\ &= 100 \cdot 1 \cdot 0,476 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 33,3 = \\ &= 228,2 + 1585 = \underline{\underline{1813 \text{ kN/m}}} \end{aligned}$$

$$q = 100$$

$$\begin{aligned} s_q &= 1 + \sin \varphi \cdot \frac{b}{e} = 1 \\ i_q &= \left(1 - 0,5 \frac{H}{V}\right)^2 = \left(1 - 0,5 \frac{626}{2268}\right)^2 = 0,476 \end{aligned}$$

$$\text{veiligheid} = \frac{1813}{588} = \underline{\underline{3,08}}$$

$$N_q = 33,3$$

$d_q = 1 + \frac{0,3d}{b} = 1$ grond boer is nul
derhalve wordt als grond a.n.d.

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

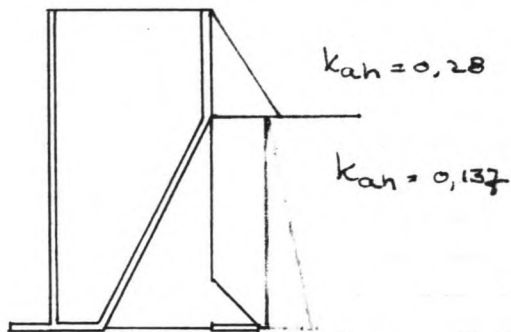
Opmerking: Het feit dat het tegen de grond in werkend moment overheerst in een positieve ontwikkeling

Het is nu ook van belang voor de voorzetplaat de ~~het~~ minimale horizontale kracht te beschouwen, opdat de druk op de voorzetplaat maximaal wordt.

Bepaling van de maximale horizontale kracht

Isidro bouw gien

- bovenbelasting achter de keel muur
- wateroverdruk over het caisson



horizontale kracht

rechte achterwand: 10 m

$$0,28 \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot 10 = 140 \text{ kN}$$

arm
23,3

Schuine achterwand

$$\text{gronddruk: } \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 10 \cdot 0,137 \cdot 10 = 274 \text{ kN} \quad 6,6$$

$$100 \cdot 20 \cdot 0,137 = 274 \text{ kN} \quad 10$$

$$F_{H \text{ minimaal}} = \underline{\underline{688 \text{ kN}}}$$

arm 11,35 m

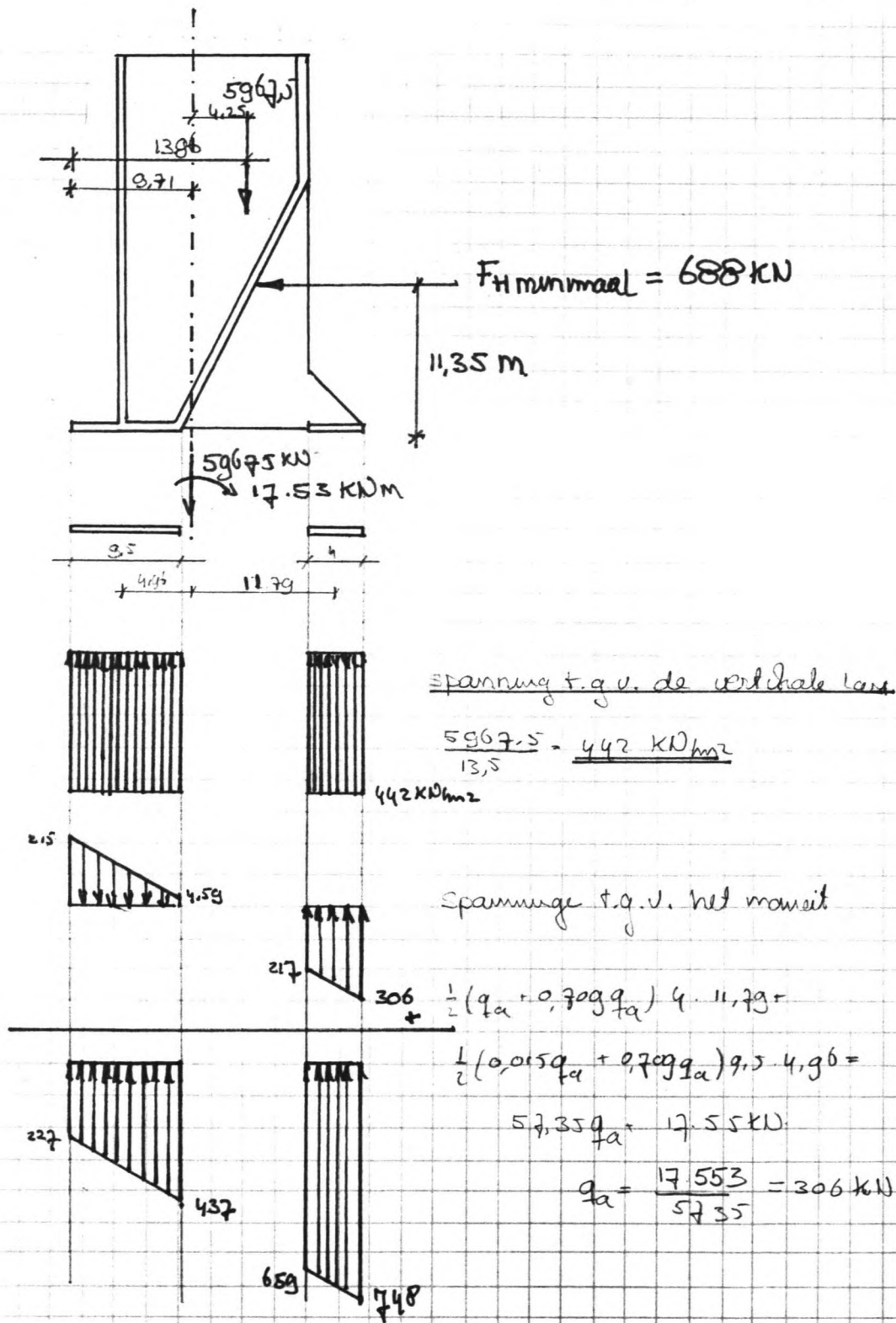
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



ballast nedam groep n.v.

item:

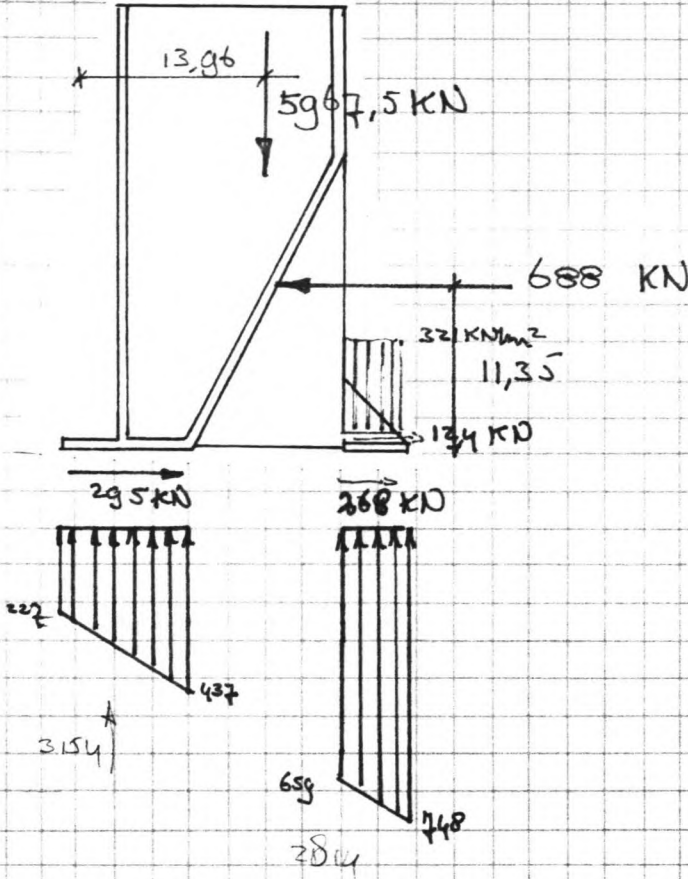
date:

by:

sheet of

controle van het draagvermogen voor de minimale horizontaal kracht

verdeling van de horizontaal kracht over de voetplaten



maximaal optreunen horizontaal kracht

A voorpoet:

$$(227 + 437) \cdot \frac{1}{2} \cdot 9,5 \cdot 0,5 = 1577 \text{ kN}$$

B achterpoet

boven.

$$321 \cdot 0,5 \cdot 4 = 642 \text{ kN}$$

C onder.

$$\frac{659 + 748}{2} \cdot 4 \cdot 0,5 = 1407 \text{ kN} +$$

maximaal optreunen horizontaal kracht 3626 kN

$$A = 43\%$$

$$B = 18\%$$

$$C = 39\%$$

Naar verwachting zal de voorpoet zeker voldoen, daar de grondspanning.

maximum draagvermogen van de voorpoet

$$\frac{Q}{dL} = \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot s_j \cdot i_j \cdot d_j \cdot N_j$$

$$f_c = 18$$

$$b = 9,5$$

$$s_j = 0,4 \cdot \frac{f_c}{f_{yk}} = 0,99$$

$$i_j = (1 - 0,99 \cdot \frac{295}{3154})^2 = 0,71 \quad N_j = 339$$

$$d_j = 1$$

$$\frac{Q}{dL} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 9,5 \cdot 0,99 \cdot 0,71 \cdot 339 = 1131,8$$

veiligheid $\frac{1131,8}{437} = 2,59$ Niet maatgevend

ballast nedam groep n.v.

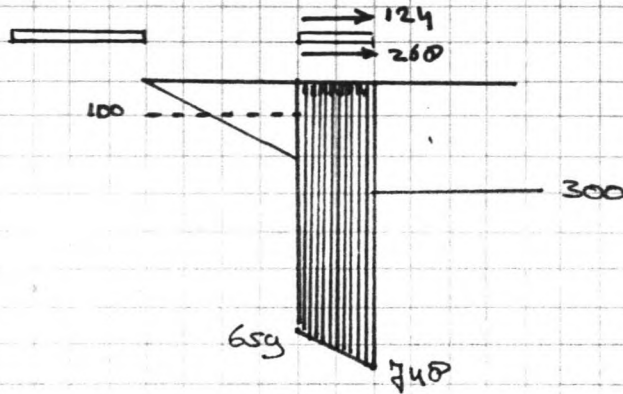
item:

date:

by:

sheet of

Maximum draagvermogen van de ardeerfoot bij minimale hoek onderaalkracht



uitgangspunt: de \bar{q} luis equivalent bedraagt 100 kN/m^2

$$\frac{Q}{bL} = \frac{1}{2} \cdot j \cdot b \cdot s_j \cdot i_j \cdot d_j \cdot N_j + q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot N_q$$

$$j = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$b = 4 \text{ m}$$

$$s_j = 1 - \frac{4}{300} \cdot 0.5 = 0.99$$

$$i_j = \left(1 - 0.7 \frac{H}{V}\right)^5 = \left(1 - 0.7 \cdot \frac{202}{2184}\right)^5 = 0.61$$

$$d_j = 1$$

$$N_j = 33.9 \quad (\varphi = 35^\circ)$$

$$\frac{Q}{bL} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 0.99 \cdot 0.61 \cdot 1 \cdot 33.9 +$$

$$100 \cdot 1 \cdot 0.71 \cdot 1 \cdot 33.3 = \underline{\underline{2773.7 \text{ kN/m}^2}}$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi \frac{b}{L} = 1$$

$$i_q = \left(1 - 0.5 \frac{H}{V}\right)^5 = 0.71$$

$$\underline{\underline{\text{veiligheidsfactor} = \frac{2773.7}{748} = 3.7}}$$

$$N_q = 33.3 \quad (\varphi = 35^\circ)$$

$$d_q = 1$$

rust maatgevend

ballast nedam groep n.v.

