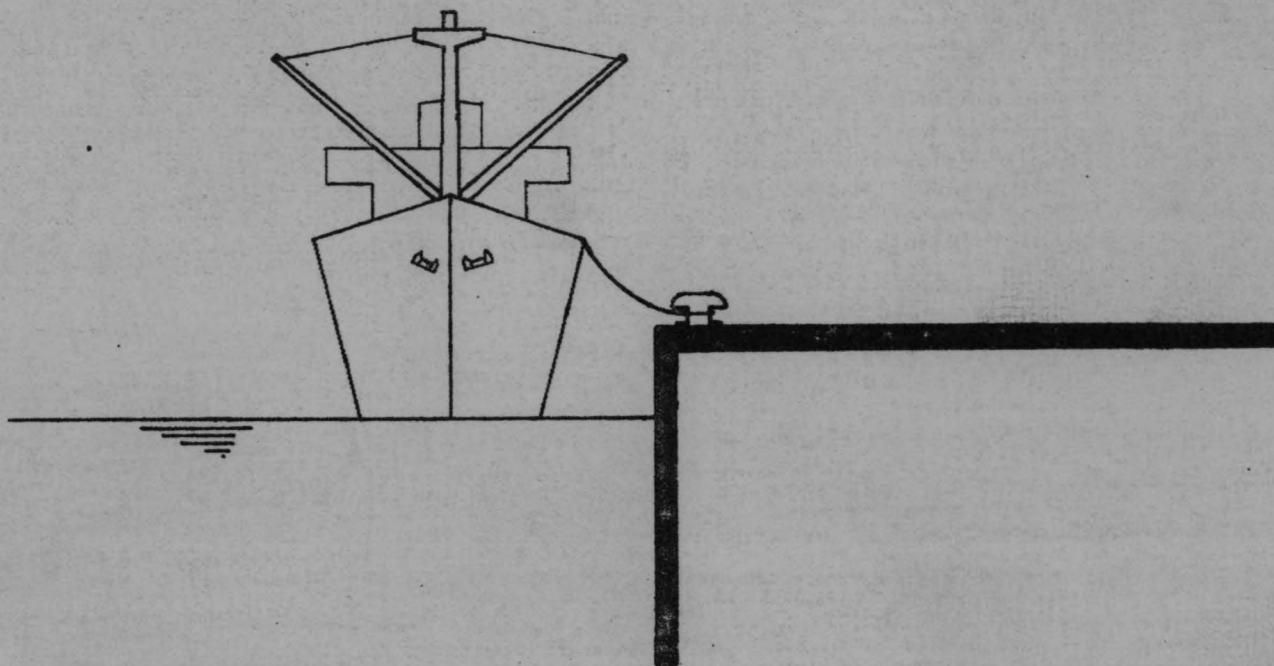


1977

11.12.02.

vd Burg



WAALHAVEN ROTTERDAM

DEELSTUDIE: ONTWERP EN BEREKENING VAN EEN KADEMUUR

VAKGROEP:

MEI 1977

CONSTRUCTIEVE WATERBOUWKUNDE

DEELSTUDIE

betreffende

HET DEMPEN VAN EEN GEDEELTE VAN DE WAALHAVEN IN ROTTERDAM

bij de vakgroep

Constructieve Waterbouwkunde

hoogleraar

prof. ir. P.A. van de Velde

begeleider

ir. C.J. Op den Kelder

door

H.W. van der Burg

INHOUDSOPGAVE

	blz.
Inhoud	1
Verantwoording	2
Overwegingen t.a.v. de toe te passen kadeconstructie	3
Alternatieven	
Invloedsfactoren op de kadeconstructie	5
Uitwerking van de alternatieven	6
Keuze uit de alternatieven	12
Bepaling van de uitgangspunten voor de berekening	13
Belastinggevallen	15
Berekening caisson - stabiliteit t.a.v. schuiven	16
kantelen	
- stabiliteit tijdens transport	36
over water	
- stabiliteit tijdens afzinken	41
Berekening van de fender	46
Berekening van de damwand	49
- evenwicht van de ankerwand	59
- evenwicht diepe glijdvlak	60
- evenwicht van het geheel	61
- profielbepalingen	63
Terreinzettingen - onder het caisson	66
- van het terrein zelf	68
Bijlagen en overzichtskaart	

In dit verslag wordt het dempen van een gedeelte van de Waalhaven in Rotterdam behandeld. Het gaat met name om het gedeelte tussen pier 5 en pier 6. (zie het kaartje achterin).

Aanleiding tot deze deelstudie is een vooronderzoek, waarin o.a. de evt. extra terreinbehoefte in de toekomst in het oude havengebied van Rotterdam aan de orde is gekomen. Daarin komen o.a. het rapport "Land voor Lading" (aug. 1974) van de S.V.Z. (Scheepvaart Vereniging Zuid) en de structuurschets "Herstructurering Havengebied" (aug. 1976) van de gemeente Rotterdam naar voren. Zie hiervoor Vooronderzoek Seaport Terminals.

Uit het eerste rapport blijkt, dat er een toenemende behoefte bestaat aan een grotere verhouding terreindiepte/kadelenkte. Dit geldt dan met name voor de stukgoed-overslagbedrijven.

In de laatste schets wordt een aantal aanbevelingen gedaan. Voor de Waalhaven worden de volgende mogelijkheden genoemd.

- verlengen van pier 5
- verlengen van pier 5 en combineren met pier 6.

Deze laatste mogelijkheid is als uitgangspunt voor deze deelstudie gekozen.

Behandeld zullen worden: - de kadeconstructie
- de te verwachten zetting van
het terrein

Er zijn drie mogelijkheden wat betreft de relatie
kadeconstructie-schip.

I Er hoeft geen schip af te kunnen meren.

Eisen: - constructie moet stabiel zijn.

verticaal: de te verwachten
zetting moet toe-
laatbaar zijn en
de ondergrond moet
voldoende draag-
kracht kunnen leveren.

horizontaal: de constructie mag
niet wegschuiven en
mag niet kantelen.

- constructie moet bestand zijn tegen
golven en evt. golfoploop vanwege
passerende schepen en wind.

Functie: constructie moet het achterliggende
terrein keren.

Alternatieven: - talud
- voetschoeiing
- damwand tot maaiveld

II Er moet een schip af kunnen meren, zonder dat er
overslag hoeft plaats te vinden.

Hier geldt het zelfde als onder I.
Bovendien heeft de constructie hier als functie
het opvangen van invloeden van het schip.
(bijv. bolderbelastingen)

Het schip dient zo dicht mogelijk de constructie te kunnen naderen. Er dient zo van een verticaal vlak sprake te zijn.

Alternatieven:

- talud + uitbouwconstructie
- damwand
- betonnen muur op palen
- gemetselde muur op palen
- caissons
- cellendamwand

III Er moet een schip af kunnen meren.
Bovendien moet er overslag plaats kunnen vinden.

Hier geldt het zelfde als onder I en II.

Als extra factor geldt, dat de invloeden van het overslagtuig opgevangen moeten kunnen worden.

Het gaat hier om de fundering.

Er zijn twee mogelijkheden.

- A. de fundering als een aparte constructie.
- B. de fundering opnemen in de hoofdconstructie.

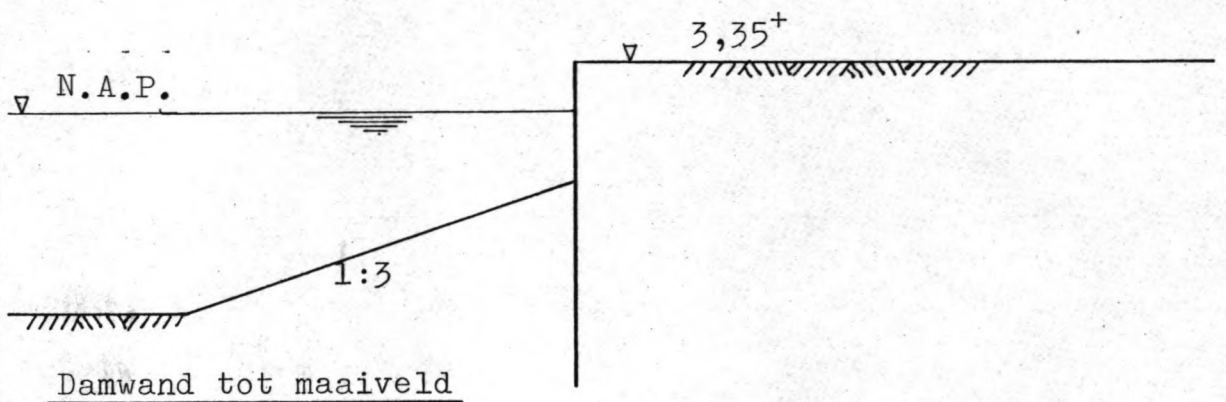
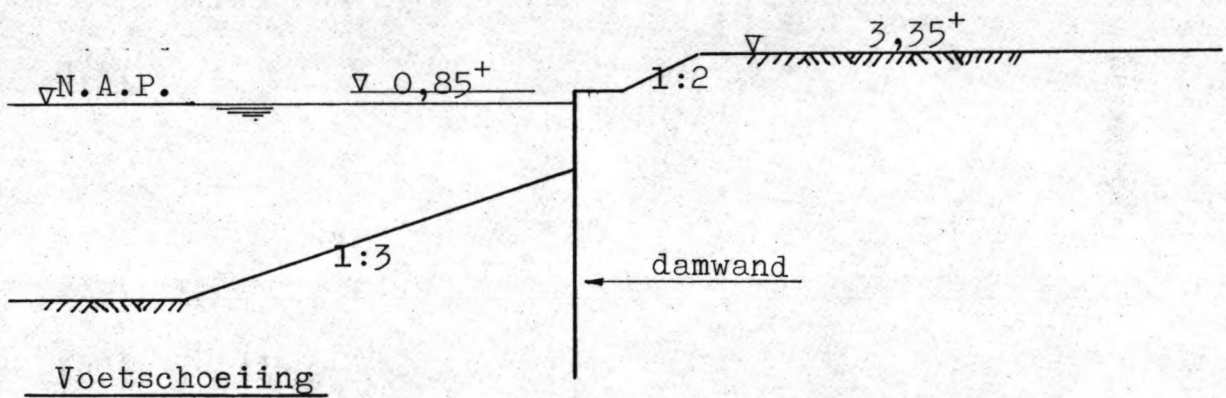
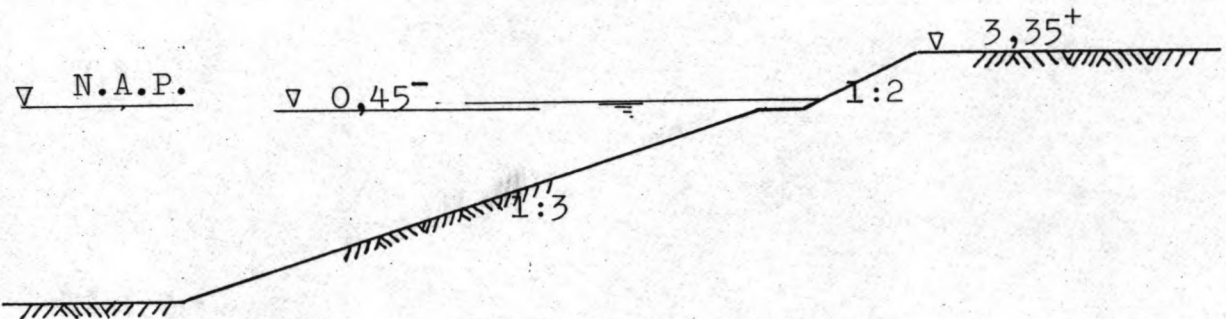
Opgemerkt kan worden, dat de bestemming van het terrein niet vast ligt. De gedachten gaan echter sterk de kant op van stukgoed (conventioneel als ook containers). Vanwege mogelijke containers zullen we rekening moeten houden met een behoefte aan zeer zware kranen.

Op de volgende bladzijde volgt een overzicht van de factoren, die invloed uitoefenen op de constructie.

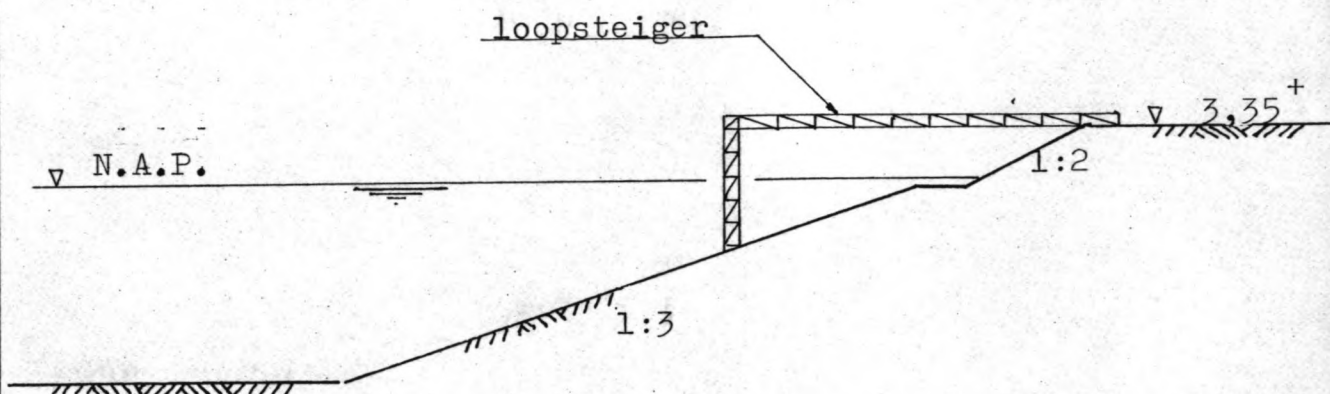
Invloedsfactoren

1. Schip - stoot bij het afmeren.
 - Windkracht op het schip wordt overgedragen op constructie via - druk (fenders)
 - trek (bolders)
 - passerende schepen veroorzaken door retourstroom een waterspiegeldaling, zodat een landafwaarts gerichte hydrostatische kracht ontstaat op het schip die via de bolders op de constructie moet worden overgedragen.
2. Water - waterhoogte (ontwerphoogte)
- waterstroming (nihil)
- golfklappen (, ,)
- ontgronding door turbulentie vanwege scheepsschroeven.
3. Wind - horizontaal boven water en loodrecht constructie.
- verticaal, mogelijk veroorzaakt door turbulentie vanwege loodsen en/of hoog opgestapelde goederen. (beide nihil)
4. Achterliggend terrein
 - hor. gronddruk (inclusief terreinbelasting)
 - vert. gronddruk (via neg. kleef vanwege zettingen)
 - grondwaterstand (evt. overspannen/onderspannen water)
5. Belastingen
 - verticaal - terreinbelasting
 - eigen gewicht
 - overslag- en transporttuigen.
 - horizontaal
 - remkrachten van deze tuigen.
 - krachten uit bolders en fenders.
 - (zie onder 1)

ad I



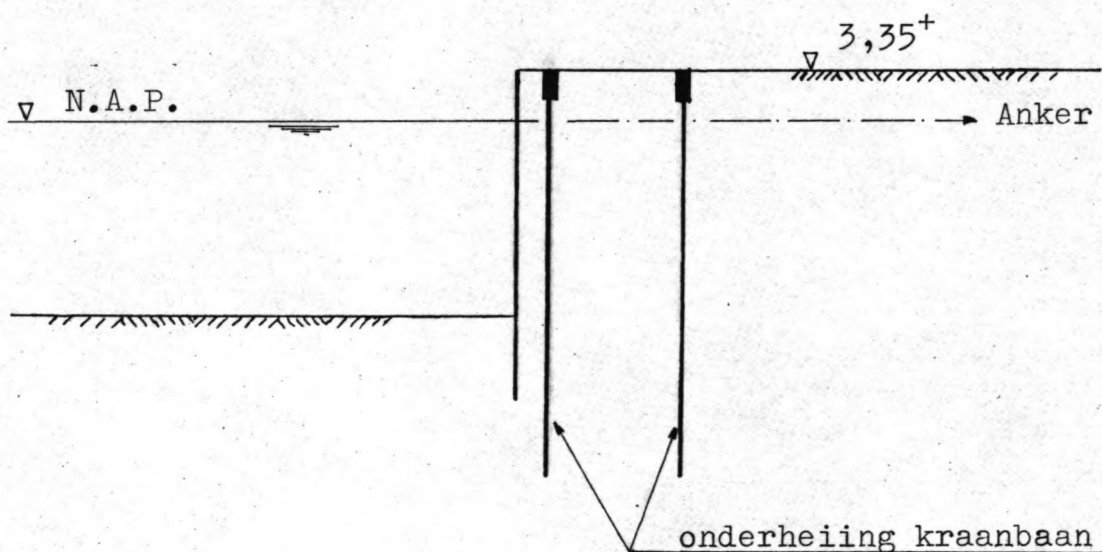
ad II en III



Talud met uitbouwconstructie

II Damwand: zie een van de twee laatste alternatieven onder I, voorzien van bolders, zo dat schepen kunnen aanleggen.

III Damwand A De fundering als aparte constructie.



Over de heipalen loopt een doorgaande sloof.

Om de spoorbreedte constant te houden koppelen we de twee rijen heipalen.

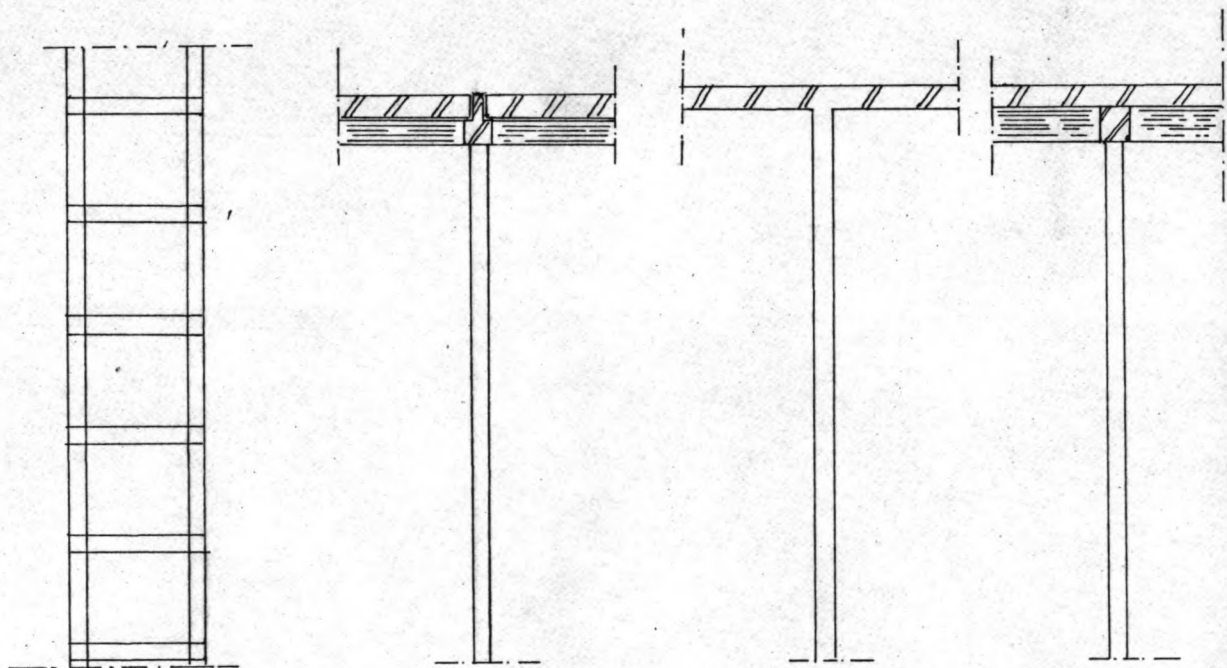
Mogelijkheden daartoe:

- 1 rooster
- 2 rooster met inlegplaten
- 3 doorgaand dek over de koppen van de palen
- 4 rooster met doorgaand dek daarover

ad 1

Het terrein in de roosteropeningen zal meer willen zakken dan t.p.v. het rooster. Dit moet vermeden worden, zodat de mogelijkheden 2, 3 en 4 over blijven.