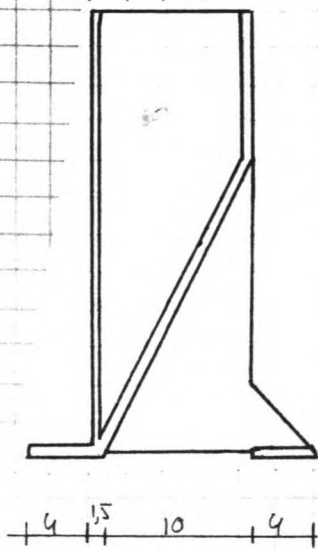
item:

date:

by:

sheet of

6^e herberekening CC met versmalde lijfplaat



$$\alpha = 0 \quad k_{ah} = 0,28$$

$$\alpha = 26,6 \quad k_{ah} = 0,137$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\varphi = 35^\circ$$

Bepaling van de horizontale kracht tegen het caisson

bovenbelasting 25 kN/m²

waterstandsverschil 1,5 m.

rechte achterwand

$$\text{grondkracht} : 0,28 \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot 10 = 140 \text{ kN}$$

$$\text{bovenbelasting} : 25 \cdot 10 \cdot 0,28 = 70 \text{ kN}$$

Schuine achterwand

$$\text{grondkracht} : \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 10 \cdot 0,137 \cdot 20 = 274 \text{ kN}$$

$$\text{bovenbelasting} : 125 \cdot 20 \cdot 0,137 = 342,5 \text{ kN}$$

$$\text{waterdruk} : 10 \cdot 1,5 \cdot 30 = 450 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{1274 \text{ kN}}} \quad \text{aan} \quad \underline{\underline{13,3 \text{ m}}}$$

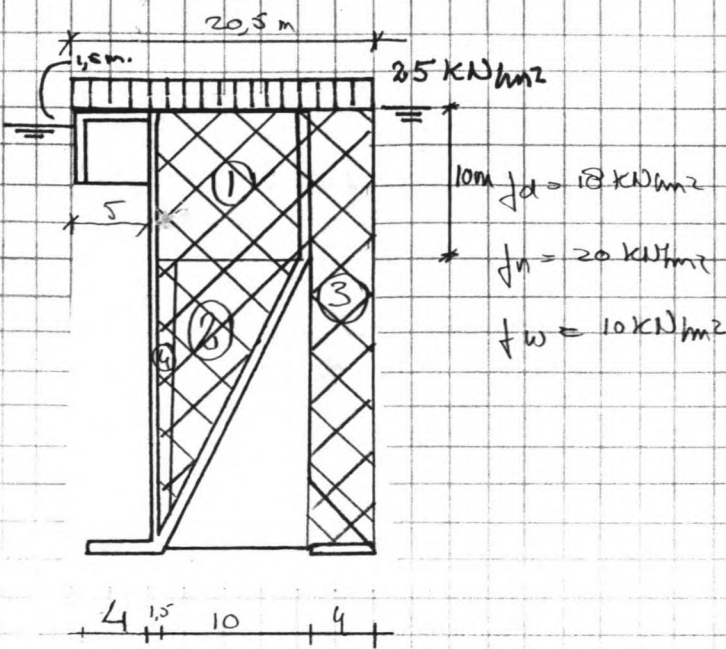
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



Bepaling van de verticale last

aan

10.25 torenbelasting: $20,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 512,5 \text{ kN}$

5,45 1^e deel grond: $11,5 \text{ m} \times 10 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^2 = 1231 \text{ kN}$

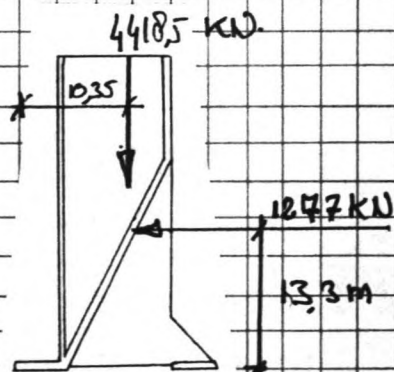
8,83 2^e deel grond: $10 \text{ m} \times 20 \text{ m} \times \frac{1}{2} \cdot 10,7 \text{ kN/m}^2 = 1070 \text{ kN}$

17,5 3^e deel grond: $4 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^2 = 1284 \text{ kN}$

4,45 4^e deel grond: $1,5 \text{ m} \times 20 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^2 = 321 \text{ kN}$

4418,5 kN

aangrijpingspunt tov toren: 10,35



ballast nedam groep n.v.

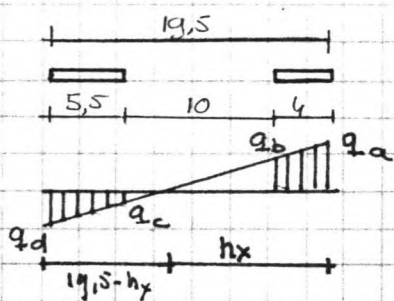
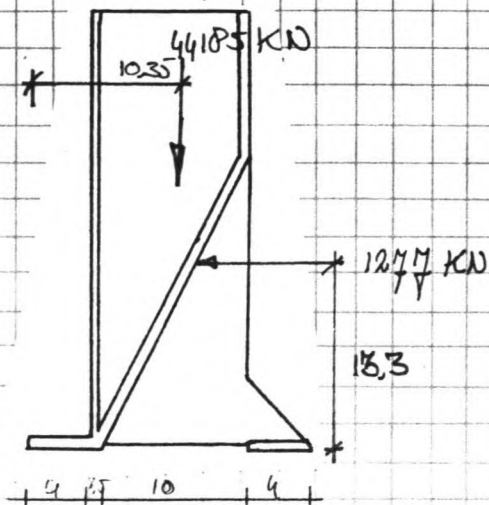
item:

date:

by:

sheet of

Bepaling van de Rotatie as



$$q_a = h_x \cdot \frac{q_a}{n_x}$$

$$q_b = (h_x - 4) \frac{q_a}{n_x} \quad 0,62 \quad 6,48$$

$$q_c = (19,5 - h_x - 5,5) \frac{q_a}{n_x} \quad 0,328$$

$$q_d = (19,5 - h_x) \cdot \frac{q_a}{n_x} \quad 0,85$$

$\sum F = 0$

$$\frac{(q_a + q_b)}{2} \cdot 4 = \frac{q_c + q_d \cdot 5,5}{2}$$

$$q_a + q_b = \frac{11}{8} q_c + q_d$$

$$h_x \frac{q_a}{n_x} + (h_x - 4) \frac{q_a}{n_x} = \frac{11}{8} \left((19,5 - h_x - 5,5) \frac{q_a}{n_x} + (19,5 - h_x) \frac{q_a}{n_x} \right)$$

$$h_x + h_x - 4 = \frac{11}{8} (14 - h_x + 19,5 - h_x)$$

$$2h_x - 4 = 40,1 - 27,5 h_x$$

$$4,45 h_x = 50,06$$

$$\underline{\underline{h_x = 10,53}}$$

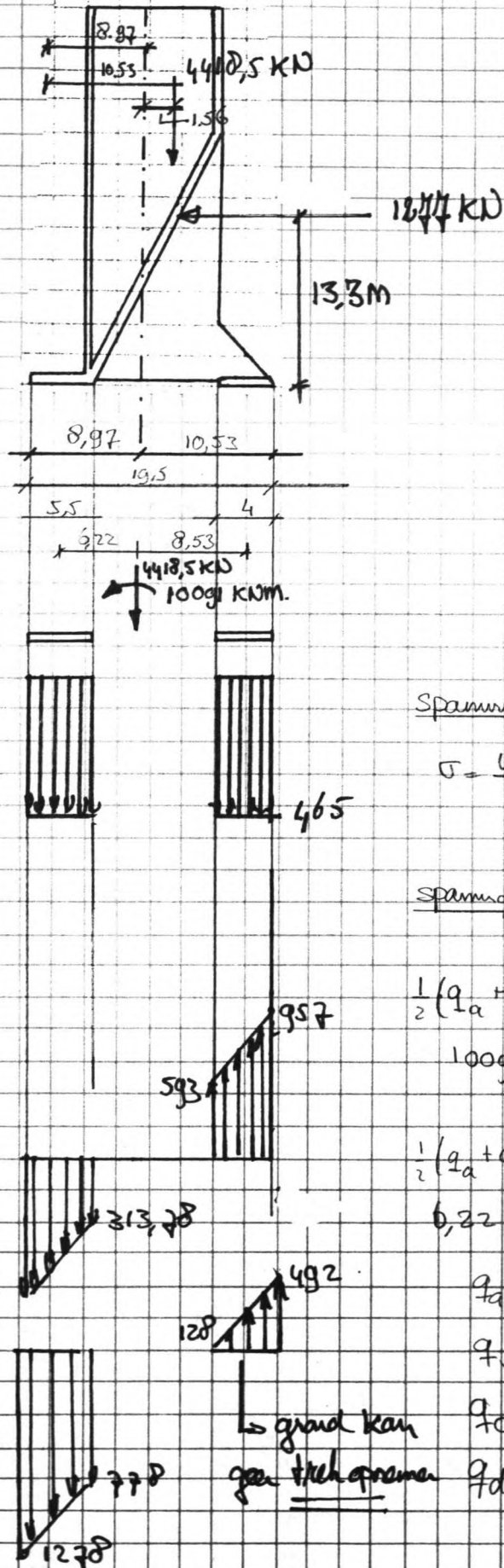
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



Spanning d.g.v. verticale last

$$\sigma = \frac{4418,5 \text{ kN}}{9,5} = 465 \text{ kN/m}^2$$

Spanning d.g.v. het moment

$$\frac{1}{2}(q_a + q_b) \cdot 8,53 + \frac{1}{2}(q_c + q_d) \cdot 6,22 = 10091 \text{ kNm}$$

$$\frac{1}{2}(q_a + 0,62q_a) \cdot 8,53 + \frac{1}{2}(0,322q_a + 0,85q_a) \cdot 6,22 = 10091 \text{ kNm}$$

$$q_a = 957 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = 593 \text{ kN/m}$$

$$q_c = 313,78 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = 813,2 \text{ kN/m}^2$$

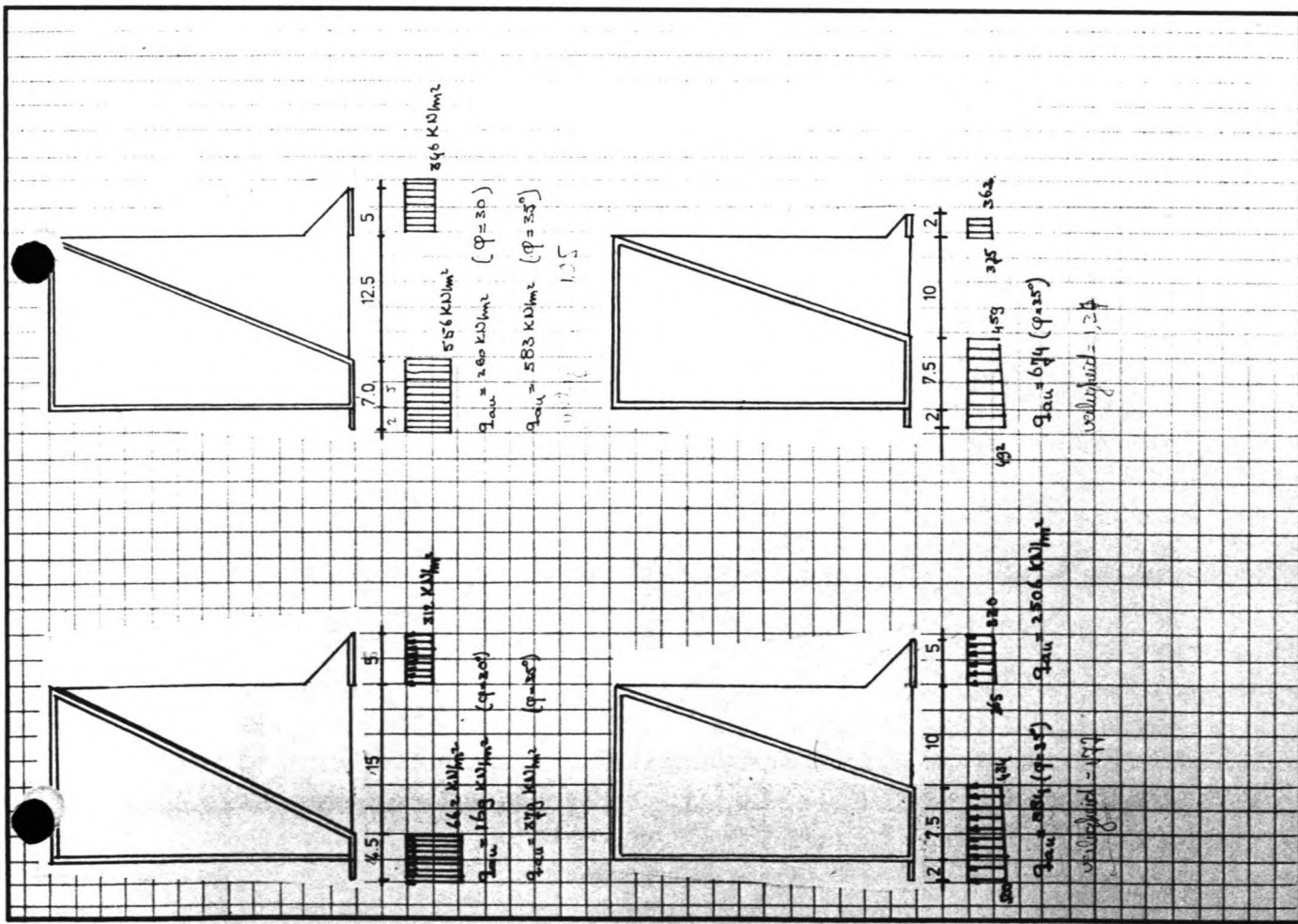
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

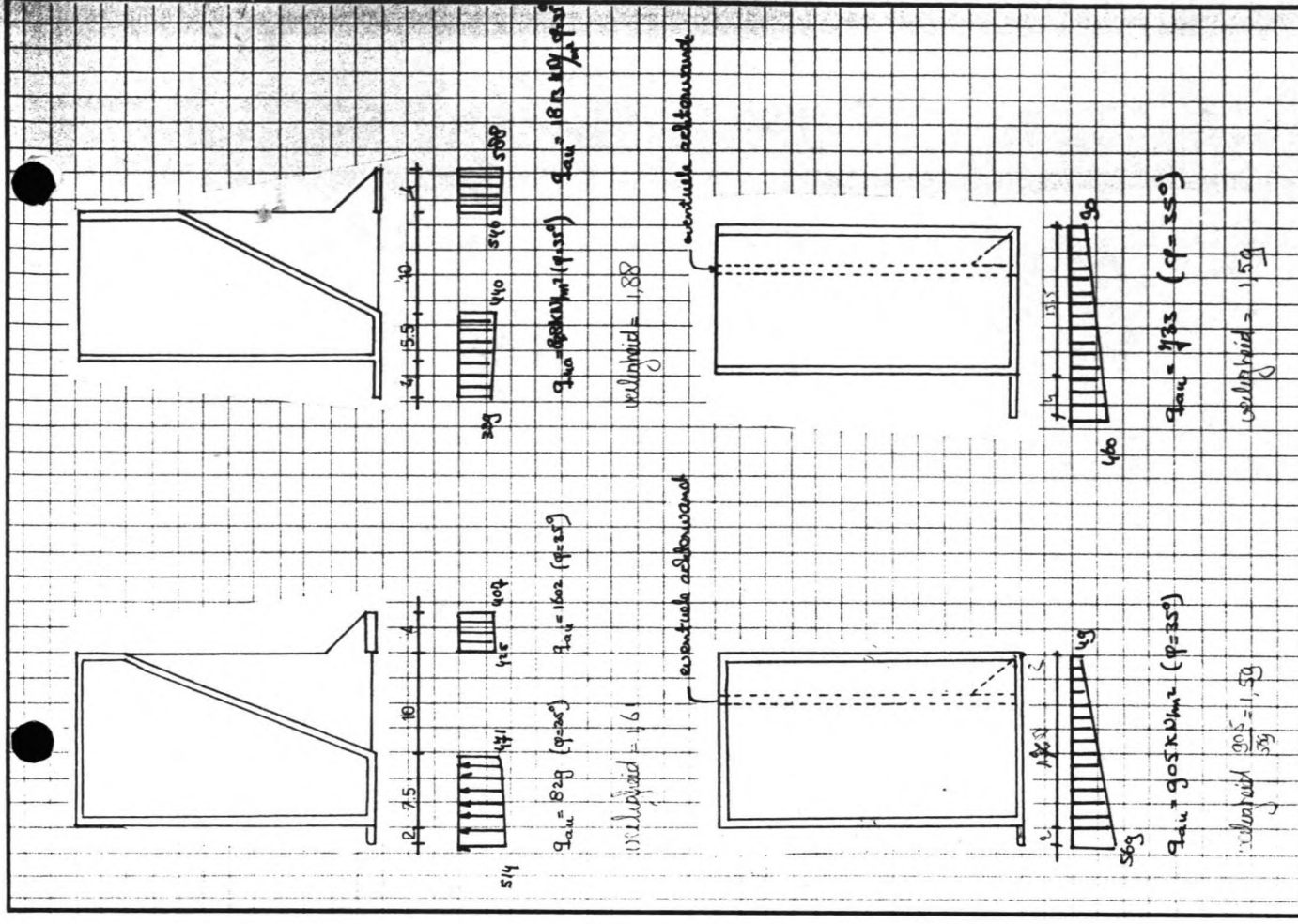
by:

sheet of



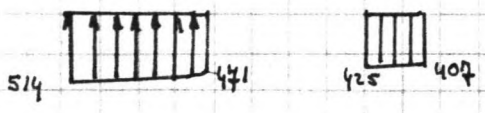
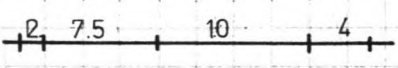
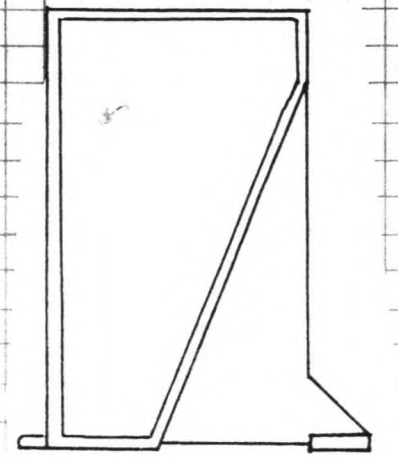
ballast nedam groep n.v.

item: by: date: sheet of



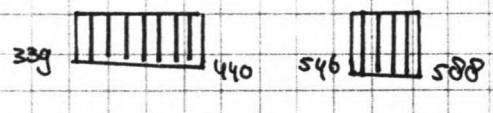
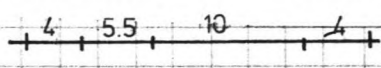
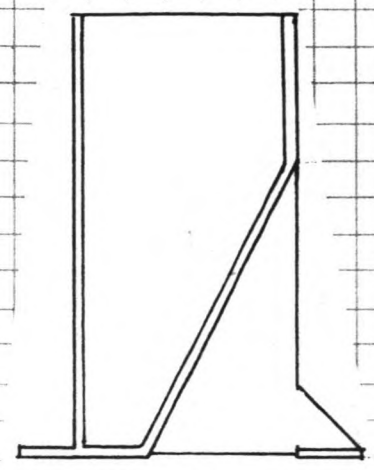
ballast nedam groep n.v.

item: by: date: sheet of



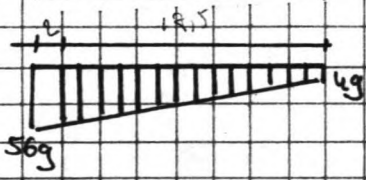
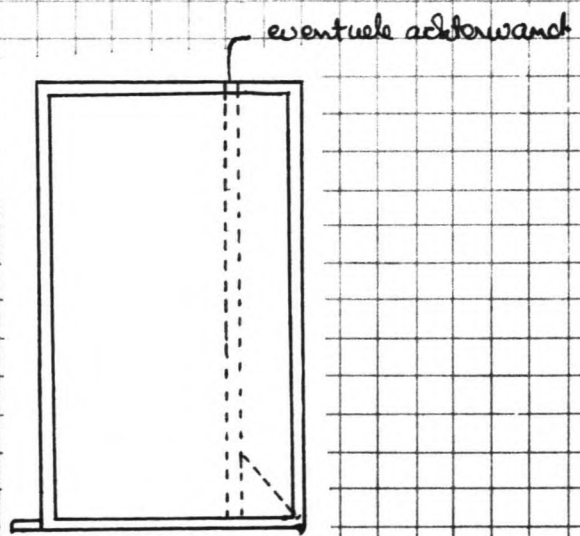
$q_{au} = 829 \text{ (}\varphi=25^\circ\text{)}$ $q_{au} = 1602 \text{ (}\varphi=35^\circ\text{)}$

veiligheid = 1,61



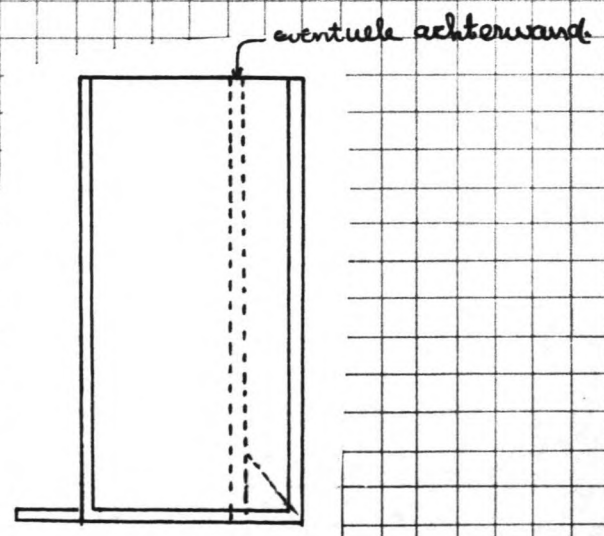
$q_{ku} = 88 \text{ kN/m}^2 \text{ (}\varphi=35^\circ\text{)}$ $q_{au} = 1813 \text{ kN/m}^2 \text{ (}\varphi=35^\circ\text{)}$

veiligheid = 1,88



$q_{au} = 905 \text{ kN/m}^2 \text{ (}\varphi=35^\circ\text{)}$

veiligheid $\frac{905}{569} = 1,59$



$q_{au} = 733 \text{ (}\varphi=35^\circ\text{)}$

veiligheid = 1,59

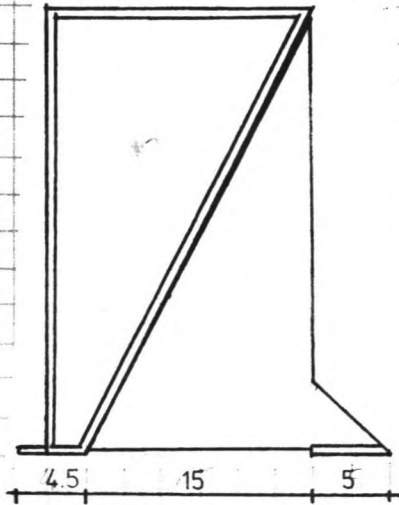
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



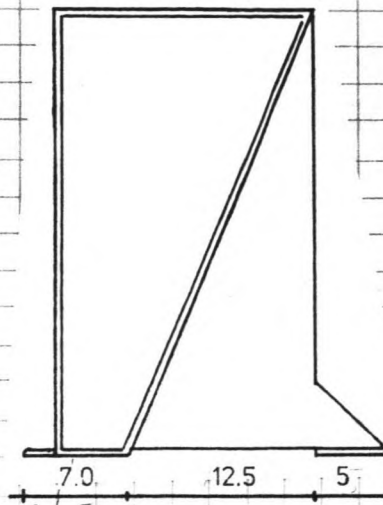
662 kN/m²

$$q_{au} = 169 \text{ kN/m}^2 \quad (\varphi = 30^\circ)$$

$$q_{au} = 379 \text{ kN/m}^2 \quad (\varphi = 35^\circ)$$



312 kN/m²



556 kN/m²

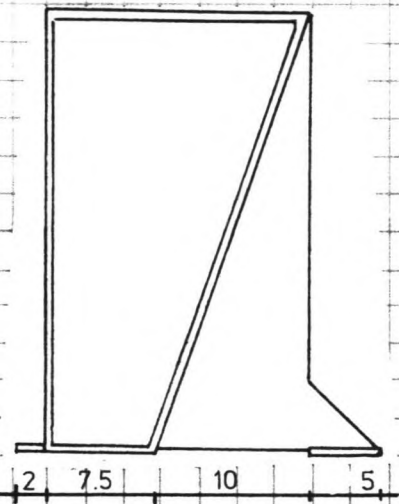
$$q_{au} = 260 \text{ kN/m}^2 \quad (\varphi = 30^\circ)$$

$$q_{au} = 583 \text{ kN/m}^2 \quad (\varphi = 35^\circ)$$

verhoging = 1,05



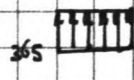
396 kN/m²



500

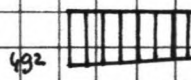
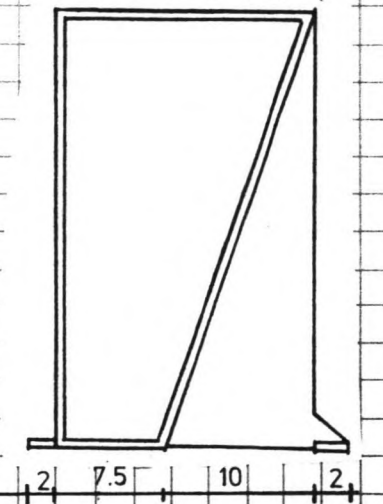
$$q_{au} = 884 \quad (\varphi = 35^\circ)$$

verhoging = 1,77



365

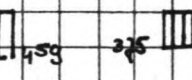
$$q_{au} = 2506 \text{ kN/m}^2$$



432

$$q_{au} = 674 \quad (\varphi = 35^\circ)$$

verhoging = 1,34



459



375

362

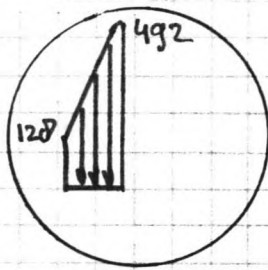
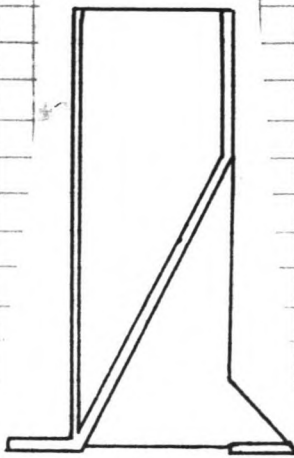
ballast nedam groep n.v.

item:

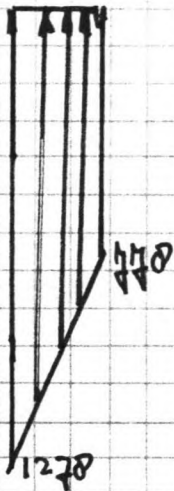
date:

by:

sheet of



→ grond kan geen stich op nemen.



ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Overpeemingen

- A. Indien de horizontaal bracht werkdad op het caisson geheel door de achter voetplaat zou kunnen worden opgenomen, inclusief een veiligheidsfactor van 1.5 over deze voetplaat, zou kunnen worden aangenomen dat het caisson niet naar voren zou kunnen schuiven, en voldoende over de voor voetplaat niet met een veiligheidsfactor gerekend zou hoeven worden, indien dat zo is zou bij beweging de schuine achterwand ook een dragende functie kunnen vervullen.