Schema's:



bovenaanzicht
rooster

rooster met
inlegplaten

doorgaand dek
over koppen
van de palen

rooster met
doorgaand dek

2

3

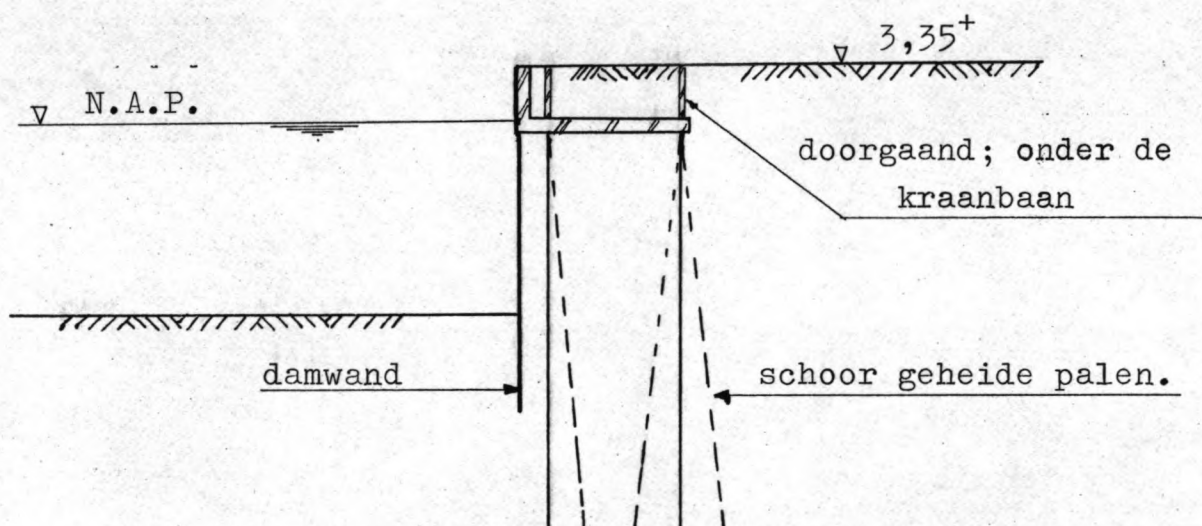
4

Voor het opnemen van de bolderkrachten zijn twee mogelijkheden aanwezig -a: Via de damwand en het anker de grond in.

-b: Koppeling van de damwand met een van de mogelijkheden 2, 3 en 4, zò dat de bolderkrachten via het rooster en de palen in de grond geleid worden.

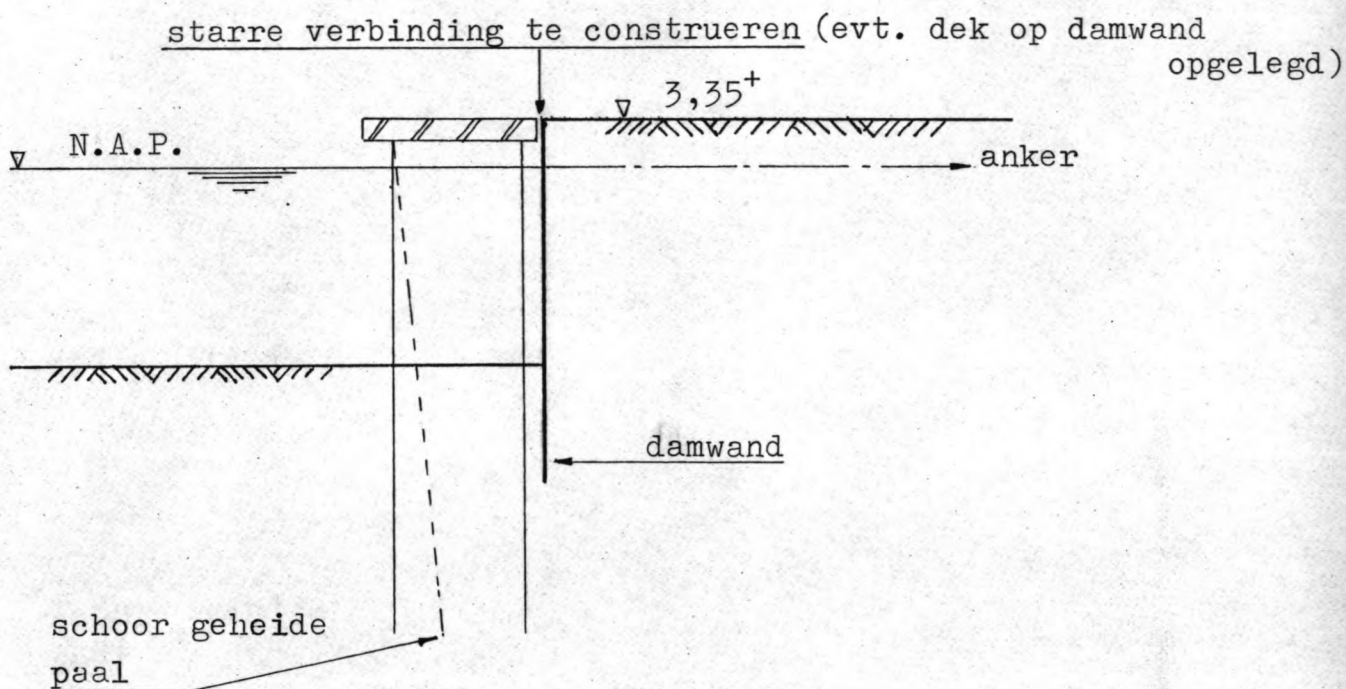
Een alternatief is, dat we de dekplaat als anker laten functioneren en de horizontale belastingen via schoor geheide palen in de grond leiden. Zie schets onder.

III Betonnen muur op palen (gemetselde muur op palen)

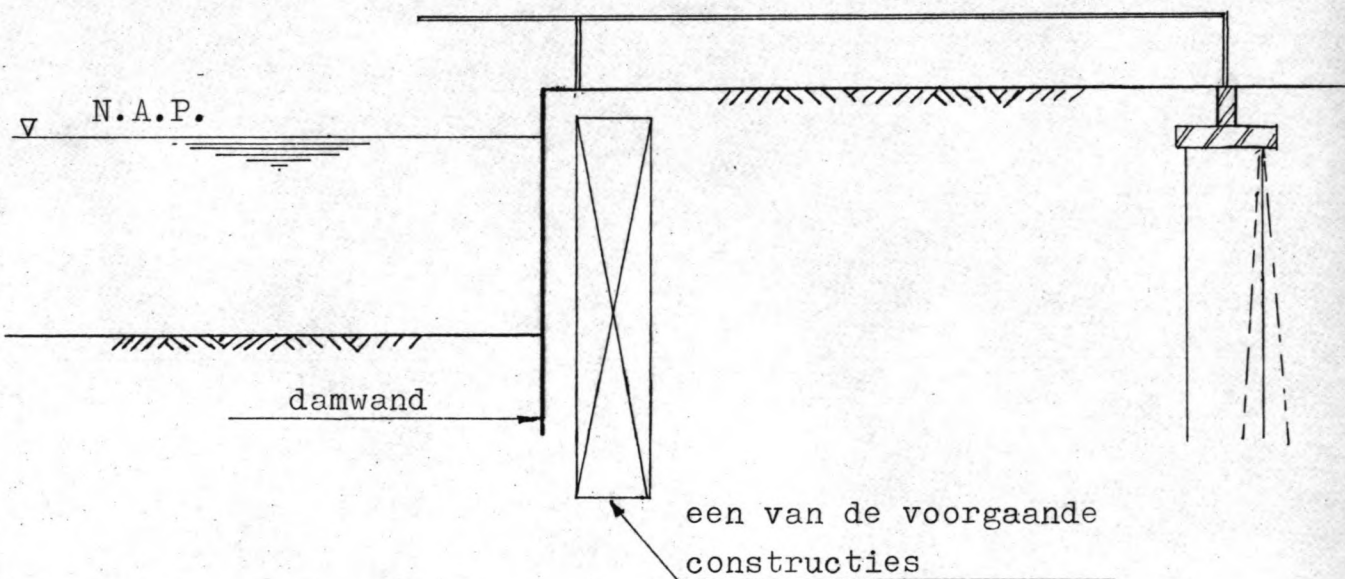


Denken we de doorgaande ondersteuning onder de kraanbaan weg; zo hebben we de alternatieven onder II.

Een alternatief is:

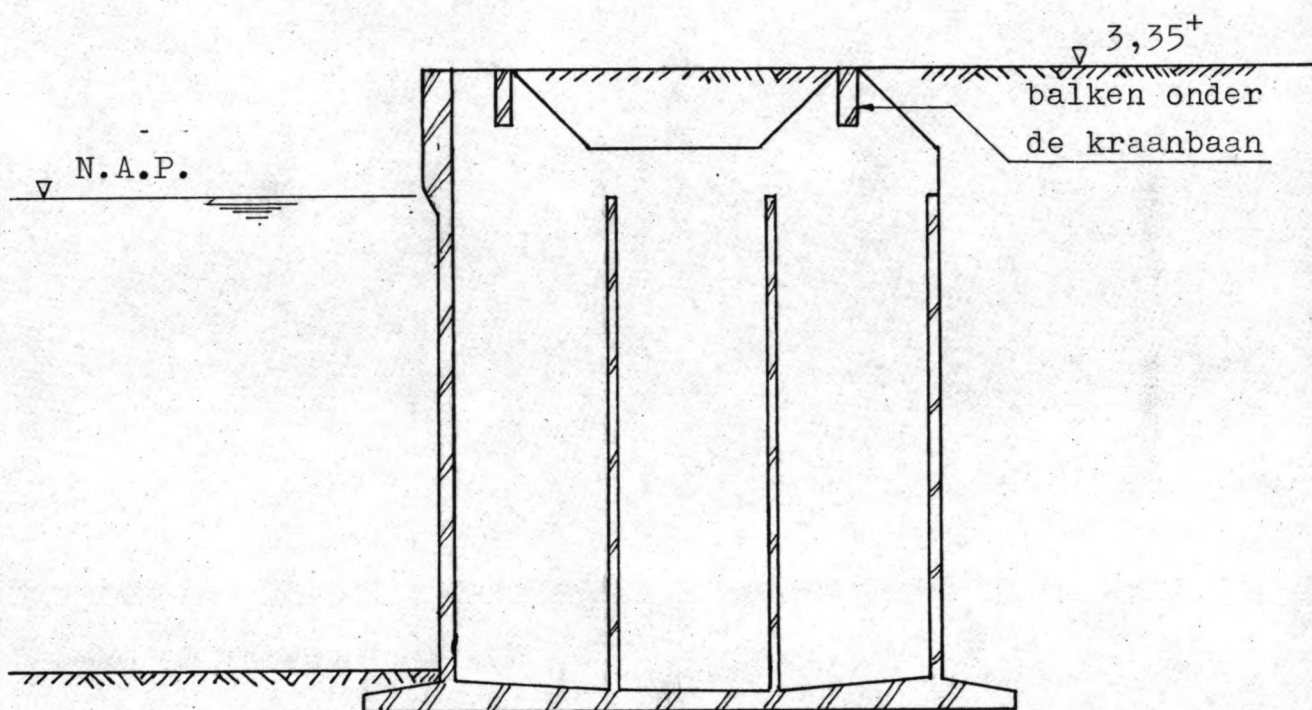


Een alternatief voor een evt. brugkraan is:



III B De fundering opnemen in de hoofdconstructie

CAISSON



De verlengde pier 5 wordt, i.v.m. de oriëntatie t.o.v. de wind, aanlegplaats voor stukgoedschepen. We bepalen, dat de constructie wordt opgebouwd uit caissons.

Als maatgevend stukgoedschip houden we aan een schip van 20.000 t.d.w. met de volgende afmetingen:

L = 150 m B = 20 m D = 10 m

Hier vindt overslag plaats.

De kop van het gedempte gedeelte wordt, i.v.m. de problematiek van het vinden van voldoende wachtplaatsen voor binnenvaartschepen, aanlegplaats voor deze schepen. Als bepalend schip nemen we de Rijnaak met de volgende afmetingen:

L = 95 m B = 11,50 m D = 2,70 m

De lengte van de kop is ongeveer 325 m zodat, wanneer we twee rijen schepen veronderstellen, twee maal drie aken een ligplaats kunnen vinden. Deze nemen dan een breedte van 23 m in beslag, maar mogen hierdoor passerende schepen niet in hun loop hinderen. Daarom nemen we de kop een aantal meters voor het eind van pier 6.

We stellen vast, dat hier van een damwand gebruik gemaakt wordt gecombineerd met een onderwatertalud voor de voet van de damwand. Hier vindt geen overslag plaats.

Wanneer in het volgende artikelen genoemd worden, dan betreft het artikelen uit Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen". Gebruikt is de vierde druk (1971).

Peilen (t.o.v. N.A.P.).

- maaiveld 3,35 +
- onderkant vloer caisson 13,65 -
(N.A.P. minus gemiddeld laagwater (G.L.W.)
minus diepgang minus reserve (extra laagwater plus opslibbing) minus dekking boven
onderkant vloer = (0,65+10,00+2,00+1,00) - =
=13,65 -).
- vereiste waterdiepte binnenvaartschepen 4,50 -
- bodem van de haven voor de kop 13,00 -
Deze laatste twee peilen impliceren een
hoogteverschil tussen bovenkant en onderkant van het talud van 8,50 m, zodat met een
- talud van 1:3
- de damwand t.o.v. het eind van pier 6
terugvalt over een afstand van 3x8,50 = 25,50 m

Waterstanden

- G.L.W. 0,65 -
- G.H.W. 0,85 +

Belastingen

- verticaal - terreinbelasting 6,00 t/m²
 - t.p.v. caissons ,, ,,
 - t.p.v. damwand 4,00 ,,
 - kraan (dit betreft niet het eigen gewicht, zie hiervoor blz. 33). 35 - tons
- horizont. - bolders - t.p.v. caissons 4,00 t/m'
 - t.p.v. damwand 2,00 ,,
 - fenders: zie hiervoor het hoofdstuk fenders.

Wat de bolderbelastingen betreft kan het volgende opgemerkt worden. Als eerste benadering geldt voor de verhouding t.d.w./b.r.t.: 1,50 (dictaat verkeerswaterbouwkunde deel A, blz. 108, uitgave dec. 1969, van Prof. ir. L. van Bendegom).

20.000 t.d.w. resulteert zo in 13.000 b.r.t.

Uit 5.3.2. volgt dan een bolderkracht van 60 tot 80 t. Hierin is rekening gehouden met het feit, dat meerdere trossen kunnen omliggen. We nemen aan een bolderkracht van 80 t en op elk caisson van ongeveer 40 m plaatsen we twee bolders. Dit levert dan een bolderkracht op van $2 \times 80 / 40 = 4,00 \text{ t/m'}$. Voor de damwand is deze gesteld op $2,00 \text{ t/m'}$.

Wateroverdruk

We passen in het caisson geen drainage toe.

De vereiste filterconstructies zouden op den duur toch verstoppem.

Onder het caisson passen we grondverbetering toe.

Dit omdat we zettingen willen vermijden. Om te bereiken, dat de grondwaterstand zich redelijk snel kan aanpassen aan de buitenwaterstand vullen we achter het caisson aan met grof zand. Dit levert een bepaald verhang op. Het water stroomt dus onder het caisson door.

Bij de damwand echter staat het grondwater via de sloten in verbinding met het buitenwater. Dit levert een groter verhang op (kleinere weg).

Zo doende zal bij het caisson een grotere wateroverdruk kunnen ontstaan dan bij de damwand.

We nemen het volgende aan.

- t.p.v. caisson
- t.p.v. damwand

2,00 t/m²
0,50 ,,

Volumegewichten

- zand - droog 1,60 t/m³
 (bij een poriënvolume van
 40 %: $0,6 \times 2,65 = 1,60$)
- verzadigd 2,00 ,,
 ($1,60 + 0,4 \times 1,0 = 2,00$)

Wanneer dit zich op den duur heeft
 verdicht nemen we een volumegewicht
 aan van 1,80 t/m³ (droog, poriën-
 volume van 32 %). Dit houden we in de
berekening verder aan.

Belastinggevallen

- We onderscheiden drie belastinggevallen.
- I - buitenwater op G.L.W. 0,65 -
 - grondwater op 1,35 +
 We hebben zo doende rekening
 gehouden met een wateroverdruk
 van 2,00 t/m².
 - II - buitenwater op 1,35 +
 - grondwater op 3,35 +
 Dit geval kan zich voordoen wanneer
 na een stormvloed tot 3,35 + het
 grondwater zich niet snel genoeg kan
 aanpassen aan het vallende buitenwater.
 - III - buitenwater op 3,35 +
 - grondwater op 3,35 +
 Dit i.v.m. een grotere waterdruk
 op de onderkant van de caissonvloer.

CAISSONS

We zullen de stabiliteit berekenen t.a.v. twee punten,

nl. A schuiven

B kantelen

ad A: Uit art. 1.7.2.5. volgt, dat bij een neutrale korreldruk een veiligheid vereist is van min. 1,00

Wanneer de actieve korreldruk aangrijpt onder een hoek van $2/3 \phi = 2/3(30^\circ) = 20^\circ$ is een veiligheid vereist van minimaal 1,50

De coëfficiënt van neutrale korreldruk is $1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ =$ 0,50

De coëfficiënt van actieve korreldruk λ_a is bij $2/3 \phi$: 0,28

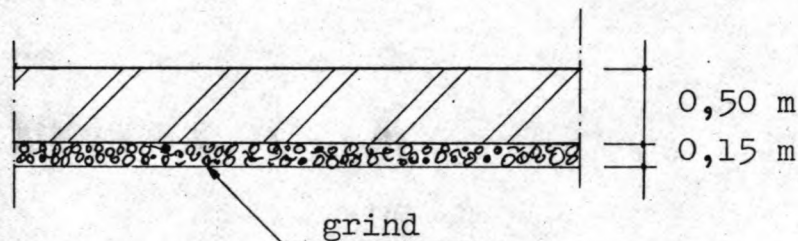
We voeren in : 0,33

Dit is een extra veiligheid.

ad B: Vereist is een minimale veiligheid van 1,50

We nemen verder aan, dat onder de vloer de wrijving vloer/zand zo groot is, dat de wrijving zand/zand maatgevend wordt. Dit betekent wel, dat we constructieve maatregelen moeten nemen, waardoor de onderkant inderdaad ruw genoeg is.