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

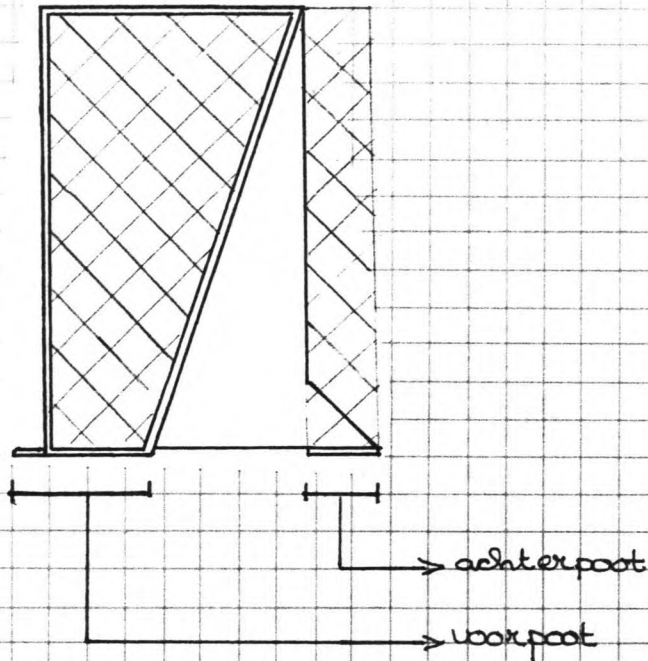
sheet of

Het draagvermogen van het Camilla caisson

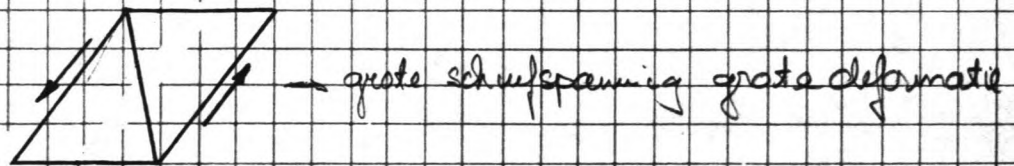
uitgangspunten: wateroverdruk 1,5 m

toesnelbelasting 25

beschrijving van de werking van het principe van het draagvermogen



uitgangspunt: het Camilla caisson zal alleen op de voerpoot en de achterpoot drijven langs de schuine wand zal de schuifspanning tussen grond en caisson zo hoog worden dat de grond lokaal bezwijft



ballast nedam groep n.v.

item:

date:

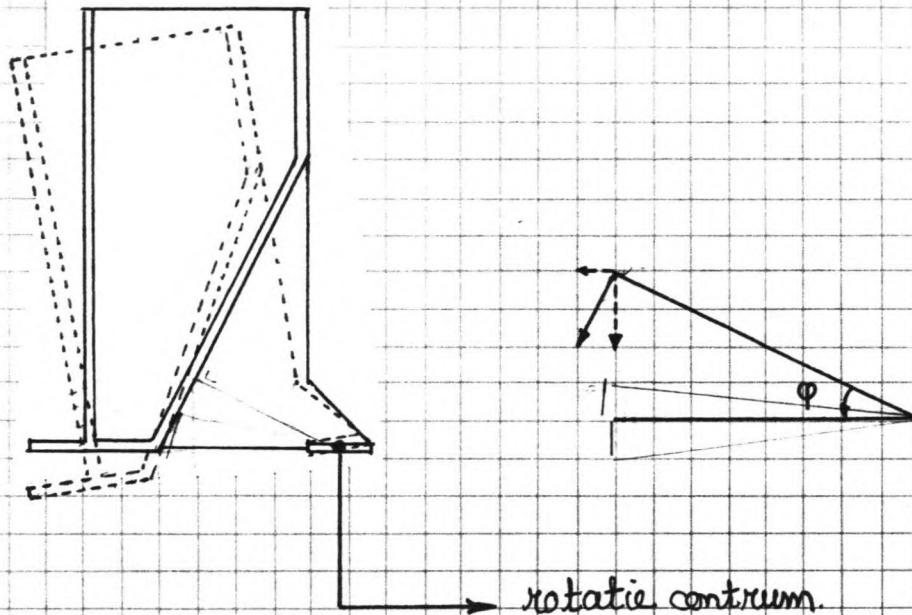
by:

sheet of

Conclusie: De voorpoet ende achter poot moeten dus
lokaal op bewerken worden gecontroleerd.

Conclusie: Indien de voorpoet bewerkt doet de
schieve achterwand in (onder)waal rijs
mee aan het draagvermogen

Indien de voorpoet bewerkt zal de achterpoet
als rotatie as dienen, en de schieve wand vrij
van de grond komen.



Conclusie: Ingeval van bewerken van de voorpoet zal de
schieve achterwand dus niet bijdragen in het
draagvermogen.

De voorpoet dient dus apart op draagvermogen
te worden gecontroleerd. Daar hij ingezet van bewerken niet
door de schieve wand gesupprimeerd wordt,
indien het draagvermogen van de voorpoet wordt
gecontroleerd is er nog enige discussie omtrent
het al of niet aanwezig zijn van de horizontale
kracht op de voorpoet.

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

De Voorteen

uitgangspunt: bij bewegen van enkel de voorteen dient de achtersteen als rotatie centrum

En ontbreken toestand: Jongeren alleen de voor en achtersteen als fundatie vlak.
door de grond langs de schuine wand door hoge schuifspanningen lokaal veel bewegen.

En omhoog bewegen van de voorteen Mal de schuine wand richt van de grond af bewegen zodat ingeval van bewegen van de voorteen de schuine achterwand geen extra steunde biedt

De voorteen ultimate bearing capacity

$$Q_{ult} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot s_j \cdot d_j \cdot N_j$$

ultimate bearing capacity

$$i_j = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{H}{V}\right)^5$$

conclusie een grotere horizontale kracht vermindert het ultimate draagvermogen

ballast nedam groep n.v.

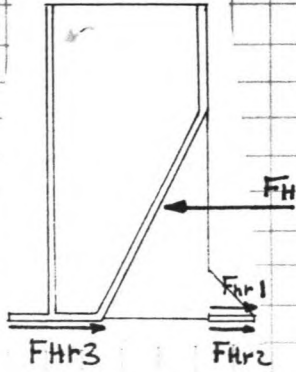
item:

date:

by:

sheet of

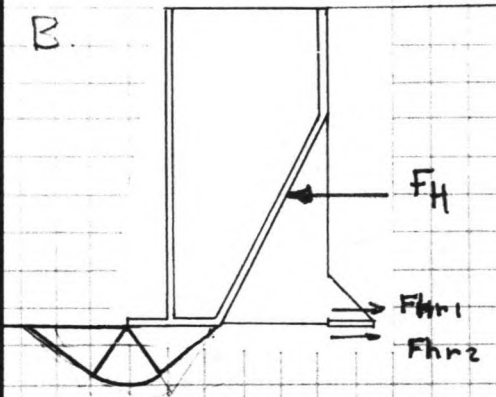
A.



In onbeweerd toestand zal de horizontaal kracht tegen het caisson zich verdelen over de voor voet plaat de onder en boven achterwaart plaat

$$F_H = F_{HR1} + F_{HR2} + F_{HR3}$$

B.



Indien de voorteen bereyght en de achterteen zal de totale horizontale kracht kunnen opnemen zal de horizontaal kracht op de voorteen lot o geproduceerd sijn

$$F_H = F_{H1} + F_{H2}$$

Het is acceptabel in geval A een veiligheids van 1,5 te vereisen. en in geval B een veiligheids van 2.

ballast nedam groep n.v.

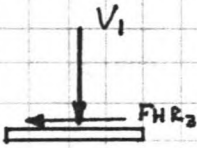
item:

date:

by:

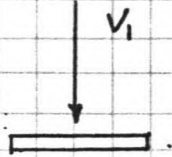
sheet of

loossteem



clausuraal gewas

$$j = 1,5$$



bewyngewas

$$j = 2$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Wat gebeurt er bij het bereyken van de voorteen.

Het blijft dat de voorteen doorgaans meest vertuch is.

Davaran is het interessant te bereyken water gebeurt indien de voorteen bereuykt.

Indien de voorteen bereuykt isal de grond ander de voorteen.

een plastuch gedrag vertonen en isal het kusarste punt

naar voren achteren xij plaat sen, enwel naar het kusarste punt

van de achterteen het kusarste punt van de achterteen wordt

nu rotatie centrum. Omdat het rotatie centrum naar achter.

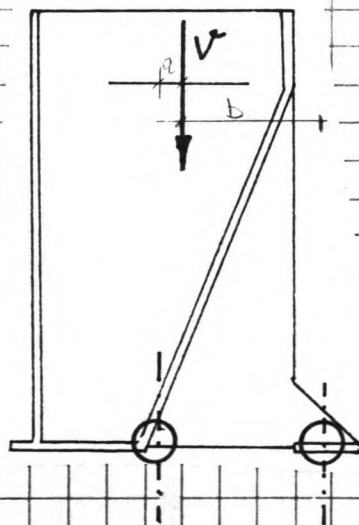
verplaat isal het moment verander t. ov. het rotatie centrum

doen emen. Het moment veroorzaakt door de verticale last V .

De spanning onder de achter voet plaat isal dus ook

veramen en indien de achter voet plaat niet voldoende groot

is isal deze dus ook bereuyken.



Bij verplaatsen van het rotatie centrum neemt het moment toe met

$$V(a+b)$$

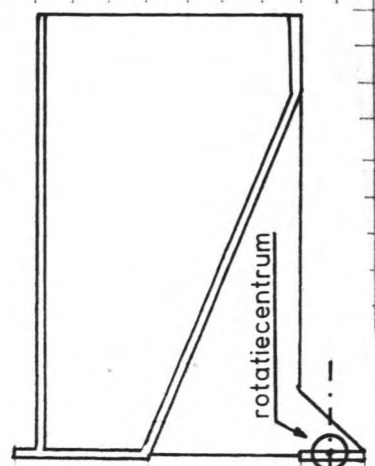
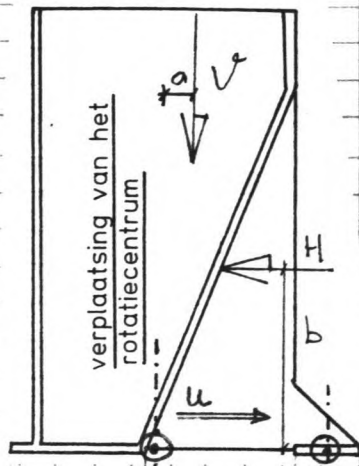
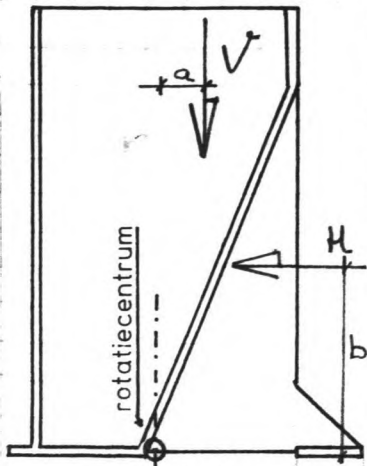
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

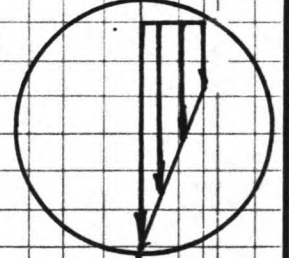
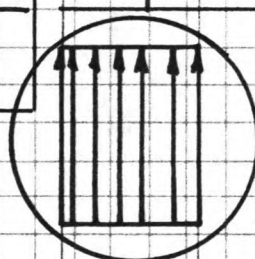
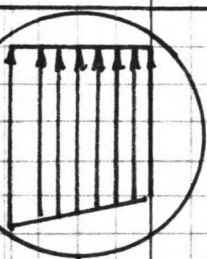
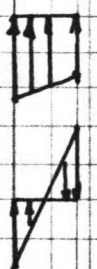
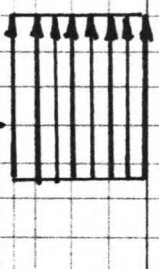
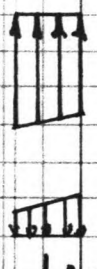
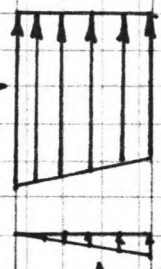
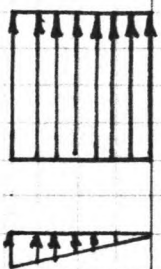
by:

sheet of



$$H \cdot b - Va$$

$$H \cdot b - Va + V \cdot u$$



afgangspunt. voorteen bezwijkt

plastisch gedrag van grond onder de voorteen

achtertteen bezwijkt

verplaatsing van het rotatiecentrum

ballast nedam groep n.v.