De voorgestelde uitvoering is:



In het bouwdok wordt de vloer gestort op een bed van grind, dikte 0,15 m, zie ook blz. 67, zodat uitsijpelend cementwater het grind aan de vloer hecht.

Deze oplossing is betrouwbaar gebleken.

Bij het berekenen van de veiligheden voeren we de belasting uit de kraan^x nog niet in omdat deze een gunstige invloed heeft op de wrijvingskracht onder de vloer. Dit zou resulteren in een grotere berekende veiligheid dan waarop we mogen rekenen wanneer geen kraan op het caisson staat.

De invloed van de kraan wordt bekeken t.a.v. de max. optredende korreldruk onder het caisson. Bovendien bij de controle op het in het middelste derde deel van de vloer liggen van de resultante van alle op het caisson werkende krachten. Zou dit niet het geval zijn, dan treden niet meer over de volle breedte van de vloer drukspanningen op.

x Om deze reden voeren we ook de terreinbelasting nog niet in.

Bepaling gewicht caisson leeg (per m')

Voor afmetingen, zie de tekening.

Volumegewicht beton: $2,40 \text{ t/m}^3$

vloer:	$2,40 \times 17,20 \times 0,50$	20,64 t
	$2,40 \times 2(2,00 \times 0,30/2) + 2(4,00 \times 0,30/2)$	4,32
voorwand:	$2,40 \times 13,00 \times 0,35$	10,92
voortussenwand:	$2,40 \times 13,00 \times 0,25$	7,80
achtertussenwand:	$2,40 \times 13,00 \times 0,25$	7,80
achterwand:	$2,40 \times 13,00 \times 0,35$	10,92
kade:	$2,40 \times 0,55(3,35 + 0,15)$	4,62
balk voor:	$2,40 \times 1,50(0,60 + 0,20) + (0,60 \times 0,20) +$ $+(0,50 \times 0,20)$	3,41
balk achter:	$2,40 \times 1,50 \times 0,60$	2,16
twee rails:	$0,10 \times 2$	0,20
tussenwand:	$2,40(14,25 \times 13,20 \times 0,25)/4,25$	26,55
verhoging voor:	$2,40 \times 2,25(2,55 + 4,80) \times 0,25/2/4,25$	1,17
verhoging achter:	$2,40 \times 2,25(0,60 + 4,50) \times 0,25/2/4,25$	0,81
	totaal:	<u><u>101,32</u></u>

GEWICHT CAISSON LEEG = 101,32 t

BELASTINGGEVAL I

- buitenwater op 0,65 ⁻
- grondwater op 1,35 ⁺

We stellen het grondwater - in het caisson op 0,15 ⁻
 - achter BC (zie tek.) op 1,35 ⁺

Dit resulteert in een lichtere caissonvulling en is dus veiliger.

- BEREKENING SCHUIFVEILIGHEID

Gewicht - zandvulling (inclusief boven achterteen)	
- nat: 2,00" (3x4,00) + 2,00" x 13,00	364,00 t
- droog: 1,80" (3,35+0,15)(13,20-0,35+2,00) - -(1,50x1,40) - (1,50x0,60)"	88,15
- waterdruk op voorteen 1,00x2,00(13,65-0,65-0,50)	25,00
totaal:	<u>477,17 t</u>

$$\underline{\text{GEWICHT CAISSON VOL}} = 101,32 + 477,17 = \underline{578,49 \text{ t}}$$

- Berekening horizontale gronddruk met coëfficiënt van neutrale gronddruk = 0,50.

Peil

3,35 ⁺ : 0,50x6,00	3,00 t/m ²
1,35 ⁺ : 3,00+(0,50x2,00x1,80)	4,80
0,65 ⁻ : 4,80+"0,50x2,00(2,00-1,00)" + 2,00	7,80
13,65 ⁻ : 7,80+"0,50x13,00(2,00-1,00)"	14,30

- Berekening horizontale kracht op het caisson.

2,00x3,00	6,00 t
2,00(4,80-3,00)/2	1,80
2,00x4,80	9,60
2,00(7,80-4,80)/2	3,00
13,00x7,80	101,40
13,00(14,30-7,80)/2	42,25
bolders	4,00

totaal: $H = \underline{\underline{168,05 \text{ t}}}$

- Opwaartse waterkracht op onderkant.

0,50(13,00+15,00)17,20 240,80 t

gewicht caisson vol 578,49 t

Er resulteert zo een kracht N op de korrels
van $578,49 - 240,80 = 337,69 \text{ t}$.

$\underline{\underline{W = N \cdot \text{tg } \varnothing = 337,69 \times 0,577 = 194,85 \text{ t}}}$

- De schuifveiligheid is $W/H = 194,85/168,05 = 1,16$
Dit is voldoende.

- Berekening horizontale druk met $\lambda_a = 0,33$.

Peil

3,35 + : 0,33x6,00	2,00 t
1,35 + : 2,00+(0,33x2,00x1,80)	3,20
0,65 - : 3,20+"0,33x2,00(2,00-1,00)" + 2,00	5,87
13,65 - : 5,87+"0,33x13,00(2,00-1,00)"	10,20

- Berekening horizontale kracht op het caisson.

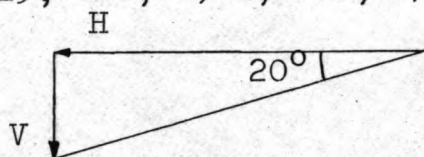
$2,00 \times 2,00$	4,00 t
$2,00(3,20-2,00)$	1,20
$2,00 \times 3,20$	6,40
$2,00(5,87-3,20)/2$	2,67
$13,00 \times 5,87$	76,31
$13,00(10,20-5,87)/2$	28,14
boulders	4,00

totaal H = 122,72

- De waterkracht, als gedeelte van H, bedraagt x)

$$(13,00 \times 2,00) + 2,00 \times 2,00 / 2 =$$

28,00 t



$$V = H \cdot \tan 20^\circ =$$

$$= (122,72 - 28,00) \cdot 0,364 = 34,48 \text{ t}$$

Er resulteert zo een kracht op de korrels van

$$N = 337,69 + 34,48 = 372,17 \text{ t}$$

$$\underline{W = N \cdot \tan \phi = 372,17 \times 0,577 = 214,74 \text{ t.}}$$

- De schuifveiligheid is $W/H = 214,74/122,72 = 1,75$
Dit is voldoende. (min. 1,50)

x) Dit is uiteraard niet het gedeelte zoals het in feite op BC werkt. Dat de methode toch goed is, mag het volgende aantonen. H' werkt in feite op BC.

$$H' = 122,72 + (13,00)^2 / 2 = 207,22 \text{ t.}$$

$$\text{De waterkracht is: } (15,00)^2 / 2 = 112,50 \text{ t.}$$

$$V = (207,22 - 112,50) \times 0,364 = 34,48 \text{ t, hetgeen in overeenstemming is met het resultaat van bovenstaande methode.}$$

- BEREKENING KANTELVEILIGHEID

We nemen de som van de momenten t.o.v. de voorkant van de voorteen.

- Coëfficiënt neutraal = 0,50

- Momenten uit horizontale krachten.

6,00(17,00-1,00)	96,00 tm
1,80(17,00-1,33)	28,21
9,60(17,00-3,00)	134,40
3,00(17,00-2,00-1,33)	41,01
101,40(17,00-4,00)/2	659,10
42,25(17,00-4,00)/3	183,08
bolders : 17,00x4,00	68,00

totaal M_h = 1209,80 tm

- Momenten uit verticale krachten.

vloer:	8,60(20,64+4,32)	214,66 tm
voorwand:	2,175x10,92	23,75
voortussenwand:	6,475x7,80	50,51
achtertussenwand :	10,725x7,80	83,64
achterwand:	10,92x15,025	164,07
kade:	(2,35-0,275)x4,62	9,59
balk voor:	(2,35+1,45+0,30)x3,41	13,98
balk achter:	(2,35+1,45+8,85)x2,16	27,32
twee rails:	"2(2,35+1,45)+8,85"x0,10	1,65
tussenwand:	8,60x26,55	228,33
verhoging voor:	"2,35+(2,55/3)"x1,17/3	
	+"(2,35+2,55)x1,17x2/3"	5,07
verhoging achter:	(2,35+1,45+8,85)0,81	10,25

subtotaal M_v = 832,82 tm

- De momenten, die uit het zand komen hebben de volgende grootte.

$$\begin{aligned}
 \text{- nat:} & \quad "364,00/14" (4 \times 4,35) + \\
 & \quad + (4 \times 8,60) + (4 \times 12,85) + (2 \times 16,20) " \quad 3525,60 \text{ tm} \\
 \text{- droog:} & \quad 88,15(17,20 - "(17,20 - 2,35)/2") \\
 & \quad - "1,50 \times 1,40 \times 1,80 (2,35 + 1,45 + 0,30) " \\
 & \quad - "1,50 \times 0,60 (2,35 + 1,45 + 8,85) " \quad 834,78
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Moment uit waterdruk op voorteen} \\
 (13,65 - 0,50 - 0,65) 2,00 \times 1,00 \quad 25,00
 \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{\text{subtotaal } M_v = 4385,38 \text{ tm}}}$$

$$\underline{\underline{\text{Totaal } M_v = 832,82 + 4385,38 = 5218,20 \text{ tm}}}$$

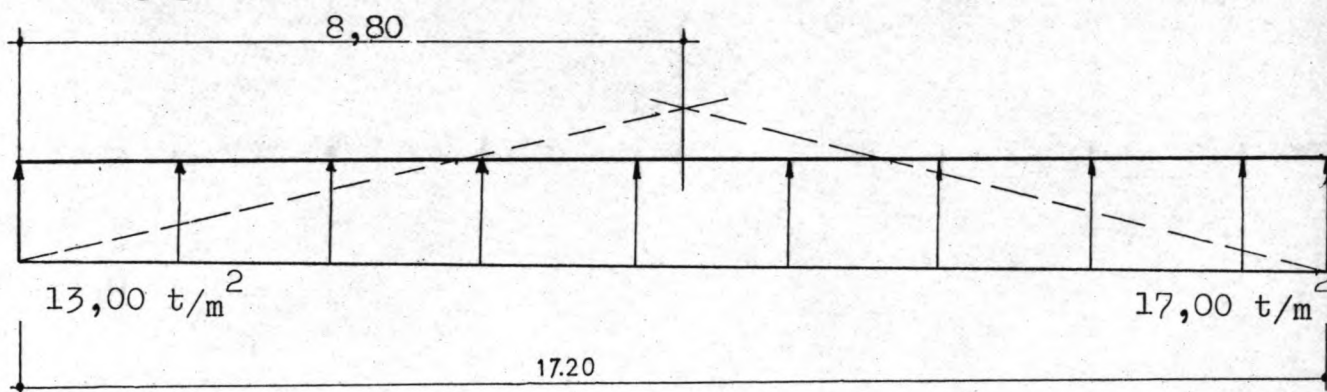
- Het moment van de waterdruk onder de vloer moet hier nog van worden afgetrokken.

$$\begin{aligned}
 \text{Deze bedraagt: } 17,20 (13 + 15) / 2 " \quad \text{zie schets onder} \quad 2119,04 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{\text{Totaal } M_v = 5218,20 - 2119,04 = 3099,16 \text{ tm}}}$$

De kantelveiligheid is $M_v / M_h = 3099,16 / 1209,80 = 2,56$.
Dit is voldoende. (min. 1,50).

- We zouden de kantelveiligheid kunnen bekijken voor het geval, dat de coëfficiënt van actieve gronddruk λ_a 0,33 is en $V = 34,48 \text{ t}$ (zie de blz. 20 en 21).
Echter, M_h wordt kleiner en M_v wordt groter.
De veiligheid wat betreft kantelen wordt zo doende nog groter.



Nu moet nog gecontroleerd worden of de resultante R van alle op het caisson werkende krachten in het middelste derde deel van de vloer uitkomt. Alleen dan treden over het hele oppervlak drukspanningen op.

In R verdisconteren we nog niet de waterdruk tegen de onderkant van de vloer (zie de schets op de volgende blz.).

Y = de afstand vanaf het aangrijpingspunt van R tot de voorkant van de voorteen: totaal M_v / G caisson vol.

Z = de afstand tot de onderkant van de vloer.
= totaal M_h / H .

α = de hoek die R maakt met de verticaal.
 $\arctg \alpha = H / G$ caisson vol.

- Coëfficiënt neutraal = 0,50.

Y = $5218,20 / 578,49 = 9,02$ m

Z = $1209,80 / 168,05 = 7,20$ m

$\arctg \alpha = 168,05 / 578,49 = 0,29$ m

$\Delta Y = 0,29$ Z = $0,29 \times 7,20 = 2,09$ m.

Zie de tekening op de volgende bladzijde.

- Voor het geval, dat de coëfficiënt van actieve gronddruk λ_a 0,33 is kan het volgende gezegd worden.

M_h wordt kleiner. H wordt kleiner.

M_v en gewicht caisson vol zijn het zelfde.

Het caisson heeft dus minder de neiging te gaan kantelen.

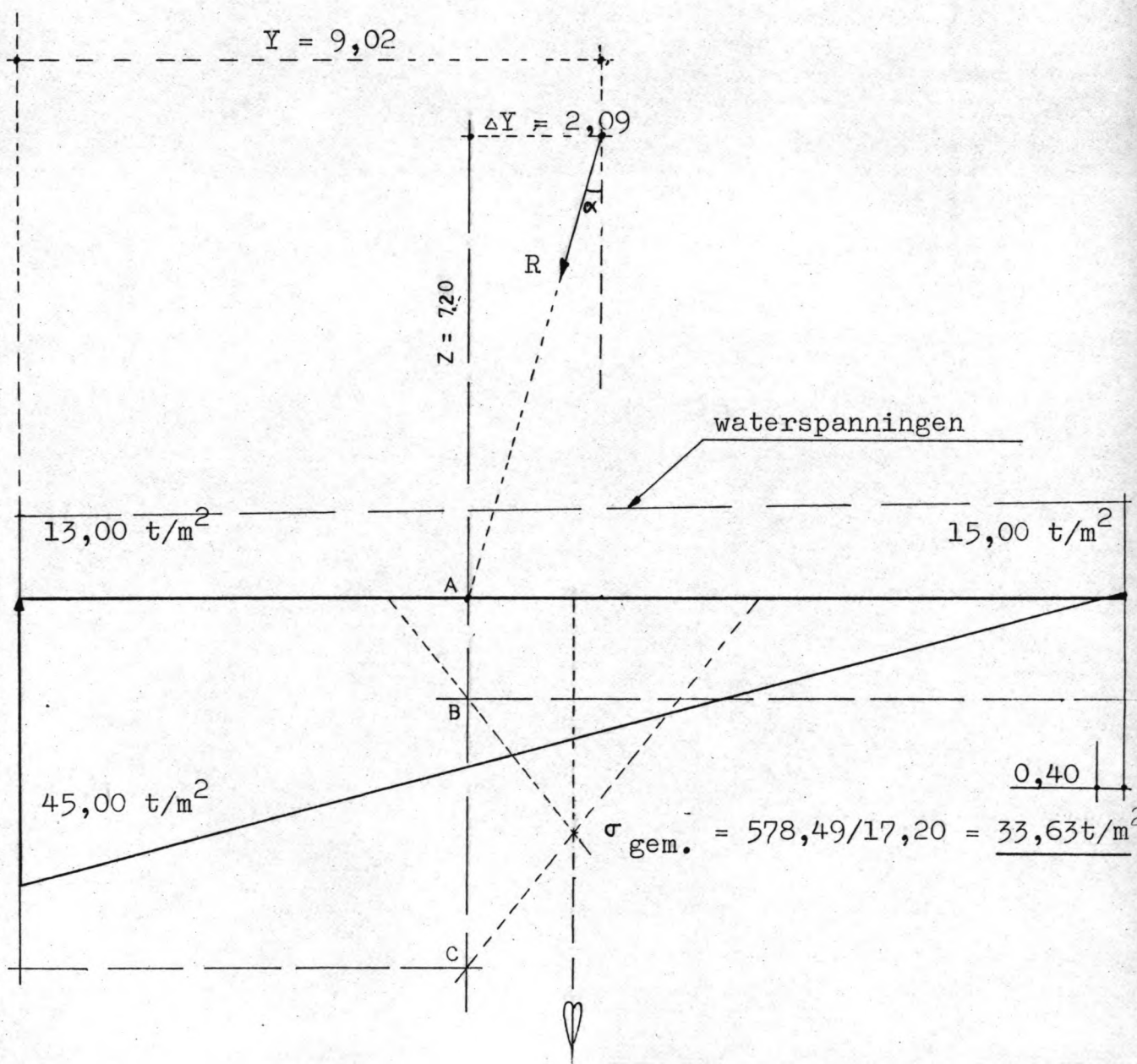
Zo is dit geval minder kritisch dan het geval waarin de coëfficiënt 0,50 is.

Zet op de hartlijn de gemiddelde spanning uit.

Trek vanuit de twee punten die liggen op een derde van de breedte twee lijnen door de omdraat van de gemiddelde spanning. Deze snijden de verticaal door A in de punten B en C. Door twee lijnen te trekken door B en C evenwijdig aan het referentievlak vinden we de spanningen aan de uiteinden van de vloer.

Boven het ref. vlak zetten we de waterspanningen uit.

Na sommatie vinden we de uiteindelijke korrelspanningen zoals deze op de vloer werken. We zien dan, dat rechts (t.p.v. de achterteen) geen drukspanningen meer optreden over een lengte van 0,40 m. Dit is niet ernstig.



BELASTINGGEVAL II

- buitenwater op 1,35 +
- grondwater op 3,35 +

We stellen het grondwater in het caisson op 1,35 +.

Pas achter BC op 3,35 +.

Het water in het caisson staat dus $1,35 + 0,15 = 1,50$ m hoger dan bij belastinggeval I.

Het grondwater achter BC staat 2,00 m hoger dan bij belastinggeval I.

Extra gewicht nat zand: $1,50(2,00-1,80)(13,20-0,35+2,00)$	4,45 t
Extra gewicht waterdruk voorteen: $(0,65+1,35) \times 2,00 \times 1,00$	4,00
G caisson vol was	578,49

totaal: 586,94 t

GEWICHT CAISSON VOL = 586,49 t

- Berekening horizontale gronddrukken met coëfficiënt van neutrale gronddruk = 0,50.

Peil

3,35 +: $0,50 \times 6,00$	3,00 t/m ²
1,35 +: $3,00 + "0,50 \times 2,00(2,00-1,00)" + 2,00$	6,00
13,65 -: $6,00 + "0,50(1,35+13,65)(2,00-1,00)"$	13,50

- Berekening horizontale kracht op het caisson.