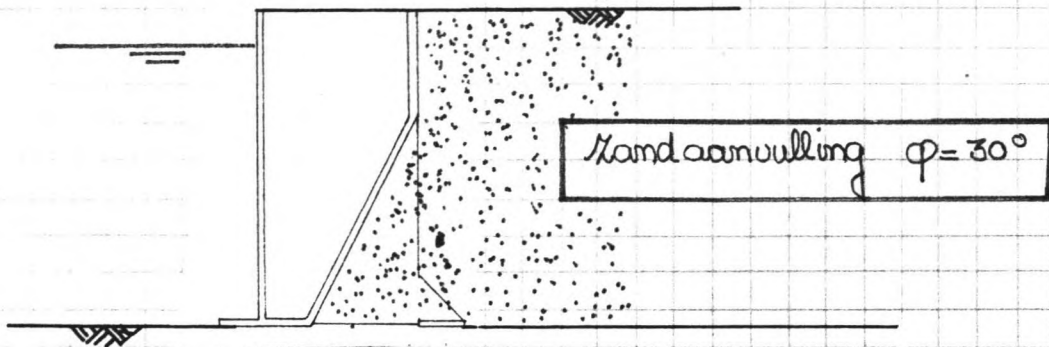
item:

date:

by:

sheet of

Conclusie het Camilla caisson is niet goed koper dan een
traditioneel caisson met vergelijkbare achtersteun.
Het Camilla caisson is wel concurrerend in de
de bearing capacity niet maatgevend is
bij fundering op rots



Rots bodem.

funderingsdruk niet maatgevend
sliding maatgevend.

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

werkoverpak

Eerst zal de caisson afmeting van een caisson op
rots worden gegeven indien de sluiting alleen maatgevend
is. hierna zullen de funderingsdrukken worden bepaald
en bekeken worden welke grondverbetering nodig
is om het caisson als nog toe te passen.

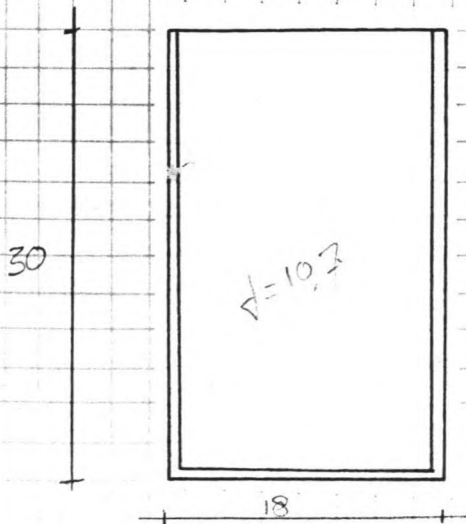
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



Berekening van de horizontale kracht tegen het oever

Wijzigingspunten:

- toewantbelasting 25 KN/m^2
- wateroverdiepte $1,5 \text{ m}$.

$x = 0$

$K_{air} = 0,28$.

		0,28 m
grondkracht:	$30 \text{ m} \cdot 10 \text{ KN/m}^3 \cdot 30 \text{ m} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,28 = 1260 \text{ KN}$	10 m
wateroverdruk:	$1,5 \text{ m} \cdot 10 \text{ KN/m}^2 \cdot 30 \text{ m} = 450 \text{ KN}$	15 m
toewantbelasting:	$25 \text{ KN/m}^2 \cdot 30 \text{ m} \cdot 0,28 = 210 \text{ KN}$	15 m
	<u>1920 KN</u>	

$a_{10m} = 11,17 \text{ m}$.

Controle tegen sliding

actung force = 1920

resisting force V

wrijving (grond - beton) = 0,5

gemiddeld beton rand gewicht onder water $10,7 \text{ KN/m}^3$

$V = 0,5 \cdot 30 \text{ m} \cdot b \cdot 10,7 = 1,5 \cdot 1920$

veiligheids 1,5

$b = 17,94 \text{ m} \rightarrow \underline{\underline{18 \text{ m}}}$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Landrolle tegen oversturing

verticale kracht (eigen gewicht)

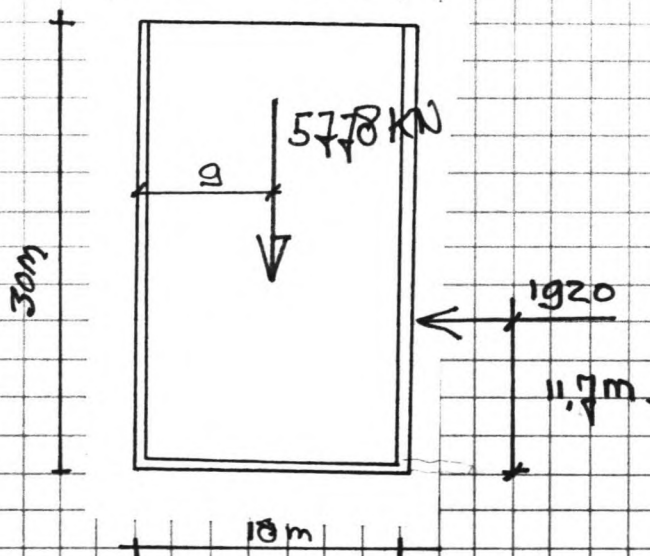
$$18\text{ m} \times 30\text{ m} \times 10,7 = \underline{5778\text{ KN}}$$

aanv. g.m.

actieng moment $1920\text{ KN} \cdot 11,7\text{ m} = 22464\text{ KNM}$

reactieng moment $\frac{5778\text{ KN}}{2} \cdot 9\text{ m} = 52002\text{ KNM}$

veiligheid t.o.v. oversturing $\frac{52002}{22464} = \underline{\underline{2,31}}$



ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Stuwingscontrole programma.

```

10 C#="==== FUNDINGSBEREIDE ===== OPTION BASIC 5:11:Y OFF
20 CC#="==== Developed by F.N. Endls =====
30 GOSUB 290
40 DEFINT Z
50 INPUT "Wat is de hoogte van de kademuur Im? ",Ht
60 INPUT "Wat is het gewicht onderwater van de constructie FN/mw*3? ",J1:
70 INPUT "Wat is het gewicht onderwater van de grond FN/mw*3? ",J2:
80 LPRINT "de hoogte van de kademuur is Im = ",Ht
90 LPRINT "het gewicht onderwater van de constructie FN/mw*3 = ",J1:
100 LPRINT "het gewicht onderwater van de grond FN/mw*3 = ",J2:LPRINT:LPRINT
110 LPRINT "Hoek          Tot.t
    KAH          "
120 A=0
130 IF A<60 THEN GOTO 140 ELSE GOTO 270
140 A1=(A/360)*2*3.141592654#
150 PHI=(30/360)*2*3.141592654#
160 D1=(20/360)*2*3.141592654#
170 BET=0
180 KAH1=((SIN(PHI+D1)*SIN(PHI-BET))/(COS(A1-D1)*COS(A1+BET)))^.5
190 KAH=(COS(PHI+A1))^2/((COS(A1))^2*(1+KAH1)^2)
200 HA=.5*H^2*J2*KAH+H*1.5*10+H*25*KAH
210 G1=.5*H^2*TAN(A1)*J1:HR=.5*G1
220 IF HR>1.5*HA THEN GOTO 280 ELSE GOTO 230
230 B=(1.5*HA-.5*G1)/(H*J1*.5)
240 BT=B+H*TAN(A1)
250 LPRINT A,KAH,H*TAN(A1),BT
260 A=A+1:GOTO 130
270 END
280 LPRINT "De actieve grondkracht < gewicht van de grondriehoek * 0.5":GOTO 260
290 CLS:LPRINT C#:LPRINT CC#:LPRINT:LPRINT:RETURN

```

ballast nedom groep n.v.

date:

item:

by:

sheet of

===== FUNDINGSBREEDTE =====

===== Developed by F.N. Endtz =====

de hoogte van de kademuur is [m] = 30
 het gewicht onderwater van de constructie [KN/m**3] = 10.7
 het gewicht onderwater van de grond [KN/m**3] = 10

Hoogte	KAH	H*tan(a)	Tot.B
0	.2793077	0	17.91368
1	.2744242	.523652	17.93217
2	.269425	1.047623	17.94887
3	.2643072	1.572233	17.96399
4	.2591126	2.097804	17.97779
5	.2542027	2.62466	17.9905
6	.2490589	3.153128	18.00235
7	.2438825	3.683537	18.01358
8	.2386751	4.216225	18.02441
9	.2334381	4.751533	18.03511
10	.2281729	5.28981	18.04591
11	.222881	5.831409	18.05706
12	.2175637	6.376698	18.06881
13	.2122227	6.926046	18.08143
14	.2068594	7.479841	18.09517
15	.2014754	8.038477	18.11032
16	.1960723	8.602362	18.12716
17	.1906516	9.171921	18.14597
18	.1852152	9.74759	18.16706
19	.1797648	10.32983	18.19076
20	.1743023	10.91911	18.21737
21	.1688296	11.51592	18.24726
22	.1633488	12.12079	18.28078
23	.1578621	12.73425	18.3183
24	.1523716	13.35686	18.36021
25	.14688	13.98923	18.40695
26	.1413897	14.63198	18.45894
27	.1359036	15.28577	18.51666
28	.1304245	15.95128	18.58058
29	.1249556	16.62927	18.65124
30	.1195002	17.32051	18.72919
31	.114062	18.02582	18.81502
32	.1086449	18.74608	18.90935

De actieve grondkracht < gewicht van de gronddriehoek * 0.5
 De actieve grondkracht < gewicht van de gronddriehoek * 0.5

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Slidingscontrole zander

1,5 m wateroverdruk
25 kN/m² bovenbelasting

***** FUNDERINGSBREIJDTE *****

***** Developed by F.N. Endtz *****

de hoogte van de kademuur is [m] = 30
het gewicht onderwater van de constructie [kN/m**3] = 10.7
het gewicht onderwater van de grond [kN/m**3] = 10

Hoek	KAH	H*tan(a)	Tot.B
0	.2793837	0	11.74978
1	.2744242	.523652	11.80303
2	.269425	1.047623	11.85477
3	.2643872	1.572233	11.9052
4	.2593126	2.097804	11.95457
5	.2542027	2.62466	12.0031
6	.2490589	3.153128	12.051
7	.2438825	3.683537	12.09851
8	.2386751	4.216225	12.14585
9	.2334381	4.751533	12.19325
10	.2281729	5.28981	12.24096
11	.222881	5.831409	12.2892
12	.2175637	6.376698	12.33823
13	.2122227	6.926046	12.38828
14	.2068594	7.479841	12.43961
15	.2014754	8.038477	12.4925
16	.1960723	8.602362	12.54721
17	.1906516	9.171921	12.60402
18	.1852152	9.74759	12.66322
19	.1797648	10.32983	12.72512
20	.1743023	10.91911	12.79002
21	.1688296	11.51592	12.85827
22	.1633488	12.12079	12.9302
23	.1578621	12.73425	13.00618

De actieve grondkracht < gewicht van de gronddriehoek * 0.5
De actieve grondkracht < gewicht van de gronddriehoek * 0.5
De actieve grondkracht < gewicht van de gronddriehoek * 0.5
De actieve grondkracht < gewicht van de gronddriehoek * 0.5

ballast nedam groep n.v.

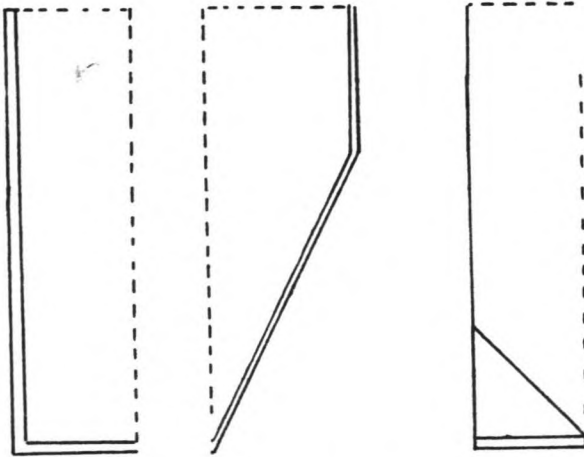
item:

date:

by:

sheet of

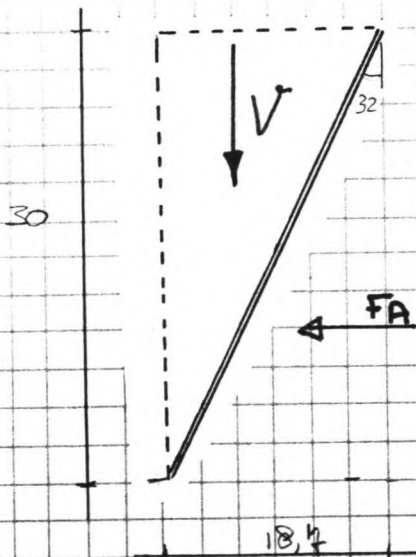
Het Camilla caisson



- * bovenbelasting 25 kN/m^2
- * water overdruk $1,5 \text{ m}$

Indien alleen de slijting gecontroleerd hoeft te worden, moet de helling zodanig zijn dat het gewicht van de gronddruk $\approx 0,5$ gelijk is aan de actieve gronddruk met een veiligheidsfactor van $1,5$

indien de hoek 32° bedraagt is dat het geval.



uitgangspunt: gewicht van constructie
onderwater $10,7 \text{ kN/m}^3$

$$V = 18,7 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 10,7 \text{ kN/m}^3 \frac{1}{2} = 3001 \text{ kN/m}$$

resulting Horizontal force =

$$HR = \frac{1}{2} \cdot 3001 \text{ kN/m} = 1500,1 \text{ kN}$$

actieve horizontale force $\alpha = 32^\circ \quad K_{ah} = 0,10865$

$$F_H = 0,10865 \cdot \frac{30^2 \cdot 10}{2} + 30 \cdot 25 \cdot 0,10865 + 1,5 \cdot 10 \cdot 30 = 1020 \text{ kN}$$

actieve horizontale force = 1020 kN

resulting horizontale force = $1500,1 \text{ kN}$

veiligheidsfactor $\frac{1500,1 \text{ kN}}{1020} = 1,5$

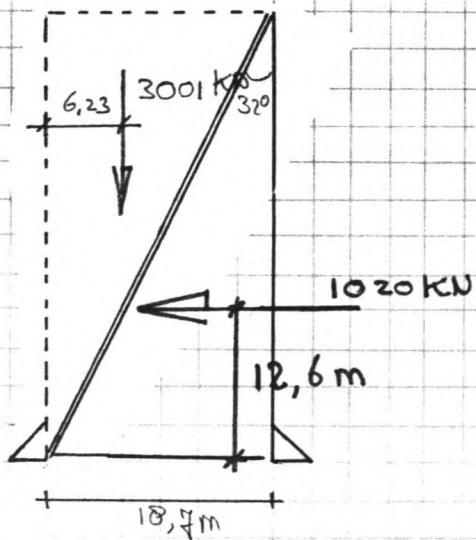
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



controle tegen oversturing

omslag moment $12,6 \text{ m} \cdot 1020 \text{ kN} = \underline{12852 \text{ kNm}}$.

omslag moment $6,23 \text{ m} \times 3001 \text{ kN} = \underline{18696 \text{ kNm}}$.

veiligheid d.o.v. oversturing = $\frac{18696}{12852} = \underline{1,45}$

Een hoek van de 30° is dus redelijk het optimum

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Conclusie Als de hoek van de schuine achterwand groter dan 32° is kan de bodem van het caisson in principe oneindig klein zijn, als de funderingsdiepte geen beslissingscriterium is.

Het gewicht G is de wrijvingscoëfficiënt is groter dan 1,5 x de horizontaal kracht

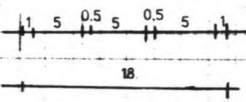
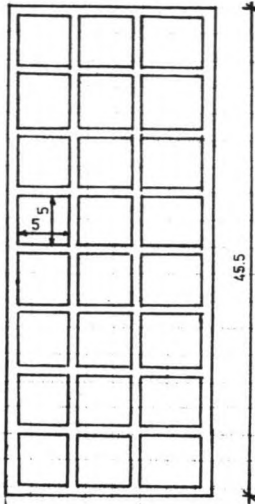
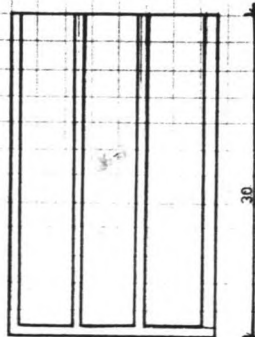
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



Bepaling beton volume

totale lengte langscheidingswanden: 40m
 totale breedte breedte scheidingswanden: 5,5m

voorwand:

$30m \cdot 40m \cdot 1m = 1200 m^3$

1^e tussenwand

h.o.h. van de tussenwanden 5.5 meter $0,5 \cdot 30m \cdot 40m = 600 m^3$

2^e tussenwand

$0,5 \cdot 30 \cdot 40m = 600 m^3$

achterwand

$1m \cdot 30m \cdot 40m = 1200 m^3$

bodem:

$1m \cdot 15m \cdot 40m = 600 m^3$

breedte tussenwanden

$18 \cdot 30 \cdot 5,5 = 2970 m^3$

$\frac{4170}{3} m^3$

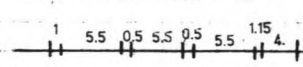
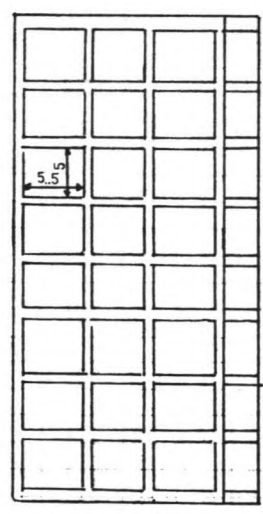
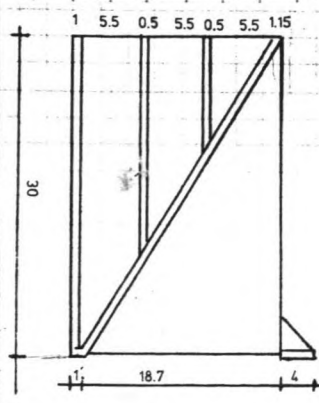
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



Bepaling van het beton volume.

totale lengte langsoverlappingswanden: 40m

totale breedte van de breedte
tussenwanden : 5,5m

voorwand

30m x 40m x 1m 1200m³

1^e tussen wand

20m x 40m x 0,5m 400m³

2^e tussen wand

10m x 40m x 0,5m 200m³

schuine wand

35m x 40m x 1m 1400m³

tussen wanden breedtes:

18,7 x 30m x 5,5 = 3085,5m³

achtertaai:

4 x 1m x 40 = 160m³

4 x 4 x 1/2 x 5,5 = 44m³

6489,5m³

besparing: 681,5m³ 9,5%

ballast nedam groep n.v.

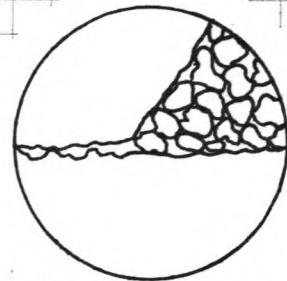
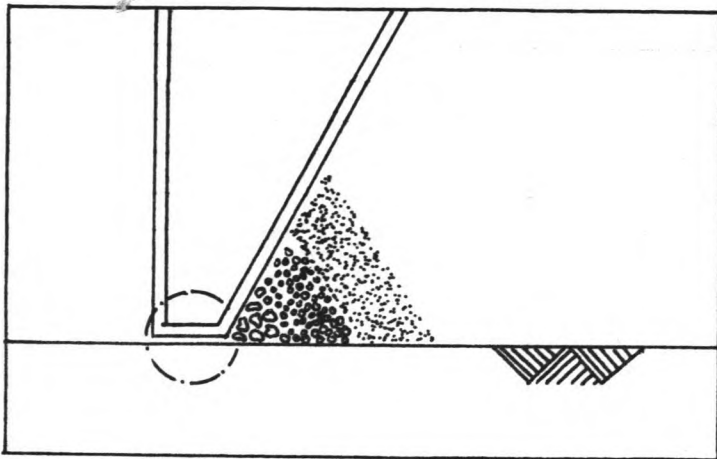
item:

date:

by:

sheet of

Het ontwerp van een filter achter de beton-rots aansluiting



Ter voorkoming van wand uitspoeling dient achter de rotsen een net caisson (een filter) te worden voorzien.

even aan filter constructie

- ① wand dicht $D_{15 \text{ filter}} / D_{85 \text{ rots}} < 5$
- ② waterdoorlatend $D_{15 \text{ filter}} / D_{15 \text{ rots}} > 5$
- ③ onwonderstabiel $\frac{D_{60}}{D_{10}} = 10$

even aan de dikte van de filter.

theoretisch de minimum dikte = ongeveer 5x de
koraal grootte

probleem regels zijn

- wand 10cm
- grind 20cm
- stenen 2×3 de grootste steen diameter

ballast nedam groep n.v.

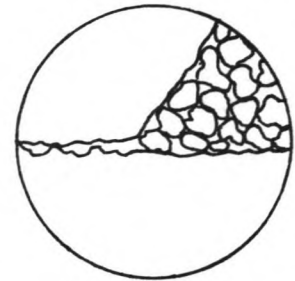
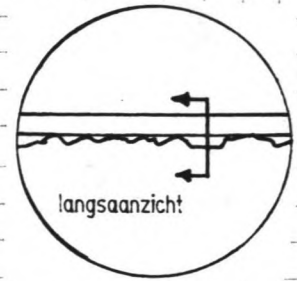
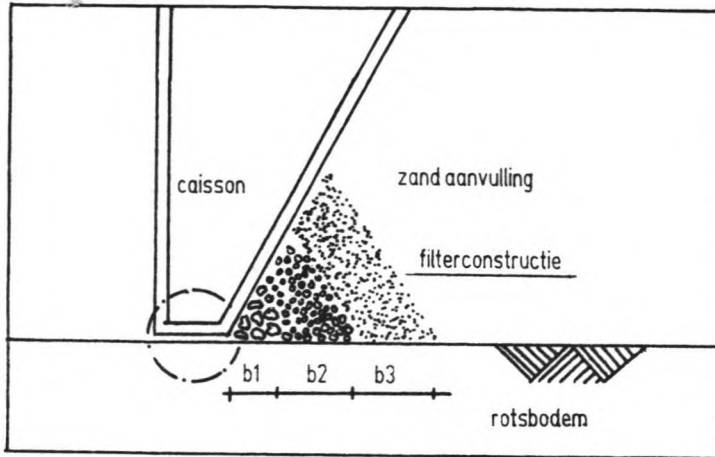
item:

date:

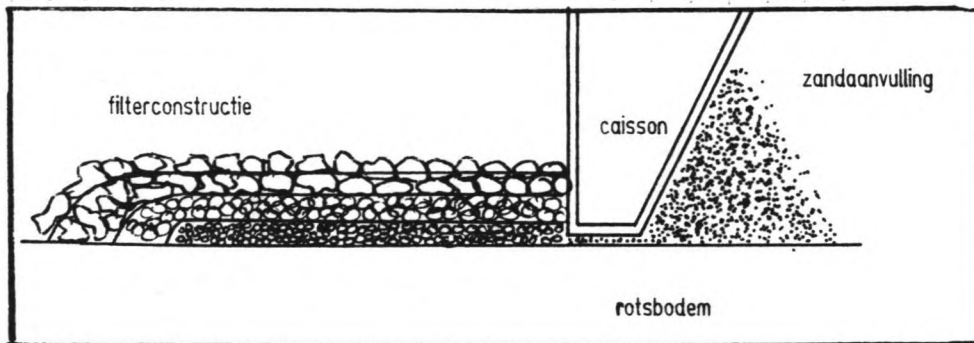
by:

sheet of

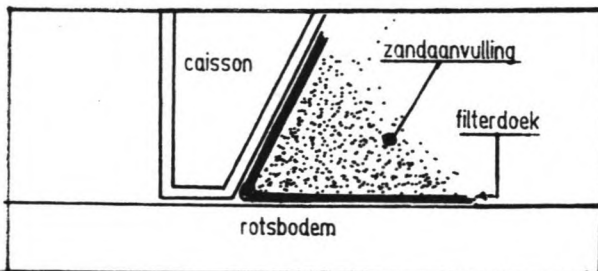
A



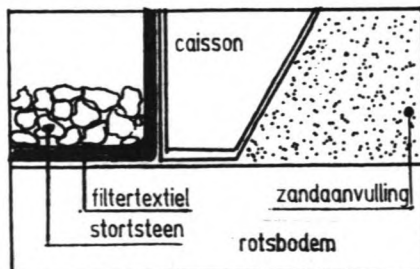
B



C



D



ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

I. Stability criterion:

The finer particles of an underlayer should be prevented from being washed out through the layer on top of it. The main criterion is:

$$Ia: \frac{D_{15, \text{filter}}}{D_{95, \text{base}}} < 5$$

II. Permeability criterion

The permeability of the filter should be sufficient for the hydraulic gradient through it to be negligible compared with that through the underlying material (i.e. without local build-up of hydraulic gradient concentrations). The main criterion is:

$$\frac{D_{15, \text{filter}}}{D_{15, \text{base}}} > 4 \text{ (or 5)}$$

III. Uniformity criterion. Segregation and Internal Stability**IIIa. Segregation**

The grading of each layer should be approximately parallel, and not too far apart to minimize segregation. This criterion is expressed as follows:

$$\frac{D_{50, \text{filter}}}{D_{50, \text{base}}} < 25$$

Internal stability

The grain-size distribution of each layer should preferably be approximately uniform to satisfy the internal stability of the filter layers (no internal migration of particles).

In the grain-size distribution no lack of intermediate grain-sizes may occur. As for the stability criterion the requirements for the internal stability have been based on the grain-size distribution:

$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (U = \text{coefficient of uniformity})$$

no migration	:	$U < 10$
possible migration (depending on hydraulic conditions)	:	$10 < U < 20$
migration	:	$20 < U$

IV. Thickness criterion

Theoretically the minimum layer thickness is equal to roughly several times the nominal grain size (see also Wittman [32]).

However, due to irregularities in placing (especially in the case of dumping methods), the thickness of the layers is subject to a practical minimum. e.g.[27]:

coarse sand	:	$d = 10 \text{ cm}$
gravel	:	$d = 20 \text{ cm}$
dumped stone	:	$d = 2 \text{ to } 3 \text{ times the size of the largest stones}$

(d = thickness of the filter layer).

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Keuze uit de filter constructie

Het alternatief B als filter constructie geniet de
voorskeur Radonan

Alternatief E is het makkelijkste aan te brengen.