$2,00 \times 3,00$	6,00 t
$2,00(6,00-3,00)/2$	3,00
$15,00 \times 6,00$	90,00
$15,00(13,50-6,00)/2$	56,25
boulders	4,00

totaal: H = 159,25 t

- Opwaartse kracht op onderkant.

$$0,50(15,00+17,00)17,20$$

275,20 t

gewicht caisson vol

586,49 t

Er resulteert zo een kracht N op de korrels van $586,49 - 275,20 = 311,29$ t.

$$W = N \cdot \text{tg } \phi = 311,29 \times 0,577 = 179,61 \text{ t.}$$

- De schuifveiligheid is $W/H = 179,61/159,25 = 1,13$.
Dit is voldoende. (min. 1,00)

- Berekening horizontale druk met $\lambda_a = 0,33$

Peil

$$3,35^+ : 0,33 \times 6,00$$

2,00 t/m²

$$1,35^+ : 2,00 + "0,33 \times 2,00(2,00 - 1,00)" + 2,00$$

4,67

$$13,65^- : 4,67 + "0,33(1,35 + 13,65)(2,00 - 1,00)"$$

9,67

- Berekening horizontale kracht op het caisson.

$$2,00 \times 2,00$$

4,00 t

$$2,00(4,67 - 2,00)/2$$

2,67

$$15,00 \times 4,67$$

70,05

$$15,00(9,67 - 4,67)/2$$

37,50

boulders

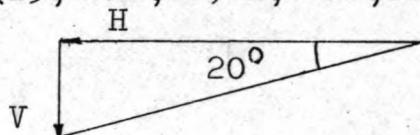
4,00

$$\text{totaal: } H = 118,22 \text{ t}$$

- De waterkracht, als gedeelte van H, bedraagt

$$(15,00 \times 2,00) + 2,00 \times 2,00/2 =$$

32,00 t



$$V = H' \cdot \text{tg } 20^\circ =$$

$$= (118,22 - 32,00) 0,364 = 31,38 \text{ t}$$

Er resulteert zo een kracht op de korrels van

$$N = 311,29 + 31,38 = 342,67 \text{ t.}$$

$$W = N \cdot \text{tg } \phi = 342,67 \times 0,577 = 197,72 \text{ t.}$$

- De schuifveiligheid is $W/H = 197,72/118,22 = 1,67$
Dit is voldoende (min 1,50).

- BEREKENING KANTELVEILIGHEID

- Ook hier alleen weer het geval van **neutrale** gronddruk met coëfficiënt = 0,50. (zie ook laatste alinea blz. 24)

Extra moment nat zand: $4,45 \times 2,35 + (17,20 - 2,35)/2$ 43,50 tm
Extra moment water op voorteen: $4,00 \times 1,00$ 4,00
Totaal M_v was: 5218,20

$$\underline{\underline{\text{totaal } M_v = 5265,70 \text{ tm}}}$$

- Hier moet nog van worden afgetrokken het moment t.g.v. de waterdruk op de onderkant van de vloer.
Deze bedraagt: $17,20 \times (15,00 + 17,00)/2 \times 8,80$ 2421,76 tm

$$\underline{\underline{\text{Totaal } M_v = 5265,70 - 2421,76 = 2843,94 \text{ tm.}}}$$

- Berekening M_h .
6,00(17,00-1,00) 96,00 tm
3,00(17,00-1,33) 47,01
90,00(15,00/2) 675,00
56,25(15,00/3) 281,25
boulders: $17,00 \times 4,00$ 68,00

$$\underline{\underline{\text{totaal } M_h = 1167,26 \text{ tm}}}$$

- De kantelveiligheid is $M_v/M_h = 2843,94/1167,26 = 2,44$.
Dit is voldoende (min. 1,50).

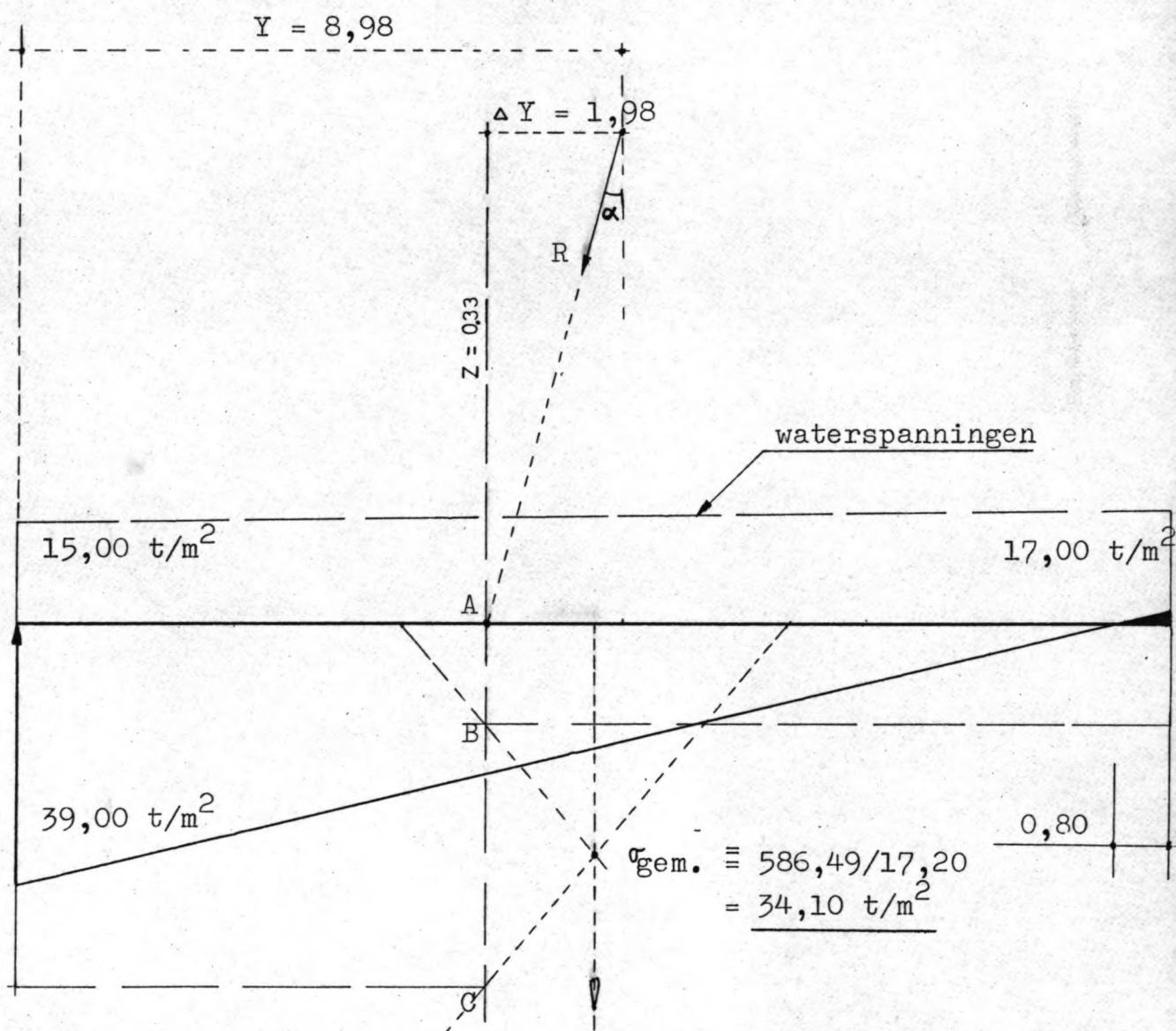
Controle op het in het middelste derde deel liggen van de resultante R.

$$Y = 5265,70/586,49 = 8,98 \text{ m}$$

$$Z = 1167,26/159,25 = 7,33 \text{ m}$$

$$\arctg \alpha = 159,25/586,49 = 0,27$$

$$\Delta Y = 0,27 \quad Z = 0,27 \times 7,33 = 1,98 \text{ m.}$$



We zien, dat hier over een afstand van 0,80 m geen drukspanningen meer optreden. Ook dit is niet ernstig.

BELASTINGGEVAL III

- buitenwater op 3,35 +
- grondwater op 3,35 +

Ook hier het grondwater pas achter BC op 3,35 +.

Stel eens, dat het grondwater in het caisson op 1,35⁺

blijft staan, dan is dat ook hier een veilige aanname.

Het verschil met belastinggeval II is dan, dat het buitenwater 2,00 m hoger staat.

- BEREKENING SCHUIFVEILIGHEID

- Berekening horizontale gronddrukken met
coëfficiënt van neutrale gronddruk = 0,50.

De waterdrukken vallen tegen elkaar weg.

Peil

3,35 + : 0,50x6,00	3,00 t/m ²
13,65 - : 3,00+"0,50(3,35+13,65)(2,00-1,00)"	11,50

- Berekening horizontale kracht op het caisson.

(3,35+13,65)x3,00	51,00 t
(11,50-3,00)x(3,35+13,65)/2	72,25
bolder	4,00

totaal: H = 127,25 t

- Opwaartse kracht op onderkant.

17,20x17,00	292,40 t
gewicht caisson vol =	586,49 t

Er resulteert zo een kracht N op de korrels
van 586,49 - 292,40 = 294,09 t

W = N.tg φ = 294,09x0,577 = 169,69 t.

- De schuifveiligheid is $W/H = 169,69/127,25 = 1,33$
Dit is voldoende (min. 1,00).

- Berekening horizontale drukken met $\lambda_a = 0,33$

Peil

$$\begin{array}{ll} 3,35^+ : 0,33 \times 6,00 & 2,00 \text{ t/m}^2 \\ 13,65^- : 2,00 + "0,33(3,35+13,65)(2,00-1,00)" & 7,67 \end{array}$$

- Berekening horizontale kracht op het caisson.

$$\begin{array}{ll} (3,35+13,65) \times 2,00 & 34,00 \text{ t} \\ (3,35+13,65)(7,67-2,00)/2 & 48,19 \end{array}$$

$$\underline{\underline{\text{totaal: H} = 82,19 \text{ t}}}$$

$$V = 82,19 \times 0,364 = 29,92 \text{ t.}$$

Er resulteert zo een kracht N op de korrels van

$$N = 294,09 + 29,92 = 328,01 \text{ t.}$$

$$\underline{\underline{W = N \cdot \text{tg } \phi = 328,01 \times 0,577 = 189,26 \text{ t.}}}$$

- De schuifveiligheid is $W/H = 189,26/82,19 = 2,30$
Dit is voldoende (min. 1,50).

- BEREKENING KANTELVEILIGHEID Coëfficiënt neutraal = 0,50.

- Berekening M_h

$$\begin{array}{ll} 51,00(17,00)/2 & 433,50 \text{ tm} \\ 72,25(17,00)3 & 409,42 \end{array}$$

$$\underline{\underline{\text{totaal } M_h = 842,92 \text{ tm}}}$$

- Berekening M_v

Bij belastinggeval II was deze: 5265,70 tm.

Extra op voorteen: $4,00 \times 1,00 = 4,00 \text{ tm.}$

$$\underline{\underline{\text{totaal: } M_v = 5269,70 \text{ tm}}}$$

Hier moet nog van worden afgetrokken het moment t.g.v. de waterdruk op de onderkant van de vloer.

Deze bedraagt: $8,60 \times 17,00 \times 17,20 =$

2514,64 tm.

Dus totaal $M_v = 5269,70 - 2514,64 = 2755,06$ tm.

- De kantelveiligheid is $M_v/M_h = 2755,06/842,92 = 3,27$.
Dit is voldoende (min. 1,50).

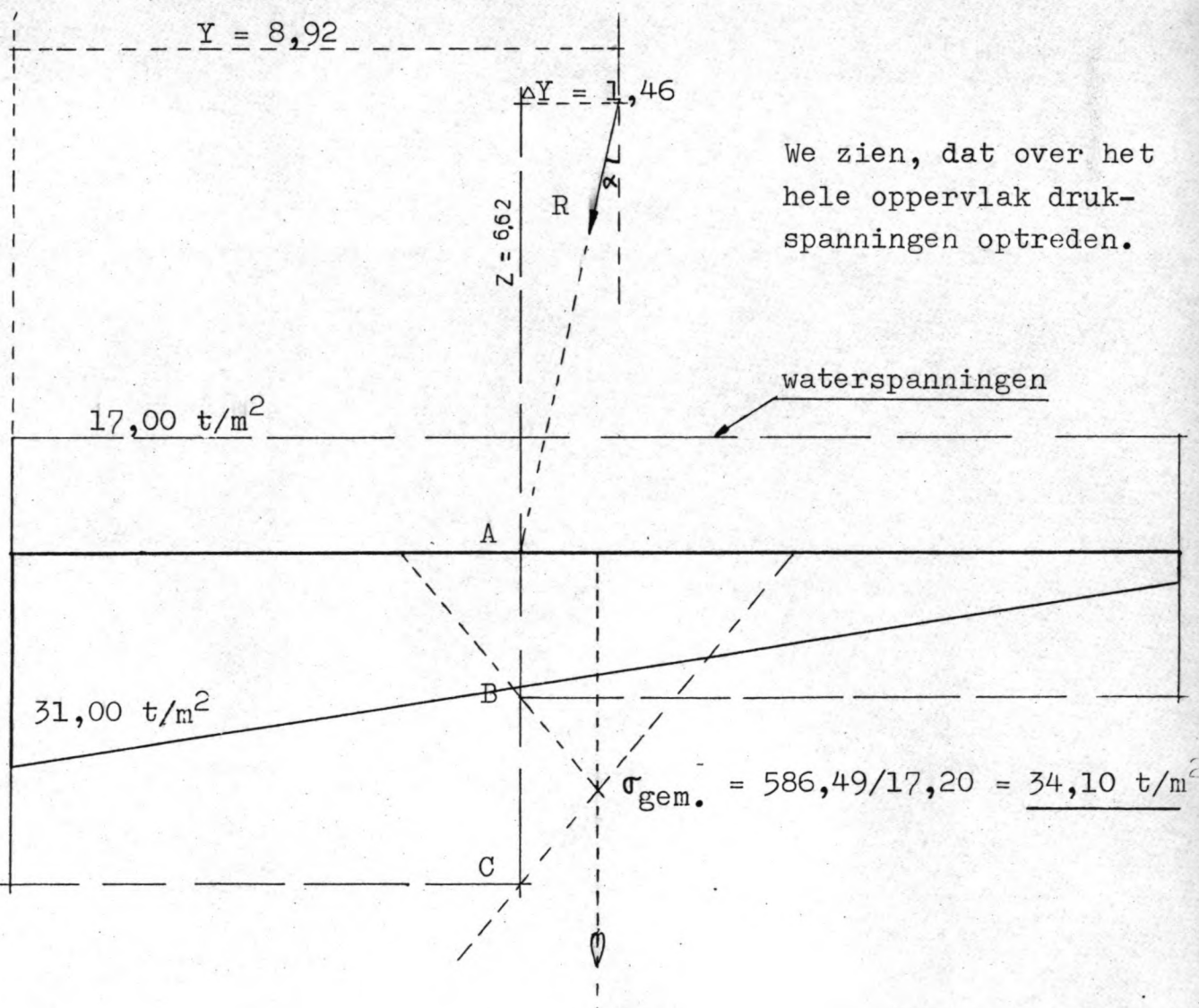
- Controle op het in het middelste derde deel liggen van de resultante R.

$$Y = 5269,70 / 586,49 = 8,92 \text{ m}$$

$$Z = 842,92 / 127,25 = 6,62 \text{ m}$$

$$\arctg \alpha = 127,25 / 590,49 = 0,22$$

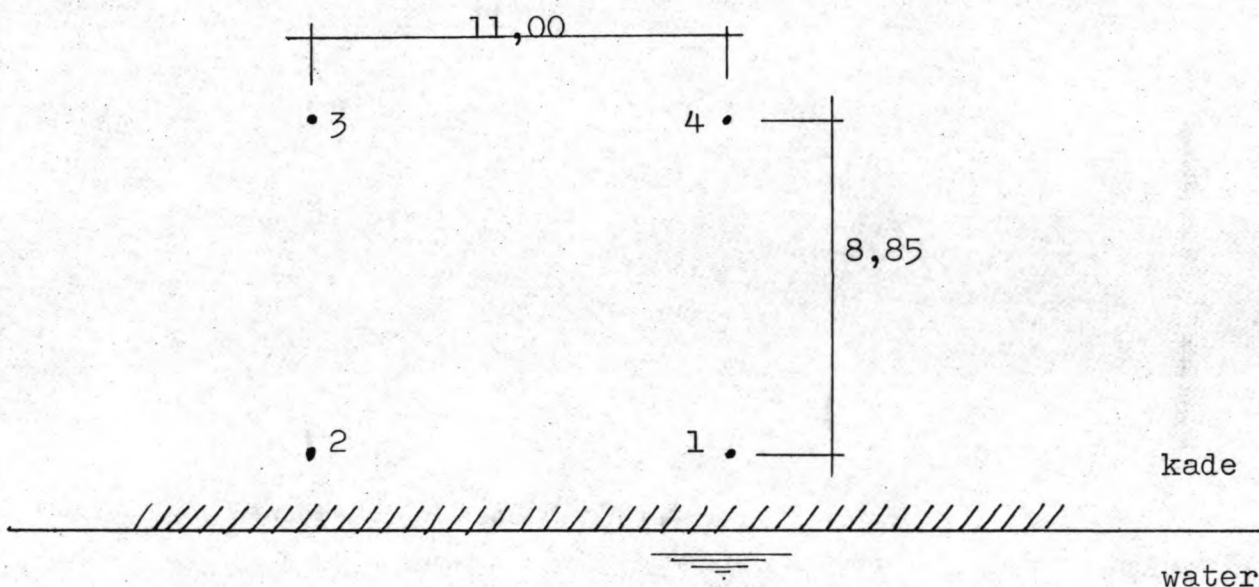
$$\Delta Y = 0,22 \text{ Z} = 0,22 \times 6,62 = 1,46 \text{ m}$$



INVLOED BELASTING VAN DE KRAAN

Zoals eerder gesteld willen we rekening houden met een zware kraan, nl. een 35-tons type. Dit type staat aan de Prins Johan Friso haven.

Nummering poten van 35-tons kraan van Conrad Stork.



Uit gegevens van Conrad Stork (Haarlem) blijkt het volgende.

- Per bogie: 6 wielen, h.o.h. 1,70 m = $(5+1)1,70 = 10,20$ m.

Afstand tussen de poten = 11,00 m.

De bogies staan in lengterichting praktisch tegen elkaar aan.

Totale lengte: $11,00 + 10,20 = 21,20$ m.

Lengte caisson: ongeveer 40,00 m. Dus twee kranen per caisson.

Totaal gewicht (inclusief belasting)^{x)} : 400,675 t.

Totaal gewicht (zonder belasting) : 365,675 t.

De meest ongunstige situatie wat betreft het caisson is wanneer de wind landafwaarts staat en de giek naar het water staat (loodrecht kade), terwijl de kraan in bedrijf is. Deze heeft dan een last van 28,00 t en een vlucht van 36,00 m.

x) zie bijlage

De pootkrachten zijn dan :

1	156,634 t
2	157,082 t
3	40,203 t
4	39,755 t

Totaal : 393,675 t.

Niet bij dit geval maar bij het geval: storm voor of achter bij een vlucht van 9,00 m staat er een windkracht van 15,216 t loodrecht op de kade. Laten we dit eens aanhouden.