Beziggen

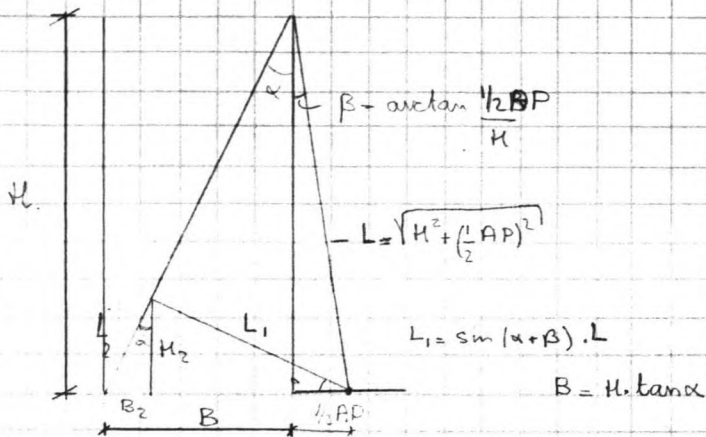
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



$$H_2 = \sin \alpha \cdot L_1$$

$$L_2 = \frac{H_2}{\cos \alpha}$$

$$B_2 = H_2 \cdot \tan \alpha$$

$$B_2 = \sin \alpha \cdot L_1 \cdot \tan \alpha$$

$$B_2 = \sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \beta) \cdot L \cdot \tan \alpha$$

$$L_1 = \sin(\alpha + \beta) \cdot L$$

$$\beta = \arctan \frac{1/2 AP}{H}$$

$$B_2 = \sin \alpha \cdot \sin\left(\alpha + \left(\arctan \frac{1/2 AP}{H}\right)\right) \cdot L \cdot \tan \alpha$$

$$B_2 = \sin \alpha \cdot \sin\left(\alpha + \arctan\left(\frac{1/2 AP}{H}\right)\right) \cdot L \cdot \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}$$

$$B_2 = \sin^2 \alpha \cdot \sin\left(\alpha + \arctan\left(\frac{1/2 AP}{H}\right)\right) \cdot \sqrt{H^2 + \left(\frac{1/2 AP}{2}\right)^2} \cdot \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}$$

ballast nedam groep n.v.

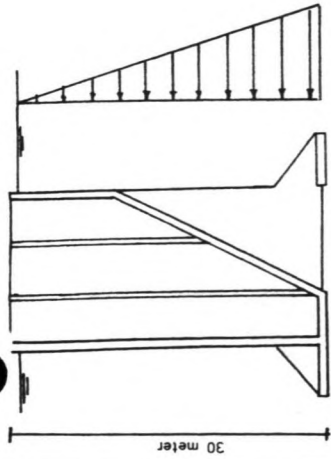
item:

date:

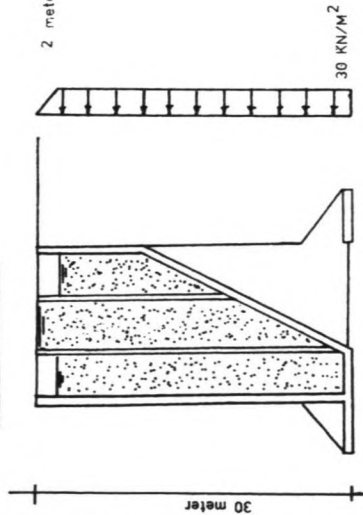
by:

sheet of

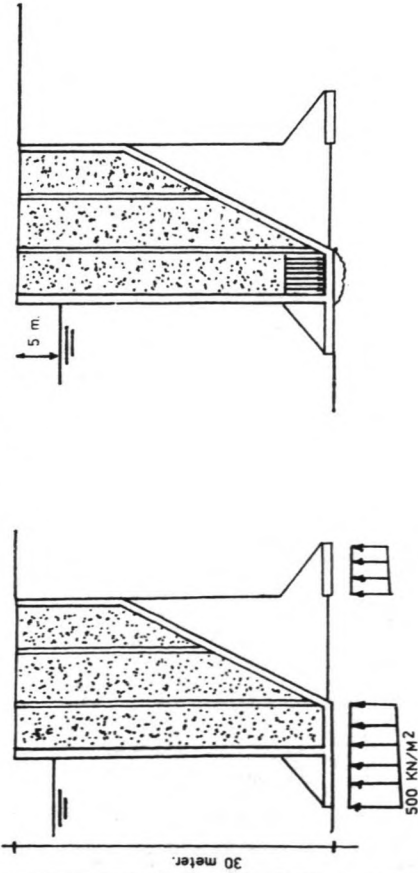
DRIJVENDE SITUATIE



VULSITUATIE



GEBRUIKSSITUATIE



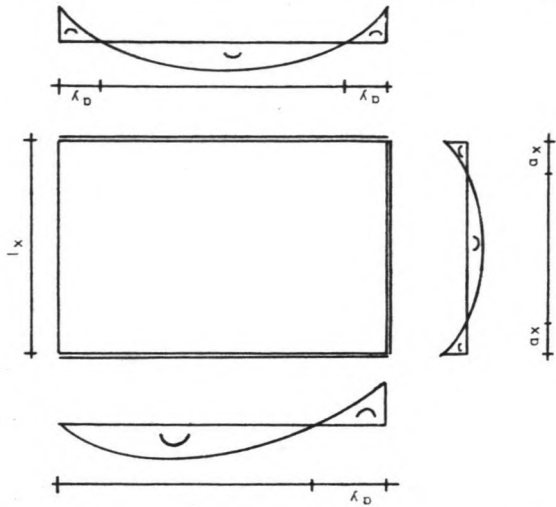
ballast nedam groep n.v.

item:

by:

date:

3 ingeklemde plaat



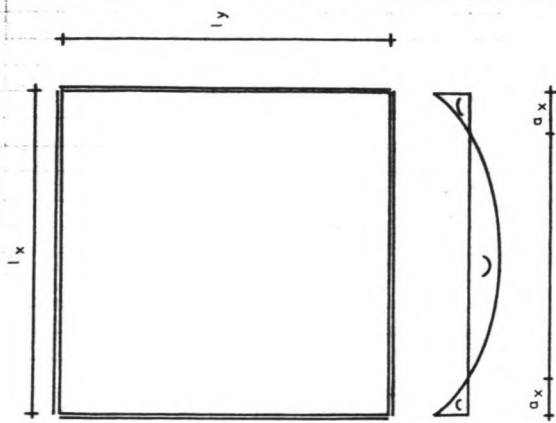
$$M_{vx} = 0.043q(l_x)^2$$

$$M_{vy} = 0.013q(l_x)^2$$

$$M_{ix} = 0.083q(l_x)^2$$

$$M_{iy} = 0.049q(l_x)^2$$

4 zijdig ingeklemde plaat



$$M = 0.018q(l_x)^2$$

$$M = 0.018q(l_x)^2$$

$$M = 0.051(l_x)^2$$

$$M = 0.051(l_x)^2$$

M_{vx} = maximum veldmoment voor de x as
 M_{vy} = maximum veldmoment voor de y as
 M_{ix} = maximum inklemmingsmoment voorde x as
 M_{iy} = maximum inklemmingsmoment voor de y as

ballast nedam groep n.v.

item:

by:

date:

Ondwerpen van voor en achter wanden.

Voor en achter wand

deigende situatie / afgeen procedure. maatgevend.

$$q = 300 \text{ KN/m}^2 \quad \text{SLS} \quad l = 5 \text{ m}$$

$$q = 510 \text{ KN/m}^2 \quad \text{ULS} \quad f = 1,7$$

$$h_t = 1000 \text{ mm} \quad q = 300 \text{ KN/m}^2 \quad \text{dekking} = 50 \text{ mm}$$

$$h = 350 \text{ mm} \quad q = 450 \text{ KN/m}^2 \quad \text{B 22,5 FEB 400}$$

	M (ULS)	M/kh ²	w _{ny}
v _y	540 KNM	604	0,15
v _y	166 KNM	183	0,05 ← pas minimum wapening toe.
v _x	1050 KNM	1172	0,31
v _y	643 KNM	712	0,16

↳ minimum wapening toe dieperste 0,05

tussen wanden.

2m grond vullingsverschil:

→ neutrale gronddruk coef.

$$2 \cdot 10 \text{ KN/m}^2 + 2 \cdot 0,50 = 10 \text{ KN/m}^2 =$$

$$20 \text{ KN/m}^2 + 10 \text{ KN/m}^2 = 30 \text{ KN/m}^2 \text{ (SLS)}$$

$$q = 51 \text{ KN/m}^2$$

$$h_t = 350 \quad h = 300 \quad w_0$$

	M.	M/kh ²	w _{ny}
v _x	54,8	608	0,15
v _y	16,6	184	0,05 ← pas minimum wapening toe.
v _x	105,8	1175	0,31
v _y	64,5	716,7	0,18

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Bodem.

$$q = 30 \cdot 20 - 25 \cdot 10 = 350 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 595 \text{ KN/m}^2$$

$$h_c = 1000$$
$$h = 950$$

$$q = 595$$
$$q = 350$$

B22, 5 FEB400

	m	m/bh ²	w ₀
v_x	267	295	0,075
v_y	267	295	0,075
i_x	750	839	0,22
i_y	750	839	0,22

uit bracing

$$q = 500 \text{ KN/m}$$

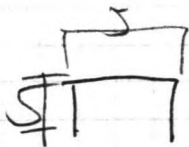
$$q = 850$$

$$l = 2 \text{ m}$$

$$M_{\text{el}} = 1400$$

$$\frac{M}{bh^2} = 1084$$

$$w = 0,51$$



	m	m/bh	w
v_x	913	1012	0,27
v_y	270	304	0,13
i_x	1763	1939	0,54
i_y	1041	1053	0,27

$$q = 850$$

$$l = 5 \text{ m}$$

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Controle van het drijfvermogen

De caissons worden concurrend met brede voorwaetplaat voor concurrende caissons is het interessant het drijfvermogen naeder te bepalen. Hierbij gaat het er vooral om of de caissons een zek zelf voldoende drijfvermogen hebben.

Comilla caisson

Totaal gewicht van het caisson

$$5711 \text{ m}^3 \times 24 \text{ KN/m}^3 = 137.064 \quad \text{per } 44,45 \text{ m.}$$

$$(\text{per m. } 3083,5 \text{ KN})$$

drijfvermogen tot 5 m onder de top van het caisson.

$$\text{inhoud voorten} \quad 160 \text{ m}^3$$

steun rub voorten.

$$4,45 \times 4,4 \times \frac{1}{2} = 35,6 \text{ m}^3$$

$$\text{achterten} \quad 160 \text{ m}^3$$

achter rub.

$$(10 \cdot 25 \cdot \frac{1}{2} + 4 \cdot 4 \cdot \frac{1}{2}) \cdot 4,45 = 592 \text{ m}^3$$

$$25 \cdot 5,7 \cdot 44,45 +$$

$$25 \cdot 10 \cdot \frac{1}{2} \cdot 44,45 = 11.890 \text{ m}^3$$

$$\underline{12.837,6 \text{ m}^3}$$

$$\gamma_w = 10, \text{ KN/m}^3$$

$$\text{opdringende kracht} = 128.376 \text{ KN}$$

$$\text{benodigd.} \quad = \underline{1370,64 \text{ KN}}$$

$$\text{te kort} \quad 18688 \text{ KN}$$

$$h \cdot 44,45 \cdot 10 \cdot 10 = 18688 \text{ KN}$$

$$h = 1,25 \text{ m}$$

ballast nedam groep n.v.

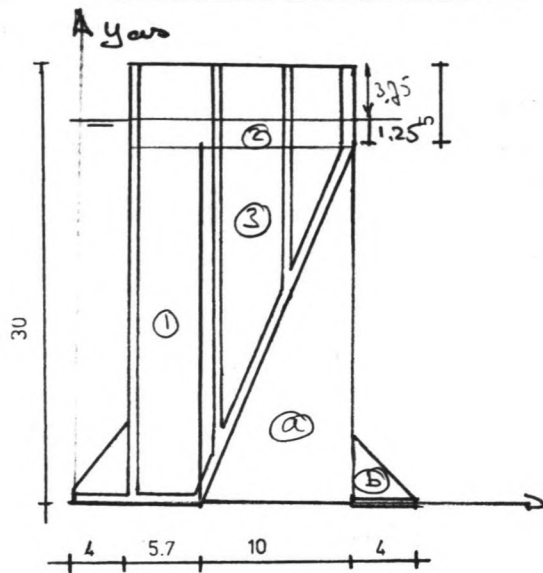
item:

date:

by:

sheet of

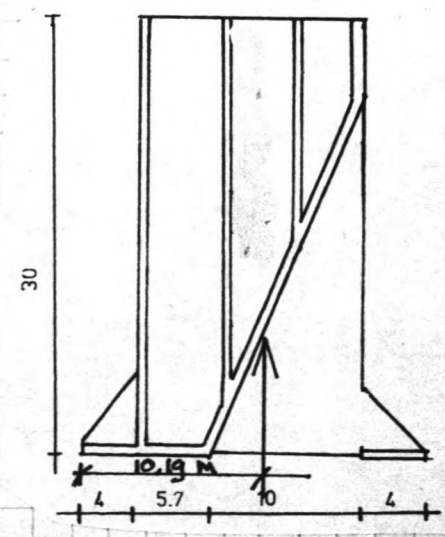
Caisson alternatief 6 (Camilla caisson)



	inhoud	kracht	arm
voortzen	160 m ³	1600 kN	2 m.
voorrib	35,6 m ³	356 kN	2,64 m
achterrib	160 m ³	1600 kN	21,7 m.
achterrib (a)	556,25 m ³	5563 kN.	16,4 m
achterrib (b)	35,6 m ³	356 kN.	21 m.
① 5,7 m · 25 m · 44,45 m	6334 m ³	63341 kN	6,85 m
② 10 m · 25 m · 44,45 · 1/2	5556 m ³	55563 kN	13 m.
③ 1,25 m · 15,7 m · 44,45	872,5 m ³	8725 kN	11,85 m

137.104 kN.

gem arm: 10,19 m.