Verticale belasting: $2 \times 393,76 / 39,70^x) = 19,84 \text{ t/m.}$

We kunnen dus een extra W opnemen van $19,84 \text{ tg } \phi = 19,84 \times 0,577 = 11,45 \text{ t/m.}$ ----- }

Max. windkracht = $2 \times 15,216 / 39,70 = 0,76 \text{ t/m.}$ }

: Windkracht is dus niet van belang voor de schuifveiligheid.

Het totale moment (uit wind en belasting) komt via de poten op het caisson. Dit moment, t.o.v. het midden van het caisson, is: $2 \times (156,634 + 157,082) ("17,20/2" - 2,00 - 0,35 - 1,45) + 2 \times (40,203 + 39,755) ("17,20/2" - 2,00 - 0,35 - 1,45 - 8,85) = 3011,67 - 647,66 = 2364,01 \text{ tm.}$

Dit is per m kade : $2364,01 / 39,70 = 59,55 \text{ tm.}$

Weerstandsmoment van de vloer is: $1/6 bh^2 = 1,00(17,2)^2/6 = 49,31 \text{ m}^3$

Extra spanning op de vloer is $(N/F) \pm (M/W) =$
 $= (19,84/17,20) \pm (59,55/49,31) = 1,15 \pm 1,21 = + 2,36 \text{ t/m}^2$
 $- 0,06 \text{ ,,}$

De max. spanning treedt op bij geval I: $45,00 \text{ t/m}^2$
 Deze wordt nu: $45,00 + 2,36 + 6,00 \text{ (terreinbel.)} = 53,36 \text{ t/m}^2$
 Dit kan de grond gemakkelijk hebben.

De "trekspanning" van $0,06 \text{ t/m}^2$ kan niet optreden.
 Deze manifesteert zich in een groter oppervlak waarop geen drukspanningen werken. Deze oppervlaktevergroting stelt niets voor.

x) zie blz. 36

Wat betreft de kantelveiligheid kunnen we stellen, dat de belasting uit de poten alleen maar een positieve bijdrage hebben t.o.v. het totaalmoment (t.o.v. voorkant voorteen). De kantelveiligheid wordt dus alleen maar groter.

We mogen nu concluderen, dat de stabiliteit van deze kademuur verzekerd is.

We gaan nu de stabiliteit van het drijvende caisson tijdens het transport en tijdens het afzinken bekijken.

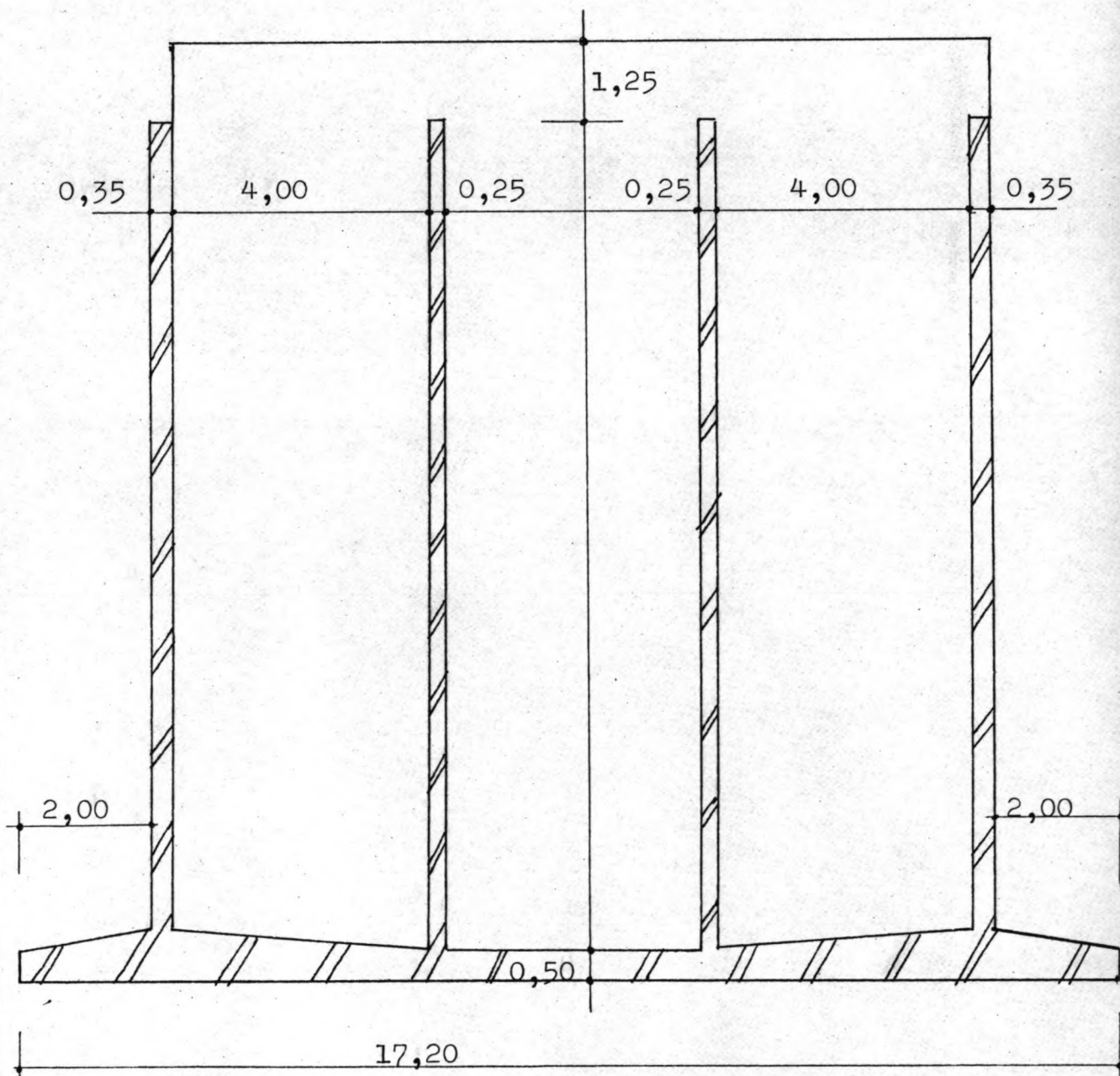
STABILITEIT TIJDENS TRANSPORT

Lengte van caisson = $(9 \times 4,00) + (8 \times 0,25) + (2 \times 0,35) + (2 \times 0,45) + 0,10 =$
= 39,70 m.

De totaal aan te leggen lengte bedraagt ongeveer: 400,00 m.

We nemen zo doende 10 caissons. Totale lengte: 397,00 m.

Caisson wordt in de volgende drijvende toestand aangevoerd.



- Bepaling diepgang

We bepalen, dat het caisson volkomen symmetrisch is.
Het zwaartepunt ligt dus op de hartlijn.

- Bepaling gewicht, Zie ook blz.

vloer:	: (20,64+4,32)39,70	990,91 t
voorwand	: 10,92x4,00x9	393,12
voortussenwand	: 7,80 x4,00x9	280,80
achtertussenwand:	idem	280,80
achterwand	: 10,92x4,00x9	393,12
tussenwanden	: 26,55x4,25x8	902,70
eindwanden	: 2(0,35/0,25)26,55x2,00	148,68

totaal:=====3390,13 t

$$G = 3390,13 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= \text{ondergedompeld volume van de vloer} = \\ &= (0,50 \times 17,20 \times 39,70) + 2(38,80 + 17,20)0,50 \times 0,30 \times 2,00 = \\ &= 341,42 + 33,60 = 375,02 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$V_2 = 38,80 \times 13,20 \times D^- = 512,16 D^-, \text{ met } D^- \text{ is afstand waterlijn WL tot bovenkant vloer.}$$

$$G = V_1 + V_2 = 375,02 + 512,16 D^- = 3390,13$$

$$D^- = (3390,13 - 375,02) / 512,16 = 5,83 \text{ m.}$$

$$\underline{\underline{D = 5,83 + 0,50 = 6,33 \text{ m.}}}$$

- Bepaling ligging zwaartepunt Z.

We nemen de som van de momenten t.o.v. de onderkant van de vloer.

vloer	: $990,91 \times 0,30 =$	297,27 tm
voor- en achterwand	: $786,24 \times 7,00 =$	5503,68
voor- en achtertussenwand	: $561,60 \times 7,00 =$	3931,20
tussenwanden	: $902,70 \times 7,625 =$	6883,09
eindwanden	: $148,68 \times 7,625 =$	1133,68

totaal: $M = 17748,92$ tm

Dus Z op $17748,92 / 3390,13 = 5,24$ m boven onderkant van de vloer.

B = geometrisch zwaartepunt van de onderwatervorm.

We stellen dit op de halve diepgang te liggen.

In het volgende worden afstanden t.o.v. de onderkant van de vloer bepaald.

$$B = 0,50 D = 0,50 \times 6,33 = 3,16 \text{ m}$$

BM is de metacentrische straal = I/V met V = gewicht G.

$$BM = 7436,56 / 3390,13 = 2,19 \text{ m}$$

(I is traagheidsmoment van het doorsneden wateroppervlak.

$$I = bh^3/12 = 38,80(13,20)^3/12 = 7436,56 \text{ m}^3)$$

W.	L.
5,35	M
5,24	Z
3,16	B
6,33	D

We zien, dat Z onder M (metacentrum) ligt en het caisson dus stabiel is. De metacenterhoogte $MZ = 0,11$ m. Dit is niet al te veel.

Wanneer we gaan afzinken, door het caisson te vullen met water, hebben we te maken met een gereduceerde metacenterhoogte, waardoor de stabiliteit net verloren kan gaan.

We gaan dus ballasten.

We kunnen gaan ballasten met - zand
 - water
 - verzadigd zand

Om ongewenste slingeringen tijdens het transport t.g.v. de vloeistofbeweging te voorkomen, ballasten we met zand. We nemen nat zand met s.g. = $2,00 \text{ t/m}^3$. Er zijn 27 cellen. Hoogte ballast: 0,50 m.

$$G_b = 0,50 \times 4,00^2 \times 2,00 \times 27 = 432,00 \text{ t}$$

$$G = 3390,13 + 432,00 = V = 3822,13 \text{ t}$$

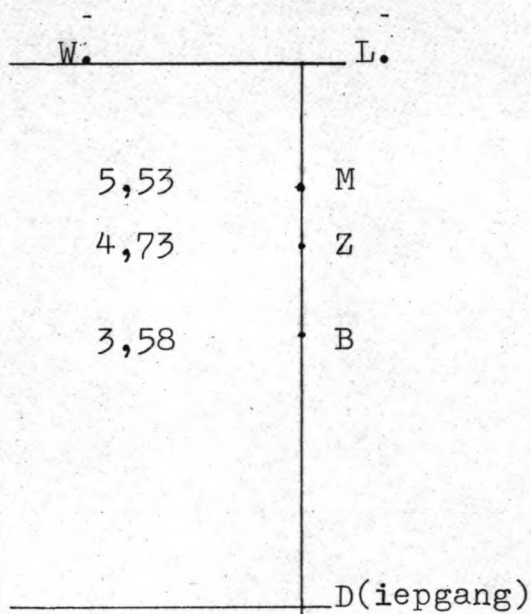
$$D = \cancel{5,33} + 432,00 / (38,80 \times 13,20) = 7,17 \text{ m}$$

$$B \text{ op } 0,50 \times 7,17 = 3,58 \text{ m}$$

$$BM = 7436,56 / 3822,13 = 1,95 \text{ m}$$

$$Z \text{ op } "17748,92 + (432 \times 0,75)" / 3822,13 = 18072,92 / 3822,13 = 4,73 \text{ m}$$

Alle maten t.o.v. de onderkant. (D)



$$MZ = 0,80 \text{ m}$$

Dit is stabiel.

We willen nu de eigen trillingstijd gaan bekijken. Deze is T_c .

$T_c = 2\pi j / \sqrt{g \cdot MZ}$ met j is (dwars)-massatraagheidsstraal.

Het massatraagheidsmoment $J_z = m j^2$ om de Z-as =

$$= \sum m_i (y_i^2 + z_i^2) + m_i (\Delta y_i)^2 + m_i (\Delta z_i)^2.$$

Dit is: som eigen traagheids(massa-)momenten + regel van Steiner.

- Berekening massatraagheidsmoment J_z

vloer:	$990,91(0,50^2 + 17,20^2)/12$	24449,88 tm^2
	$990,91(4,73 - 0,30)^2$	19446,51
voorwand:	$393,12(0,35^2 + 13,00^2)/12$	5540,45
	$393,12(6,425^2 + 2,27^2)$	18253,95
achterwand:	idem	5540,45
	,,	18253,95
voortussenwand:	$280,80(0,25^2 + 13,00^2)/12$	3956,06
	$280,80(2,125^2 + 2,27^2)$	2714,92
achtertussenwand:	idem	3956,06
	,,	2714,92
tussenwanden:	$902,70(13,20^2 + 14,25^2)/12$	28382,58
	$902,70(2,895^2)$	7565,55
eindwanden:	$148,68(13,20^2 + 14,25^2)/12$	4674,78
	$148,68(2,895^2)$	1246,09
zand:	$432(4,00^2 + 0,50^2)/12$	585,00
	$18 \times 432(4,25^2 + 3,98^2)/27$	9764,04
	$9 \times 432(3,98^2)/27$	2281,02

$$\underline{\underline{\text{totaal } J_z = 159326,31 \text{ tm}^2}}$$

$$J_z = m j^2 = G j^2 .$$

$$\text{Dus } \underline{\underline{j = (159326,31 / 3822,13)^{1/2} = 6,45 \text{ m.}}}$$

$$T_c = 2 \times 3,14 \times 6,45 / \sqrt{9,81 \times 0,80} = 14,47 \text{ s.}$$

Conclusie: Van windgolven valt geen gevaar te duchten (opslingeringsverschijnselen). Misschien van lange scheepsgolven. Deze lopen echter kris-kras door elkaar. Er is dus geen sprake van echt lange golven. Alle golven hebben dus een frequentie buiten het resonantiegebied van het caisson.

STABILITEIT TIJDENS AFZINKEN

We dienen, vanwege het verplaatsen van het zwaartepunt Z_t bij slingeren, rekening te houden met een gereduceerde metacenterhoogte. De reductie $\Delta Z_t = i/V$, met $Z_t = Z_{\text{caisson+water}}$. i is traagheidsmoment van het vloeistofoppervlak t.o.v. de lengte-as $= 27xbh^3/12 = 27 \times 4,00 \times 4,00^3/12 = 576 \text{ m}^4$.

We verwaarlozen de demping bij het slingeren.

We bepalen de ligging van B, M, Z_t en A bij verschillende diepgangen, evenals T_c , de trillingstijd van het water in het caisson T_w , de resonantiefactor $R = T_c/T_w$ en de vergrotingsfactor $v = 1/1-R^2$. Zo ook de gereduceerde metacenterhoogte MA.

$$T_c = 2\pi j / \sqrt{g \cdot MA} \quad \text{en} \quad T_w = \left(4\pi b / g \cdot \tanh(d/b) \right)^{1/2}$$

Voor j geldt, dat deze bij het vullen van het caisson verandert (kleiner wordt). We houden j op 6,45 m.

Dit heeft weinig invloed op v .

d is diepte van de waterinhoud.

b is de breedte van een cel.

$$- D = 9,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Delta V &= (9,00-7,17) \times 13,20 \times 38,80 = 937,25 \text{ m}^3 \\ V &= 937,25 + 3822,13 = 4759,38 \text{ m}^3 \\ d &= 937,25 / 27 \times 4,00 \times 4,00 = 2,17 \text{ m} \\ \Delta M &= 937,25(0,50+0,50+2,17/2) = 1954,17 \text{ tm} \\ M &= 1954,17 + 18072,92 = 20027,09 \text{ tm} \\ Z_t \text{ op } &20027,09 / 4759,38 = 4,21 \text{ m} \\ B \text{ op } &0,50 \times 9,00 = 4,50 \text{ m} \\ BM &= 7463,56 / 4759,38 = 1,56 \text{ m} \\ M \text{ op } &4,50 + 1,56 = 6,06 \text{ m} \\ AZ_t &= 576 / 4759,38 = 0,12 \text{ m} \\ MA &= 6,06 - 0,12 - 4,21 = 1,73 \text{ m} \\ T_c &= 2 \times 3,14 \times 6,45 / 9,81 \times 1,73 = 9,83 \text{ s} \\ T_w &= "4 \times 3,14 \times 4,00 / 9,81 \tanh(3,14 \times 2,17 / 4,00)"^{1/2} = 2,34 \text{ s} \\ R &= 9,83 / 2,34 = 4,20 \\ v &= 1 / 1 - 4,20^2 = -0,06 \end{aligned}$$

$$- D = 11,25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Delta V &= (11,25-9,00) \times 13,20 \times 38,80 = 1152,36 \text{ m}^3 \\ V &= 1152,36 + 4759,38 = 5911,74 \text{ m}^3 \\ \Delta d &= 1152,36 / 27 \times 4,00 \times 4,00 = 2,67 \text{ m} \\ d &= 2,67 + 2,17 = 4,84 \text{ m} \\ \Delta M &= 1152,36(0,50+0,50+2,17+2,67/2) = 5191,38 \text{ tm} \\ M &= 5191,38 + 20027,09 = 25218,47 \text{ tm} \\ Z_t \text{ op } &25218,47 / 5911,74 = 4,27 \text{ m} \\ B \text{ op } &0,50 \times 11,25 = 5,63 \text{ m} \\ BM &= 7436,56 / 5911,74 = 1,26 \text{ m} \\ M \text{ op } &5,63 + 1,26 = 6,89 \text{ m} \\ AZ_t &= 576 / 5911,74 = 0,10 \text{ m} \\ MA &= 6,89 - 0,10 - 4,27 = 2,52 \text{ m} \\ T_c &= 2 \times 3,14 \times 6,45 / 9,81 \times 2,52 = 8,15 \text{ s} \\ T_w &= "4 \times 3,14 \times 4,00 / 9,81 \tanh(3,14 \times 4,84 / 4,00)"^{1/2} = 2,26 \text{ s} \\ R &= 8,15 / 2,26 = 3,61 \\ v &= 1 / 1 - 3,61^2 = -0,08 \end{aligned}$$

$$- D = 13,65 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Delta V &= (13,65 - 11,25) \times 13,20 \times 38,80 = 1229,18 \text{ m}^3 \\ V &= 1229,18 + 5911,74 = 7140,92 \text{ m}^3 \\ \Delta d &= 1229,18 / 27 \times 4,00 \times 4,00 = 2,85 \text{ m} \\ d &= 2,85 + 4,84 = 7,69 \text{ m} \\ \Delta M &= 1229,18 (0,50 + 0,50 + 4,84 + 2,85 / 2) = 8929,99 \text{ tm} \\ M &= 8929,99 + 25218,47 = 34148,46 \text{ tm} \\ Z_t \text{ op } &34148,46 / 7140,92 = 4,78 \text{ m} \\ B \text{ op } &0,50 \times 13,65 = 6,83 \text{ m} \\ BM &= 7436,56 / 7140,92 = 1,04 \text{ m} \\ M \text{ op } &6,83 + 1,04 = 7,87 \text{ m} \\ AZ_t &= 576 / 7140,92 = 0,08 \text{ m} \\ MA &= 7,87 - 0,08 - 4,78 = 3,01 \text{ m} \\ T_c &= 2 \times 3,14 \times 6,45 / 9,81 \times 3,01 = 7,45 \text{ s} \\ T_w &= "4 \times 3,14 \times 4,00 / 9,81 \tanh(3,14 \times 7,69 / 4,00)"^{1/2} = 2,26 \text{ s} \\ R &= 7,45 / 2,26 = 3,30 \\ v &= 1 / 1 - 3,30^2 = -0,10 \end{aligned}$$

In de hierna volgende grafieken zijn de relevante waarden uitgezet. In de berekening hierboven zijn alle afstanden t.o.v. de onderkant van de vloer bepaald.