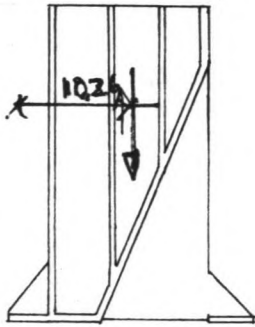
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



$$exc. = 0,07$$

$$moment = 0,07m. = 8226 \text{ kNm.}$$

bepaling van de arm voor het ewer gewicht.

	Volume.	kracht	arm
voorzien	160m ³	3840 kN	2 m.
voorwand. 29.1m.40m.	1160m ³	27840 kN	7,5m.
1 ^e lengte tussenwand 25m x 0,35.40m	350m ³	8400kN.	9,48m.
2 ^e lengte tussenwand 15m. 0,35m.40m	210m ³	5040 kN.	14,135
Schuine achterwand $\sqrt{24^2 + 10^2} \cdot 1.40$	1040m ³	24960kN	14,7
achter wand recht 50.1.40	200m ³	4800 kN	19,2
achter voetplaat 160m ³	160m ³	3840 kN	21,7
tussen wanden 2203m ³	2203m ³	52866 kN	11,85
bodemplaat 5,7m.1x40m	228m ³	15472 kN	6,85
		<u>137058 kN</u>	

↑ ok.

arm: 10,266 m.

valk v. d. kw

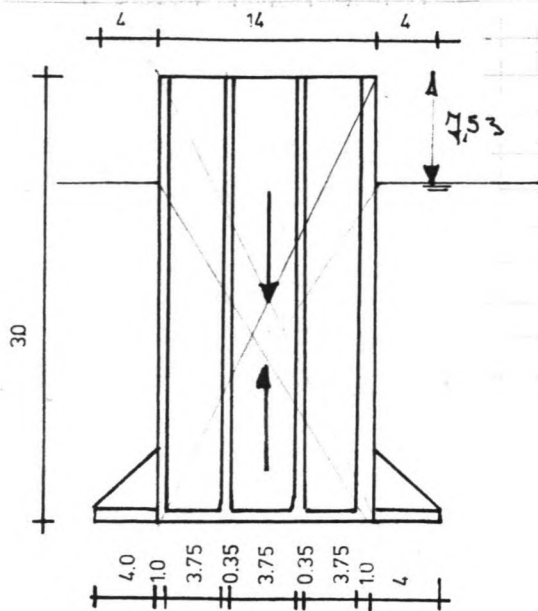
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



bepaling van het ~~aanvullende~~ opduwvermogen.

	inhoud	kracht	arm
voorteen	160 m ³	1600 kN	2m
achtertoren	160 m ³	1600 kN	20m
voorrib	$4m \cdot 4m \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,45 = 35,6 m^3$	356 kN	2,67m
achterrib	356 m ³	<u>356 kN</u>	<u>19,83m</u>
		3912 kN	

constructie is symmetrisch.

opwaartse kracht:

verwachte opwaartse kracht: $5988 m^3 \cdot 24 kN/m^3 = 143.712$

nog vereist aan opwaartse kracht:

n. $14m \cdot 4,45m \cdot 10 kN/m^2 = 139800 kN$

n. $6223 = 189800 kN$.

$n = 32,465$

Daar de ~~krachten~~ constructie symmetrisch is
 hebben de krachten gelijke werking

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

Bepaling van de naarwaartse kracht (aerengewicht) op de arm.

	inhoud	kracht.	arm
voeten:	80 m ³	1920 kN	2 m
voorwand	1160 m ³	27840 kN	2,5 m
1 ^e tussenwand	406 m ³	9744 kN	6,93 m
2 ^e tussenwand	406 m ³	9744 kN	11,03 m
achterwand	1160 m ³	27840 kN	15,48 m
achtersteun	160 m ³	3840 kN	18 m.
bodemplaat	560 m ³	13440 kN	9 m.
tussen wanden.	<u>1931 m³</u>	<u>46344 kN</u>	<u>9,19</u>
	5863 m ³	140712 kN	

$$\frac{(14 \cdot 20 + 4) \cdot 9 + 2 \cdot 18 + 8 \cdot 17,33}{14 \cdot 20 + 4 + 2 + 8} = 9,19$$

arm 9,2

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

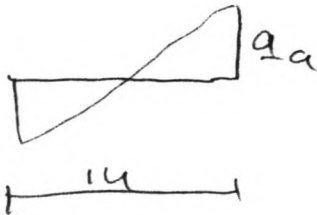
sheet of

Bepaling v.d. opwaartse kracht

voorteen	80m ³	800 KN	2
achterteen	160m ³	1600 KN	18
achterrib	35,6m ³	356 KN	17,3
caisson zelf	13790	137956 KN	9
22,1670 + 14,4445		<u>140712 KN</u>	

arm 9,08

moment 0,12m · 140712 KN = 16885 KNm



$$2 \left(\left(\frac{1}{2} \cdot 14 \text{ m} \cdot 44,45 \cdot qa \right) \cdot \frac{1}{2} \right) \cdot \frac{14}{2} \cdot \frac{2}{3} = 16885$$

$$1452 \cdot qa = 16885$$

$$qa = 11,63$$

$$\Delta h = 1,16$$

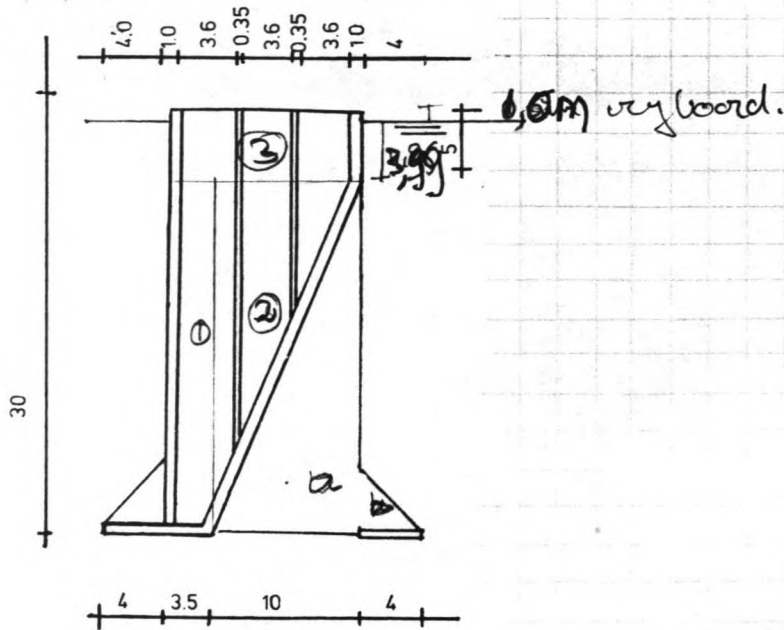
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



Bepaling van het op drijvend vermogen.

	inhoud	kracht	arm
voortzen	160 m ³	1600 kN	2 m.
oorrib	35,6 m ³	356 kN	3,07 m.
achtsteen	160 m ³	1600 kN	19,5 m
achterrib a	556,25 m ³	5562,5 kN	14,2 m.
achterrib b	35,6 m ³	356 kN	18,83 m.
10 m · 25 m · 1/2 · 4,45			
①	3,5 m · 44,45 m · 25 m = 3889,3 m ³	38893 kN.	5,75 m.
②	1/2 · 10 m · 25 m · 44,45 m = 5556 m ³	55563 kN	10,83

duisa stand: 103934 kN

nodig: 5329 · 24 = 127.896 kN

tekort: ~~127.896~~ 23965 kN

n. 13,5 m · 44,45 m · 10 kN/m³ = 23965

n = 3,99

vrijgeboord 1 m

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of

controle van het op drijvend vermogen en van de arm

	volume	kracht	arm
voortaan	160 m ³	1600 KN	2 m.
voorils	356 m ³	356 KN.	3,67 m.
achteraan.	160 m ³	1600 KN	19,5 m <
oedderils a	556,25 m ³	5562,5 KN	14,2 m
oedderils b	356 m ³	356 KN	18,83
① 3,5m · 44,45m · 25m	3889,4 m ³	38894 KN	5,75
② 10m · 25m · $\frac{1}{2}$ · 44,45m.	5556,3 m ³	55563 KN	10,8m
③ 4,00 · 18,5 · 44,45 =	2400 m ³	24003 KN	10,75
		<hr/>	
		127.896	

verast 127.896 KN → OK

arm. 9,40 m.

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

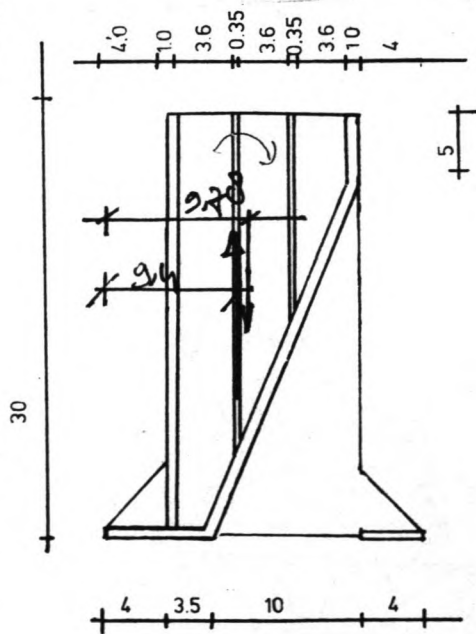
sheet of

Controle van het eigen gewicht erde arm.

	volume	kracht	arm.
voortzen:	160 m ³	3840 kN	2 m.
voorzand	1160 m ³	27840 kN	4,5 m
1 ^e lichte tussenwand	350 m ³	8400 kN	8,78 m
2 ^e lichte tussenwand	210 m ³	5040 kN.	12,73 m
Rechte achterwand.	200 m ²	4800 kN	17 m
Schuine achterwand.	1040 m ³	24960 kN	12,5 m
Hoedemplaat	140 m ³	3360 kN	5,75 m
achterten	160 m ³	3840 kN	19,5 m
breedtestuik wand.	1909	45816 kN	10,75 m

127896 kN } ok.

arm: 9,78



moment 0,38 · 127896 kN

48 600 kNm.

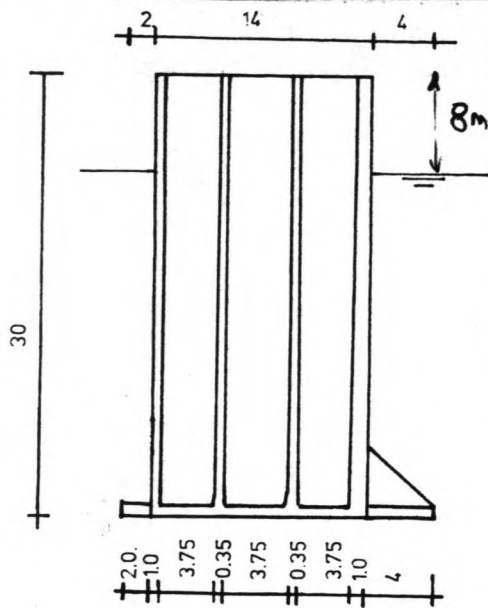
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



bepaling van de opwaartse kracht

	inhoud	kracht	arm
voorteen	80 m ³	800 kN	1 m
achterteen	160 m ³	1600 kN	18 m
achterrib			
$44 \frac{1}{2} \cdot 4,45$	35,0 m ³	350 kN	17,333 m
		<u>2756 kN</u>	

vereiste kracht: $580 \text{ m}^3 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 140712 \text{ kN}$

te leveren: $140712 \text{ kN} - 2756 \text{ kN} = 137956 \text{ kN}$.

$$10 \text{ h. } 14 \cdot 44,45 = 137956$$

$$h = 22,969$$

verloop 7,83

Ballast met zand om schafrengeug te werken.

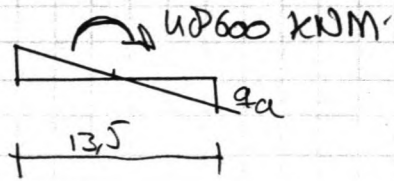
ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of



$$= \left(q_a \cdot \frac{13.5}{2} \cdot 44.45 \cdot \frac{1}{2} \right) \cdot \frac{13.5}{2} \cdot \frac{2}{3} = 48600 \text{ kNm}$$

$$1350 q_a = 48600 \text{ kNm}$$

$$q_a = 35 \text{ kNm}$$

$$Ah = 3.5 \text{ m}$$

caisson kant onder water font ons nodig.

ballast nedam groep n.v.

item:

date:

by:

sheet of