We zien, dat de max. vergrotingsfactor $-0,10$ is, zodat we ook tijdens het afzinken niet bevreesd hoeven te zijn voor resonantieverschijnselen t.g.v. slingeringen van het water in het caisson,

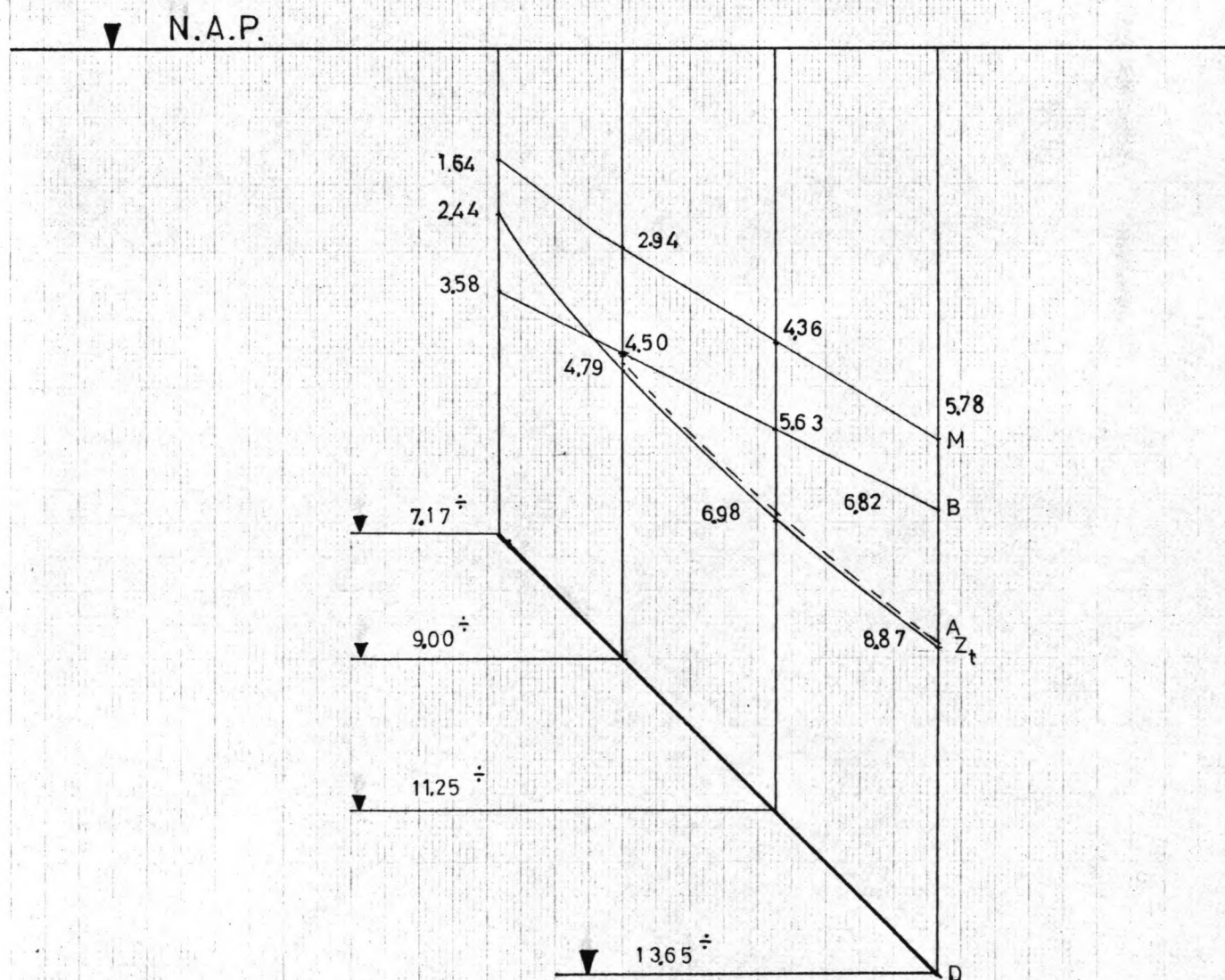
Voor een mooi verloop van T_w bepalen we deze grootheid

$$\begin{aligned} \text{ook nog eens voor } D = 7,25 \text{ m} \quad (d = 0,09 \text{ m}) \quad T_w &= 8,52 \text{ s} \\ D = 7,50 \text{ m} \quad (d = 0,39 \text{ m}) \quad T_w &= 4,15 \text{ s} \\ D = 8,00 \text{ m} \quad (d = 0,98 \text{ m}) \quad T_w &= 2,81 \text{ s} \end{aligned}$$

Bij zeer geringe dieptes van het water in het caisson krijgen we grotere vergrotingsfactoren, maar hiervan valt, vanwege een d van slechts enkele cm., ook weinig te verwachten. Bovendien zien we, dat het geheel uiterst stabiel is. Het zwaartepunt ligt nl. onder het metacentrum en voor de langste periode tijdens het afzinken ook nog onder het drukkingspunt.

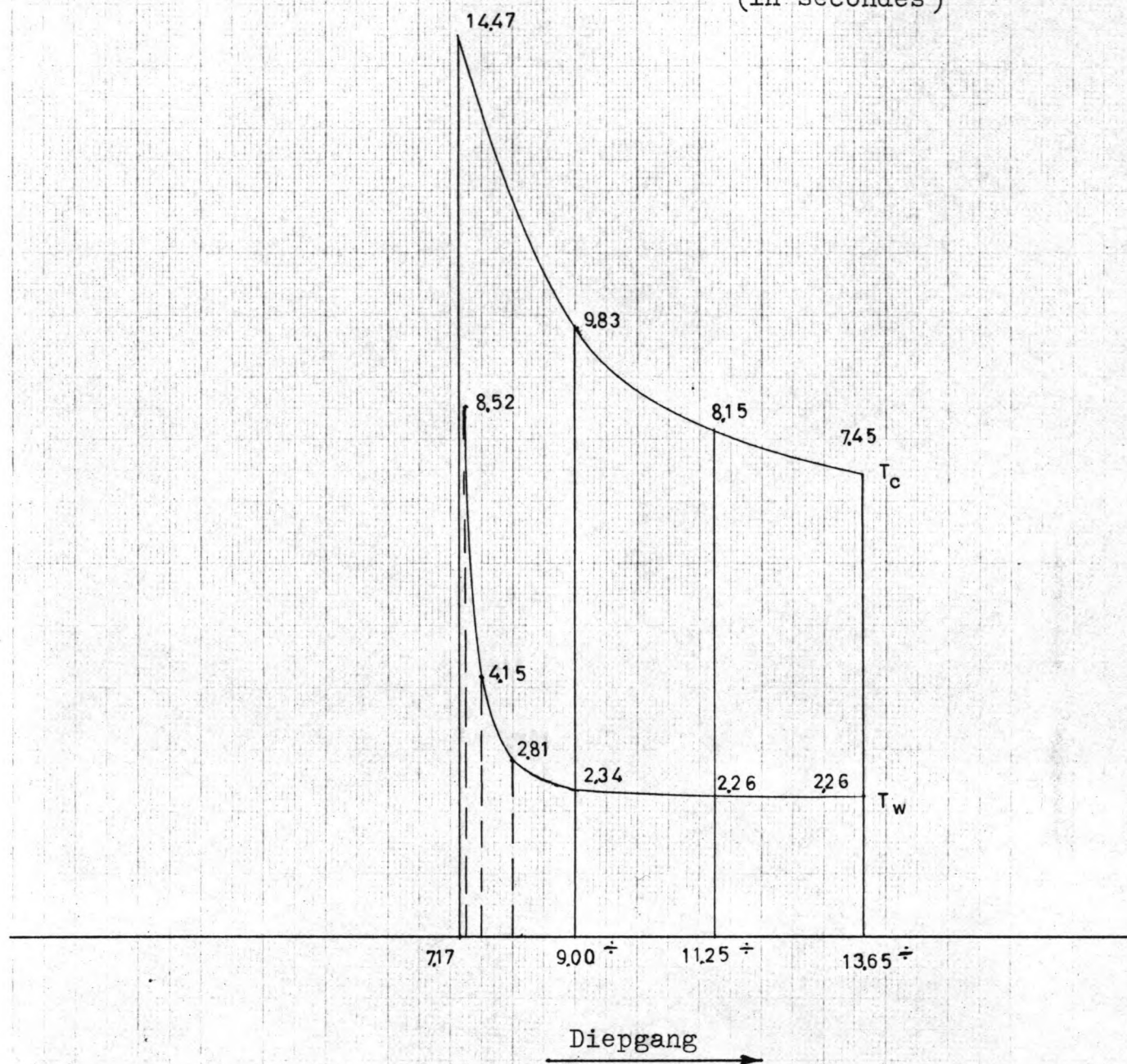
De afstanden, zo als ze bij onderstaande grafieken staan, zijn gerelateerd aan N.A.P.

44



T_c = slingertijd van het caisson T_w = slingertijd van het water in het caisson

(in secondes)



In het midden van elk caisson plaatsen we, volgens 6.11.2., een fender. Dat is dan om de 40,00 m.

Laten we als schip eens aanhouden de Jag Dev. (voldekker)

$L = 162,26$ resp. $172,85$ m tussen de loodlijnen resp. de grootste lengte. We houden aan: $L = 160$ m.

De massa van het schip is de waterverplaatsing $= 27580$ t. $= m_s$.
D.W.T. $= 21893$ t.

Er zijn twee invloeden, die op het schip werken en de krachten die daaruit voortvloeien moeten via de fenders op het caisson worden overgedragen.

A Een stoot bij het afmeren.

B Windbelasting als het schip afgemeerd ligt.

ad A

We stellen de afmeersnelheid op $0,25$ m/s (art 5.7) en loodrecht op de kade: $u = 0,25$ m/s.

De energie die dan opgenomen moet worden wordt berekend

met: $E = \frac{1}{2} \cdot m_s \cdot u^2 \cdot C_s \cdot C_e \cdot C_m$ met $C_s = 0,90-0,95$ (energieverlies t.g.v.

vervorming van de
scheepshuid)

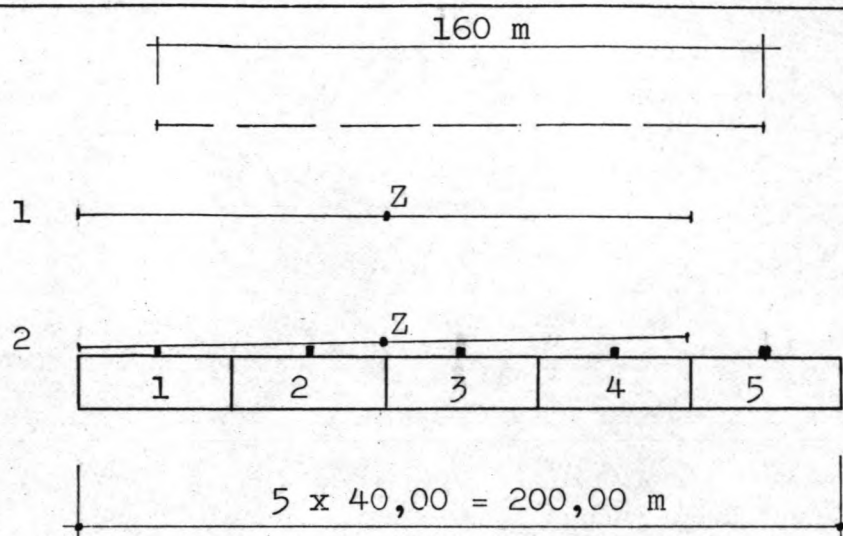
$C_e = j^2 / (r^2 + j^2)$ met j is massa-
traagheidsstraal is
 $0,25 L = 40,00$ m.

$C_m = (m_s + m_{hydr.}) / m_s = 1$ tot 4 .

Stel $C_m = 2$.

$C_s = 0,95$.

$$E = \frac{1}{2} \times 27580 \times (0,25)^2 \times 0,95 \times 2 \times C_e = 1638 C_e \text{ tonm}^2/\text{s}^2 = 163,80 C_e \text{ tm}^2/\text{s}^2$$



Wat het schip betreft, twee zaken zijn belangrijk:

I Op hoeveel fenders kan het schip rekenen?

II Is er sprake van een naderingshoek ?

ad I

Met een lengte van 160 m zou het schip kunnen rekenen op 5 fenders. Dit is echter zo marginaal, zie streeplijn boven, dat we aanhouden: 4 fenders.

ad II

Er zijn twee gevallen mogelijk: 1 // aan de kade naderen.

2 onder een hoek

ad 1

Vanwege het verjongen van het voorschip nemen we alleen de fenders 1, 2 en 3.

Dus per fender: $163,80/3 = 54,60$ tonm.

ad 2

Fender 1 krijgt de eertse klap en r is in dit geval: 60,00 m.

Dan volgt $C_e = 40^2/(60^2+40^2) = 0,31$.

$E_1 = 0,31 \times 163,80 = 50,78$ tonm.

$E_2 + E_3 + E_4 = 163,80 - 50,78 = 113,02$ tonm.

E_4 stellen we weer gelijk 0.

Dan $E_2 + E_3 = 113,02$ tonm.

Hierna gaat het schip aan 2 raken.

Dan volgt nu: E_2 wordt groter

E_1 wordt kleiner en E_3 blijft nog 0

Daarna gaat het schip ook aan 3 raken.

En volgt: E_3 wordt groter

E_2 wordt kleiner

E_1 wordt nog kleiner.

Stel, dat 2 het grootste gedeelte krijgt van de resterende 113,02 tonm. en dat het dan gaat om 75,00 tonm.

We nemen dan een fender die 75,00 tonm. kan opnemen.

Dit is:

Vredestein Gigant: GG 1600 met een lengte per fender van 2,50 m.

De opneembare energie bedraagt dan: $50,00 \times 2,50 / 1,50 = 83,33$ tonm.

De reactiekracht = $130,00 \times 2,50 / 1,50 = 216,67$ ton. (mogelijke reactiekracht)

De druk op de scheepdhuid is uiteraard niet te groot omdat daar in het ontwerp van de fender al rekening mee is gehouden.

Voor constructie aan het caisson: zie de tekening.

ad B

Windbelasting

Stel: windkracht 7 kan optreden. Dit staat gelijk met een windsnelheid $v = 12$ tot 15 m/s. We nemen 13 m/s.

De dichtheid ρ van lucht bedraagt: $1,23$ kgf/m³.

De winddruk is $\frac{1}{2} \rho v^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,23 \times 13^2 = 104$ kgf/ms² = p_w .

De windkracht is $p_w \cdot L$ hoogte.

De holte van dit schip is $14,40$ m.

De diepgang is $10,38$ m. (geladen)

De windhoogte bedraagt dus: $14,40 - 10,38 = 4,02$ m.

Een extra hoogte ontstaat, wanneer het schip gelost is.

Deze stellen we, na grove berekening, op $2,00$ m.

De windkracht is dan: $104 \times 160 \times (4,02 + 2,00) = 100173$ kgm/s².

Dit is 10 ton.

We zien, dat deze invloed in de mist verdwijnt wanneer we haar vergelijken met de krachten bij het afmeren.

DAMWAND

ALGEMEEN

Zie ook "Bepaling van de uitgangspunten voor de berekening".
 Uit de berekening van het caisson zien we, dat de horizontale
 kracht op de constructie het grootst is bij belastinggeval I.
 Dit belastinggeval is dan ook uitgangspunt voor deze berekening.
 De damwand loopt door sector I en sector II. Zie voor deze
 sectoren de overzichtskaart achterin.

In sector I loopt van 13,00⁻ tot 16,00⁻ een kleilaag.

In sector II loopt van 14,00⁻ tot 17,00⁻ een kleilaag.

(Zie het hoofdstuk Terreinzettingen hierna).

We nemen aan, dat van 13,00⁻ tot 17,00⁻ een kleilaag loopt,
 wat de meest ongunstige toestand is.

- terreinbelasting:		4,00 t/m ²
bolderbelasting :		2,00 t/m
- zand : volumegewicht (droog) :		1,80 t/m ³
hoek van inwendige wrijving :	30°	
$\delta = (2/3) \phi$:	20°	
coëfficiënt van actieve gronddruk λ_a		0,28
coëfficiënt van passieve gronddruk, λ_p		
vanwege talud, nader te bepalen met Culmann-krommen.		
- klei : volumegewicht (nat) :		2,00 t/m ³
hoek van inwendige wrijving :	20°	
$\delta =$	0°	
coëfficiënt van actieve gronddruk λ_a		0,49
coëfficiënt van passieve gronddruk, λ_p		
vanwege talud, nader te bepalen met Culmann-krommen.		
cohesie :		2,00 t/m ²
wateroverdruk achter de damwand :		0,50 t/m ²
grondwaterstand op :	0,15 ⁻	
buitenwaterstand op :	0,65 ⁻	
We nemen verder , bij gebrek aan gegevens, een hydrostatisch waterspanningsverloop aan.		

Bij de korrelspanningen aan de actieve zijde en de passieve zijde zouden we rekening mogen houden met een reductie resp. toeslag op de korrelspanningen van $-2c\lambda_{ah}$ resp. $+2c\lambda_{ph}$. Deze hebben beide een gunstige invloed. We houden er echter geen rekening mee en beschouwen deze als reserve.

BEREKENING GRONDDRUKKEN EN KORRELDRUKKEN

- actieve kant

gronddrukken

Peil

3,35 ⁺ :		4,00 t/m ²
0,15 ⁻ :	4,00+3,50(1,80)	10,30
13,00 ⁻ :	10,30+12,85(2,00)	36,00
17,00 ⁻ :	36,00+ 4,00(2,00)	44,00
23,00 ⁻ :	44,00+ 6,00(2,00)	56,00

korreldrukken

3,35 ⁺ :	0,28(4,00)	1,12 t/m ²
0,15 ⁻ :	0,28(10,30)	2,88
13,00 ⁻ :	0,28(36,00-12,85)	6,48
13,00 ⁻ :	0,49(36,00-12,85)	11,34
17,00 ⁻ :	0,49(44,00-16,85)	13,30
17,00 ⁻ :	0,28(44,00-16,85)	7,60
23,00 ⁻ :	0,28(56,00-22,85)	9,28

Deze waarden zijn uitgezet in de figuur op de tekening.

- passieve kant

De coëfficiënt van passieve gronddruk moet bepaald worden m.b.v. Culmann-krommen.

A Het talud, bestaande uit zand.

We zetten daartoe achtereenvolgens uit het gewicht (met $\sigma_k = 1,00$), de reactiekracht Q (onder een hoek ϕ met het aangenomen glijdvlak) en de E_p onder een hoek $\delta = 2/3 \phi$ met de verticale damwand. We nemen daartoe verschillende glijdvlakken aan. Dat vlak, wat een minimale E_p oplevert is het passieve glijdvlak. We zien dan, dat de horizontale component van deze min. E_p 80 ton oplevert.

$$\frac{1}{2} p (\gamma_n - \gamma_w) h^2 = E_p.$$

$$\frac{1}{2} p (2,00 - 1,00) (8,50)^2 = 80,00 \text{ t. Dus } \lambda_p = 2,21$$

Op 13,00⁻ is de passieve korrelspanning dus $2,21 \times 8,50 = 18,60 \text{ t/m}^2$.

B De invloed van het talud is ook in de kleilaag nog te merken.

Op 13,00⁻ is op de zelfde wijze voor de klei deze coëfficiënt bepaald. Echter met een ϕ van 20° en de E_p werkt hier

loodrecht op de damwand. $E_p = 40,00 \text{ t}$ en $\lambda_p = 2 \times 40,00 / (8,50)^2 = 1,11$

Op 13,00⁻ is dus de passieve korrelspanning in de klei:

$$1,11 \times 8,50 = 9,20 \text{ t/m}^2.$$

Zo is op 17,00⁻ voor klei: $\lambda_p = 2 \times 88,00 / (12,50)^2 = 1,13$

en de korrelspanning: $1,13 \times 12,50 = 14,12 \text{ t/m}^2$.

En is op 17,00⁻ voor zand: $\lambda_p = 2 \times 179,00 / (12,50)^2 = 2,29$

en de korrelspanning: $2,29 \times 12,50 = 28,63 \text{ t/m}^2$.

C Ook onder de kleilaag in het diepe zand is de invloed nog te merken.

Zo is op 20,00⁻ voor zand: $\lambda_p = 2 \times 292,50 / (15,50)^2 = 2,44$

en de korrelspanning: $2,44 \times 15,50 = 37,82 \text{ t/m}^2$.

En is op 23,00⁻ voor zand: $\lambda_p = 2 \times 455,00 / (18,50)^2 = 2,66$

en de korrelspanning: $2,66 \times 18,50 = 49,21 \text{ t/m}^2$.

De resulterende drukken (incl. wateroverdruk) zijn nu als volgt:

Peil

3,35 ⁺ :		1,12 t/m ²
0,15 ⁻ :		2,88
0,65 ⁻ :	$(6,48 - 2,88)(0,50/12,85) + 2,88 + 0,50$:	3,52
4,50 ⁻ :	$(6,48 - 2,88)(4,35/12,85) + 2,88 + 0,50$:	4,60
13,00 ⁻ :	$6,48 + 0,50 - 18,60$:	11,80 (passief)
	$: 11,34 + 0,50 - 9,20$:	2,40
17,00 ⁻ :	$13,30 + 0,50 - 14,12$:	0,32 (passief)
	$: 7,60 + 0,50 - 28,63$:	20,53 (, ,)
20,00 ⁻ :	$8,44 + 0,50 - 37,82$:	28,88 (, ,)
23,00 ⁻ :	$9,28 + 0,50 - 49,21$:	39,43 (, ,)

Deze waarden zijn uitgezet in de figuur op de tekening.

BEPALING MOMENTENLIJN

Dit gebeurt met poolfiguur en stangenveelhoek.

De krachten K_i zoals die op de damwand werken, hebben de volgende grootte.

K_1 = bolderkracht	:	2,00 t
$K_2 = 1,75(1,12+2,00)/2$	:	2,73
$K_3 = 1,75(2,00+2,88)/2$	:	4,27
$K_4 = 0,50(2,88+3,52)/2$	:	1,60
$K_5 = 1,92(3,52+4,06)/2$	:	7,28
$K_6 = 1,93(4,06+4,60)/2$	:	8,36
$K_7 = 2,35(4,60+0,00)/2$	:	5,41
$K_8 = 2,15(0,00+4,13)/2$	:	4,44
$K_9 = 2,00(4,13+7,96)/2$	:	12,09
$K_{10} = 2,00(7,96+11,80)/2$	:	19,76
$K_{11} = 3,50(2,40+0,00)/2$	:	4,20

De meest gunstige momentenverdeling wordt bereikt wanneer het inklemmingsmoment ongeveer $2/3$ is van het veldmoment. Met het anker op N.A.P. resulteert dit in sluitlijn @.

Hierna wordt de elastische lijn bepaald door de verschillende gewichten van de momentenlijn uit te zetten in een volgende poolfiguur.

BEPALING ELASTISCHE LIJN

$P_1 = 1,10(8,00)/2$	4,40
$P_2 = 0,90(8,00+8,00)/2$	7,20
$P_3 = 0,95(8,00+5,00)/2$	6,18
$P_4 = 0,90(5,00)/2$	2,25
$P_5 = 2,00(13,00)/2$	13,00
$P_6 = 1,70(13,00+15,00)/2$	23,80
$P_7 = 1,00(15,00+12,00)/2$	13,50
$P_8 = 0,95(12,00+5,00)/2$	8,08
$P_9 = 0,45(5,00)/2$	1,13
$P_{10} = 1,25(17,00)/2$	10,63

Wanneer we deze waarden in de poolfiguur zetten en we construeren de bijbehorende stangenveelhoek, dan zien we, dat er nog geen sprake is van een volledige inklemming. De elastische lijn gaat nl. aan de rechterkant van het anker voorbij. We moeten dus een **kracht** aanbrengen naar links, t.p.v. het anker, om deze verplaatsing ongedaan te maken. Dit impliceert een moment aan de voet, wat we kunnen verkrijgen door de damwand dieper in te heien. Dit moment is groot: $3EI\delta/l^2$, met $\delta = 2,50 \times 20/EI$. Het aan te brengen moment is: $3 \times 2,50 \times 20 / (11,15)^2 = 1,21$ tm. We trekken dus sluitlijn ①, waarna sprake is van een volledige inklemming.

De bijbehorende theoretische inheidiepte is nu 11,25 m.

De praktische inheidiepte is $a + 1,15t_0$.

a is afstand van 4,50 tot nulpunt in belastingfiguur (6,85).

$a = 2,35$ m

t is afstand van nulpunt in belastingfiguur tot peil van theoretische inheidiepte is $11,25 - 6,85 = 4,40$ m.

Dus de praktische inheidiepte wordt: $2,35 + 1,15(4,40) = 7,41$ m.

Het bijbehorende peil is $4,50 + 7,41 = 11,91$.

Dit is nog boven de kleilaag.

Bij de profielkeuze zouden we in eerste instantie kunnen denken aan profiel II van Hoesch St 45 met een max. opneembaar moment van 17,60 tm/m. Het max. optredende moment is 17,00 tm t.p.v. het anker (op N.A.P.).

Nu doet de volgende complicatie zich echter voor.

De kleilaag zal vanwege het opgebrachte zandpakket willen consolideren. Dit betekent, dat ook de damwand zal gaan zakken, wat te voorkomen is wanneer de wand door de kleilaag heen geheid wordt tot in het diepe zand.

De verticale belasting die het "hangende" zand en de consoliderende klei op de wand uitoefenen wordt zo afgeleid tot in het diepe zand.

We beschouwen in het volgende eerst de wrijvingskrachten die op de damwand worden uitgeoefend.

De wrijvingskrachten uit het zand worden berekend met:

$$\begin{aligned}
 W = fN = f \cdot \lambda_a \cdot \sigma_k &= 0,40(3,50)(1,12+2,88)/2 && \text{(actief)} \\
 &+ 0,40(12,85)(2,88+6,48)/2 && (\quad , \quad) \\
 &+ 0,40(8,50)(18,78)/2 = && \text{(passief)} \\
 &= 2,80 + 24,06 + 31,93 = \underline{58,79 \text{ t.}}
 \end{aligned}$$

Voor de wrijvingskrachten uit de klei geldt het zelfde.

Er moet echter aan toe gevoegd worden de invloed van de cohesie: deze is 0,80 c met $c = 2,00 \text{ t/m}^2$.

$$\begin{aligned}
 \text{Dus } W = &= 0,40(4,00)(11,34+13,30)/2 && \text{(actief)} \\
 &+ 0,40(4,00)(9,44+14,12)/2 && \text{(passief)} \\
 &+ 2 \times 0,80 \times 4,00 \times 2,00 = \\
 &= 19,71 + 18,85 + 12,80 = \underline{51,36 \text{ t.}}
 \end{aligned}$$

$$\text{Totaal: } 58,79 + 51,36 = \underline{110,15 \text{ t/m}'}.$$

Deze totale kracht laten we opnemen door positieve kleef, ontleend aan het diepe zand, en door puntweerstand.

Om deze laatste tot ontwikkeling te laten komen moeten we over de onderste 1,25 m schotten (verticaal) inlassen.

Allen dan ontstaat nl. een propwerking.

Als sondeergrafiek nemen we K.F. 15. (bij de kop van pier 6)

We nemen een voorlopige inheidiepte aan tot 21,00".

$$\text{De puntspanning wordt als volgt bepaald: } \sigma_p = \frac{\frac{I + II}{2} + III}{2}$$

I = gemiddelde conusweerstand vanaf puntniveau tot $1-4d_{eq}$ daar beneden.

II = gemiddelde van de minimale conusweerstand van diepste niveau tot puntniveau.

III = gemiddelde van de minimale conusweerstand van puntniveau tot $5-8d_{eq}$ daar boven.

Bij de keuze van $1-4d_{eq}$ en $5-8d_{eq}$ gaat het om die afstand die de minimale waarde oplevert.

Op blz. 55 is een profiel aangenomen (Hoesch, profiel II St 45) met een opp. van $2 \times 0,425 \times 0,20 = 0,17 \text{ m}^2$.

$d_{eq} = \sqrt{4 \times 0,17 / 3,14} = 0,47 \text{ m}$. Stel d_{eq} op $0,50 \text{ m}$.

Traject I loopt dan van $21,00^-$ tot $21,50^-$ of $23,00^-$.

Traject II vanaf dit peil terug tot $21,00^-$ en traject III vanaf $21,00^-$ tot $18,50$ of $17,00^-$.

Het eigen gewicht van de damwand = $(3,35 + 21,00) \times 122 = 2971 \text{ kgf/m'}$. Dit is $2,97 \text{ t/m'}$.

Totaal: $110,15 + 2,97 = 113,12 \text{ t/m'}$.

De positieve kleef bedraagt: $0,40 \times 4,00 (7,60 + 28,63 + 8,72 + 41,62) / 2 = 69,26 \text{ t/m'}$. Met een veiligheidscoëfficiënt 2 wordt dit: $34,63 \text{ t}$.

Resteert dan voor de punt weerstand: $113,12 - 34,63 = 78,49 \text{ t/m'}$.

Voor een "Doppelbohle" is dit: $78,49 \times 0,85 / 1,00 = 66,72 \text{ t}$.

Er moet dus een puntweerstand gehaald worden van:

$$66,72 \times 10^3 / (20 \times 85) = 39,25 \text{ kgf/cm}^2.$$

Met veiligheidscoëfficiënt van 2 wordt dit : $2 \times 39,25 = 78,50 \text{ kgf/cm}^2$

Traject I: 4 d levert hier de minimale waarde op.

$$(102,00 + 140)0,20/2 + (140,00 + 154)0,20/2 + (154 + 102)0,60/2 + \\ + (102 + 122)0,20/2 + (122 + 108)0,20/2 + (108 + 110)0,20/2 + \\ + (110 + 134)0,40/2 = 244,20 \text{ kgfm/cm}^2$$

$$\text{Gemiddeld is dit: } 244,20/2 = 122,10 \text{ kgf/cm}^2.$$

Traject II: terug naar puntniveau.

$$(134 + 110)0,40/2 + (110 + 108)0,20/2 + 108 \times 0,30 + (108 + 102)0,10/2 + \\ + 102 \times 1,00 = 215,50 \text{ kgfm/cm}^2.$$

$$\text{Gemiddeld is dit: } 215,50/2 = 107,75 \text{ kgf/cm}^2.$$

Traject III: terug naar $17,00^-$. Dit levert de kleinste waarde op.

$$(102 + 60)0,20/2 + 60 \times 3,00 + (60 + 34)0,20/2 + 34 \times 0,60 = \\ = 226,00 \text{ kgfm/cm}^2.$$

$$\text{Gemiddeld is dit: } 226,00/4,00 = 56,50 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\sigma_p = \frac{\frac{122,10 + 107,75}{2} + 56,50}{2} = 85,71 \text{ kgf/cm}^2.$$

We zien, dat de vereiste puntspanning bereikt wordt.

De damwand wordt dus tot 21,00^m ingeheid.

We laten, overeenkomstig 8.2.7.1., de wand aan de onderzijde per "Doppelbohle" 1,00 m in diepte verspringen. Dit levert materiaalbesparing op. De peilen worden dan resp. 20,00^m en 21,00^m

ANKERWAND

Wanneer we sluitlijn ⑥ getrokken hebben zien we, dat de ankerkracht 24,20 t/m' is.

De ankerstaven plaatsen we om de 2,55 m (3 "Doppelbohlen").

Dus de ankerkracht $A = 2,55 \times 24,20 = 61,71$ t.

De berekening van het evenwicht voeren we uit aan de hand van de kracht per m' : 24,20 t/m'.

Deze moet opgebracht worden door de passieve gronddruk t.p.v. de ankerwand, rekening houdende met een actieve gronddruk achter deze wand en daarboven een terreinbelasting van 4,00 t/m². (achter de ankerwand)

Verder is het bij de berekening van het evenwicht t.p.v. de ankerwand gebruikelijk om δ gelijk 0 te stellen.

$$\lambda_a = 0,33$$

$$\lambda_p = 3,00$$

Grondwaterstand op: 0,15⁻.

De veiligheid is: $E_p / (E_a + 24,20)$; en moet groter zijn dan 1,5

Voorlopig bepalen we de ankerlengte op 20,00 m.

De ankerkracht grijpt aan op N.A.P.

We bepalen de actieve en passieve gronddruk tot op het peil 5,00⁻.

Actieve kant

Peil

3,35 ⁺ :	$0,33 \times 4,00$	1,32 t/m ²
0,15 ⁻ :	$0,33 \times "4,00 + (3,50 \times 1,80)"$	3,40
5,00 ⁻ :	$0,33 \times "4,00 + (3,50 \times 1,80) + (4,85 \times 1,00)"$	5,00

Passieve kant

Peil

3,35 ⁺ :		0,00 t/m ²
0,15 ⁻ :	$3,00 \times 3,50 \times 1,80$	18,90
5,00 ⁻ :	$3,00 \times "(3,50 \times 1,80) + (4,85 \times 1,00)"$	33,45

De waterdrukken vallen tegen elkaar weg.

Deze drukken zijn op de tekening in beeld gebracht.

Nemen we de ankerwand van $2,00^-$ tot $2,00^+$, dan volgt:

$$E_a = 3,50(1,32+3,40)/2 + 1,85(3,40+4,01)/2 = 15,11 \text{ t}$$

$$E_p = 3,50(18,90)/2 + 1,85(18,90+24,45)/2 = 73,17 \text{ t}$$

De veiligheid bedraagt nu: $73,17/(15,11+24,20) = 1,86$.
Dit is meer dan vereist is, nl. 1,50.

DIEPE GLIJDVLAK

Dit loopt van $9,60^-$ (t.p.v. max. inklemmingsmoment) bij de damwand naar de onderkant van de ankerwand.

Vanaf $3,35^+$ tot $9,60^-$ wordt door de damwand geleverd een x)

$$E_a = 3,50(1,12+2,88)/2 + (9,60-0,15)(2,88+5,53)/2 = 46,73 \text{ t}$$

Het gewicht van het grondlichaam boven het glijdvlak AB (gedeeltelijk onder water) bedraagt:

$$3,50 \times 20,00 \times 1,80 + (2,00-0,15) \times 20,00 \times (2,00-1,00) + \\ + (9,60-2,00) \times 20,00 \times (2,00-1,00)/2 = 239,00 \text{ t}$$

De E_a van de ankerwand = 15,11 t.

Deze krachten zetten we uit in een veelhoek, met Q onder 60° op AB. De ankerkracht die dan nog kan optreden (en de veelhoek sluit) moet dan minstens 1,50 maal de optredende ankerkracht zijn.

Het blijkt, dat een ankerkracht mogelijk is van 72,00 t.

De veiligheid is dan: $72,00/24,20 = 2,98$; hetgeen voldoende is.

x) Hierin niet opgenomen de waterdruk. Deze komt nl. in de ankerkracht tevoorschijn.

BESCHOUWING VAN HET EVENWICHT ALS GEHEEL

We beschouwen het evenwicht van het lichaam $A'-B-C-D$.

De glijdvlakken lopen door de kleilaag heen.

Het is zeer veilig om de kracht Q_p , die op het passieve glijdvlak van de damwand werkt, aan te laten grijpen onder een hoek van 20° met de normaal op dat vlak. We doen dit wel.

De bijdrage van de cohesie verwaarlozen we niet t.p.v.

die gedeelten waar het glijdvlak door de kleilaag loopt. ($c = 2,00$)

Boven het lichaam zetten we een terreinbelasting van $4,00 \text{ t/m}^2$.

We bepalen, dat de richting van het passieve glijdvlak de zelfde is als die van het vlak behorend bij een diepte van $20,00$. Dit is dan onder een hoek van $78,50^\circ$ met de damwand.

Op $20,00$ is dat het vlak, dat loopt van $20,00$ naar punt 8 voor de voet van het talud.

De verticale krachten, die de damwand op het lichaam boven C-D uitoefent rekenen we niet mee. Deze hebben een gunstige invloed op de richting van Q_a op B-C en beschouwen we als een reserve.

Lichaam boven $A'-B$

Gewicht:	$3,50 \times 3,00 \times 1,80 / 2 +$	
	$+ 1,85 \times (1,85 / 5,35) \times 3,10 \times 1,00 / 2 =$	10,76 t
Terreinbel:	$3,10 \times 4,00 =$	12,40 t
Totaal $V_{A'-B}$	$=$	23,16 t
E_a	$=$	15,11 t

Hieruit is Q_a te bepalen, zo als die werkt op $A'-B$.

Lichaam boven B-C

Gewicht:	$3,50 \times 20,00 \times 1,80 +$	
	$+ 1,85 \times 20,00 \times 1,00 +$	
	$+ (21,00 - 0,15) \times 20,00 \times 1,00 / 2 =$	371,50 t
Terreinbel:	$20,00 \times 4,00 =$	80,00 t
Totaal V_{B-C}	$=$	451,50 t

Dit zetten we uit onder $V_{A'-B}$.

Lichaam boven C-D

$$\begin{aligned} \text{Gewicht:} \quad & 25,50 \times 8,50 \times 1,00 / 2 + \\ & + 39,00 \times 8,00 \times 1,00 / 2 = V_{C-D} = 264,38 \text{ t} \end{aligned}$$

E_p werkt, zoals op de vorige blz. gesteld, horizontaal.

Q_p werkt onder een hoek van 20° met de normaal op het glijdvlak, en zetten we uit onder V_{C-D} .

We vinden nu het snijpunt met E_p en zetten van daar uit de cohesiekracht $C_1 = 20,00 \times 2,00 = 40,00 \text{ t}$.

Van hier uit nog eens de cohesiekracht $C_2 = 5,75 \times 2,00 = 11,50 \text{ t}$.

Ten slotte van hier uit terug naar Q_a van de ankerwand.

Gevonden wordt dan, dat Q_a van de damwand werkt onder een hoek van 20° met de normaal op dat vlak. Die is kleiner dan ϕ_{zand} en gelijk aan ϕ_{klei} ; zodat ook het evenwicht van het geheel verzekerd is.

Damwand

We hebben voorlopig aangenomen: profiel II van Hoesch; St 45.

$$\sigma_{\text{optr.}} = M/W = 17 \times 10^5 / 1100 = 1545 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\sigma_{\text{toel.}} = 1600 \text{ kgf/cm}^2. \text{ Reserve: } 55 \text{ kgf/cm}^2.$$

De negatieve kleeft op de damwand bedraagt t.p.v. N.A.P:

$$0,40(3,35)(1,12+2,80)/2 = 2,63 \text{ t.}$$

$$\text{De extra drukspanning is: } 2,63 \times 10^3 / 155,43 = 16,92 \text{ kgf/cm}^2.$$

De totale spanning blijft dus beneden de 1600 kgf/cm^2 .

De neg. kleeft bedraagt t.p.v. max. veldmoment (op 3,54):

$$0,40(3,50)(1,12+4,38)/2 = 3,85 \text{ t.}$$

$$\begin{aligned} \text{De optredende spanning is: } M/W + 3,85 \times 10^3 / 155,43 = \\ = 15 \times 10^5 / 1100 + 24,77 = 1388 \text{ kgf/cm}^2. \end{aligned}$$

Ook hier de totale spanning onder de 1600 kgf/cm^2 .

De neg. kleeft t.p.v. max. inklemmingsmoment (op 9,60) is:

$$\begin{aligned} &0,40 \times 46,73 \text{ (zie blz.)} + \\ &+ 0,40(9,60-4,50)^2 \times 18,60 / 2(13,00-4,50) = \\ &= 18,69 + 11,38 = 30,07 \text{ t} \end{aligned}$$

Max. moment bedraagt hier: $10,00 \text{ tm.}$

$$\sigma_{\text{optr.}} = 10 \times 10^5 / 1100 + 30,07 \times 10^3 / 155,43 = 1103 \text{ kgf/cm}^2.$$

We zien, dat nergens de totale spanning de toelaatbare spanning overschrijdt.

Damwand: profiel II van Hoesch, St 45

Gording van de damwand (St 37)

De gording wordt belast door ankerkrachten van 24,00 t/m in de vorm van puntlasten om de 2,55 m (zie blz. 59).

Het max. moment bedraagt $0,10 \cdot q \cdot l^2$; met $l = 2,55$ m en $q = 24,20$ t/m
 $M_{\max.} = 0,10 \times 24,20 \times (2,55)^2 = 15,74$ tm.

Volgens 8.4.2.3. laten we, i.v.m. het opvangen van scheepsstoten en de extra spanningen t.g.v. het uitrichten van de damwand, slechts een spanning toe van 75% van $\sigma_{\text{toel.}}$ =
 $= 0,75 \times 1400 = 1050$ kgf/cm². ($\sigma_{\text{toel.}} = 1400$ kgf/cm²; 8.2.3.1.)

Het vereiste weerstandsmoment bedraagt dan:
 $15,74 \times 10^5 / 1050 = 1499$ cm³.

We nemen daartoe 2 380 met $W = 2 \times 826 = 1652$ cm³. St 37.

Ankerstaaf (St 52)

De ankerkracht bedraagt $2,55 \times 24,20 = 61,71$ t.

Deze moet nog vermenigvuldigd worden met de factor 1,50.

Dus de ankerstaaf wordt berekend op een trekkracht van
 $1,50 \times 61,71 = 92,57$ t.

$\sigma_{\text{toel.}}$ buiten draadgebied = 2100 kgf/cm².

Zo volgt een dsn, van 75 mm. $\phi = 75$ mm.

$\sigma_{\text{toel.}}$ in draadgebied = 1500 kgf/cm².

Zo volgt een dsn. van 100 mm. $\phi = 100$ mm.

Dus t.p.v. wartels wordt de draad 12,50 mm opgestuikt.

Ankerwand (St 37)

Het moment t.p.v. het anker bedraagt: $\frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2$ met

q = ankerkracht/hoogte ankerwand = $1,50 \times 24,20 / 4,00 = 9,08$ t/m en

l = halve hoogte ankerwand = 2,00 m.

$M = \frac{1}{2} \cdot 9,08 \times 2,00^2 = 18,16$ tm/m.

De vereiste W bedraagt: $18,16 \times 10^5 / 1400 = 1297$ cm³/m.

We nemen profiel III met een W van 1600 cm³/m en zetten de ankerschotten door over een afstand van

$2,55 \times 1297 / 1600 = 2,07$ m. Dit is ongeveer 2,50 "Doppelbohle", zodat dit uit constructieve overwegingen niet mogelijk is.

We nemen dus een doorgaande wand, bestaande uit "Doppelbohlen", profiel III, Hoesch, St 37.

Gording van de ankerwand (St 45)

$M_{\max.} = 0,10 \cdot q \cdot l^2 = 0,10 \times 1,50 \times 24,20 \times (2,55)^2 = 23,60$ tm.

I.v.m. het uitrichten van de ankerwand treden weer extra spanningen op, zodat we niet meer toelaten dan $0,75 \times \sigma_{\text{toel.}} = 0,75 \times 1600 = 1200$ kgf/cm².

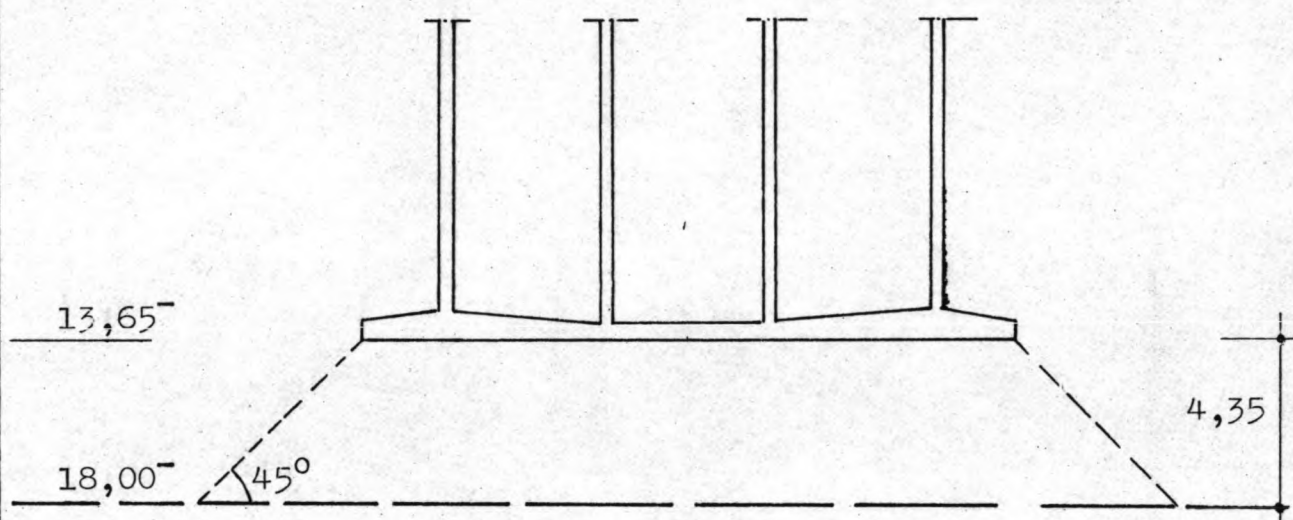
De vereiste W bedraagt: $23,60 \times 10^5 / 1200 = 1967$ cm³.

We nemen 2 [400 met W van $2 \times 1020 = 2040$ cm³.

TERREINZETTINGEN

ONDER HET CAISSON

Uit boorstaat 90D/91 (zie overzicht boorstaten achterin alsmede blz. 68, sector II) blijkt nog, als extreem geval, klei voor te komen op 17,40". We passen daarom grondverbetering toe en wel tot en met 18,00". onderkant vloer op 13,65".



De zetting wordt berekend met de formule $Z = (1/C) \int \ln(p_2/p_1) dz$. Deze integraal wordt bepaald met de methode Schmidt.

Het oppervlak tussen de kromme en de rechte stelt dan de integraal voor. Delen we deze door C, zo krijgen we de zetting. De waarde van C varieert voor zand van 100 tot 400, afhankelijk of het vulmateriaal is of al aan een belasting onderhevig is geweest. Voor dit geval geldt dan uiteraard: $C = 100$.

(Deze waarden hebben betrekking op de natuurlijke logaritme en zijn afkomstig van Grondmechanica Rotterdam).

De grootste korreldruk treedt op bij belastinggeval I en is dan: $45,00 \text{ t/m}^2$. Dit houden we aan i.p.v. de gemiddelde waarde van $22,00 \text{ t/m}^2$. De werkelijke zetting is minder dan de berekende. Dit is echter niet onveilig.

Uit het caisson komt in totaal:	45,00 t/m ²
kraanbel. .	2,36 ,,
terreinbel.	6,00 ,,
<u>totaal:</u>	<u>53,36 t/m²</u>

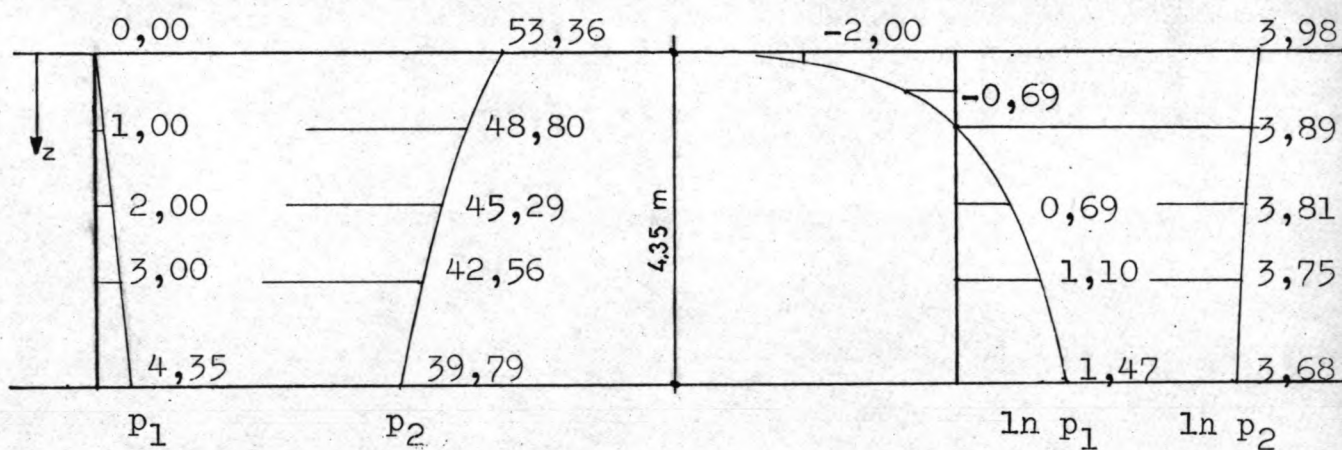
Deze belasting (Δp) spreidt zich echter onder 45° .

$$\begin{aligned}\text{Op een diepte } z \text{ geldt: } \Delta p &= 53,36 \times 17,20 / (17,20 + 2z) \\ &= 917,79 / (17,20 + 2z).\end{aligned}$$

$$p_1 = (\gamma_n - \gamma_w)z = (2,00 - 1,00)z = z \quad \text{t/m}^2$$

$$p_2 = p_1 + \Delta p = z + 917,79 / (17,20 + 2z) \quad ,,$$

Onderstaand zetten we links p_1 en p_2 uit in t/m² en rechts de respectievelijke natuurlijke logaritmes, zo dat we het eerder genoemde oppervlak kunnen bepalen.



Het oppervlak = 14,53.

De zetting $14,53/100 = 0,145$ m = 0,15 cm.

Onder het caisson werd een grindbed aangebracht van 0,15 m, zodat na het afzinken de bovenkant op $3,35^+ + 0,15 = 3,50^+$ staat en na de zetting op $3,50^+ - 0,15$ op $3,35^+$ staat.

Uitgangspeil is: $3,35^+$. Dit is in overeenstemming.

We gaan hierna de zettingen van het terrein beschouwen.

ZETTING VAN HET TERREIN ZELF

De bovenste 1,50 m van de havenbodem baggeren we weg, omdat dit vnl. uit slib en dergelijke materie bestaat.

Daaronder houden we nog vnl. klei met wat veen en zandlensjes over.

Er zijn boorgegevens bekend van drie gebieden.

- bij pier 6: 102B/3, 43, 46, 48, 134, 135, 137.
- bij pier 5: 90D/89 t/m 92 en 90C/22
- landzijde van het te dempen gedeelte: 102A/2 en 3.

Zie voor de boorstaten en de plaatsen van de boringen: achterin.

We verdelen het hele gebied in drie sectoren, I, II en III, vanwege een min of meer gelijkmatig hoogteligging van de bodem in die sectoren. Zie voor de hoogteligging de peilkaart achterin.

- I

Hoogteligging: 11,50⁻. Dit wordt na baggeren; 13,00⁻.

Er volgt nu uit de boorgegevens 102B/3: 2,00 m klei (en wat veen)

102B/46: 2,10 m klei

102B/48: 3,65 m klei

De rest uit deze serie is niet interessant.

- II

Hoogteligging: 12,50⁻. Dit wordt na baggeren: 14,00⁻.

Er volgt nu uit de boorgegevens 90C/22: 1,50 m klei

90D/91: 3,40 m klei

- III

Hoogteligging: Zeer variabel.

Wanneer we hier tot 11,50⁻ baggeren houden we nog over:

uit 90C/22: 4,00 m klei

102A/2 : 5,15 m klei

102A/3 : 6,00 m klei

We zijn in dit geval door het veen heen, wat de grootste zettingen zou opleveren.

We zouden zelfs deze kleilagen kunnen wegbaggeren. Dit is echter een bijzonder dure oplossing. We kiezen daarom voor het aanbrengen van een overhoogte, die we geruime tijd laten staan, zò dat het terrein, wanneer het daarna in gebruik genomen wordt, niet al te veel last meer heeft van zettingen.

Nemen we als uitgangspunt aan:

- I

Baggeren tot 13.00⁻. Daaronder 3,00 m klei

-II

Baggeren tot 14,00⁻. Daaronder 3,00 m klei

- III

Baggeren tot 11,50⁻. Daaronder 6,00 m klei

Het volgende moet nog gesteld worden.

De Waalhaven is indertijd gebaggerd. Dit betekent, dat de kleilagen een voorbelasting hebben gehad. De belasting die nu op de kleilagen komt te staan splitsen we op in een gedeelte kleiner dan de voorbelasting en een gedeelte groter dan de voorbelasting. De zetting bepalen we weer met de al eerder genoemde methode Schmidt.

De formule luidt: $Z = \left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \right) \log(t/t_0) \int \ln(p_2/p_1) dz.$ ^{x)}

Voor klei geldt: $C_p = 25$ (onder de voorbelasting)

$$C_s = 75$$

$$C_p = 15$$

$$C_s = 45 \quad (\text{boven de voorbelasting})$$

Ook deze gegevens zijn afkomstig van Grondmechanica Rotterdam en hebben betrekking op de natuurlijke logaritme.

De oppervlakken links en rechts van de lijn, die voorstelt de nat. logaritme van de voorbelasting, delen we dan door de betreffende C-waarden en we vinden de zetting.

We bekijken de zetting na 1 jaar en na 10 jaar.

x) $t_0 = 1$ dag

- I

Volumegewicht klei (verzadigd) = 2,00 t/m³
 Volumegewicht veen (verzadigd) = 1,10 ,,

- Bepaling van de voorbelasting.

Genomen wordt uiteraard een boorstaat die enerzijds vaker voorkomt in het terrein en daardoor als representatief beschouwd mag worden en anderzijds een niet al te grote voorbelasting oplevert, zodat we later niet voor grotere zettingen komen te staan dan waarop we volgens de berekening kunnen rekenen. Als boorstaat nemen we 102B/46.

De voorbelasting tot 13,00⁻ is:

0,45x1,50 =	0,68 t/m ²
3,60x2,00 =	7,20
3,90x1,20 =	4,68
2,00x2,00 =	4,00
0,50x1,50 =	0,75
1,90x2,00 =	3,80

=====totaal: p_v' = 21,11 t/m²=====

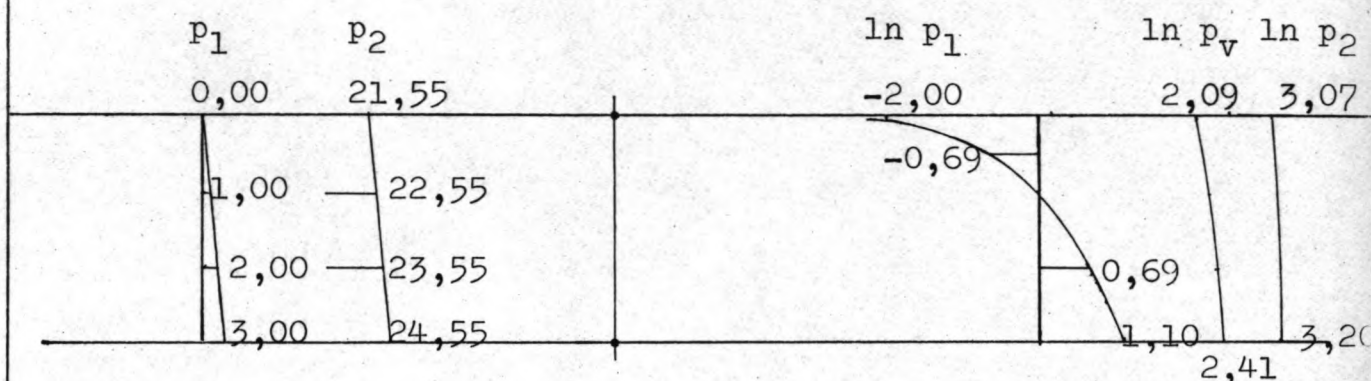
Nemen we aan, dat het water gemiddeld op N.A.P. heeft gestaan, zo resulteert een voorbelasting p_v op de korrels van 21,11-13,00 = 8,11 t/m² op 13,00⁻.

p ₁ = (γ _n - γ _w)z = (2,00-1,00)z =	z	t/m ²
p ₂ = z + (13,00-0,65)(2,00-1,00) + (0,65+3,35)1,80 +		
+ 2,00 (terreinbelasting) ^x =	z+21,55	,,
p _v =	=	z+ 8,11 ,,

x) De terreinbelasting reduceren we, omdat we mogen aannemen, dat deze hoge belasting plaatselijk optreedt en er dus sprake is van een redelijke spreiding in de ondergrond. Ook het tijdelijke karakter van deze hoge belastingen speelt hierbij een rol.

$$\text{Na 1 jaar : } \log(t/t_0) = \log(365/1) = 2,56$$

$$\text{Na 10 jaar: } \log(t/t_0) = \log(3650/1) = 3,56$$



Het oppervlak links = 6,35

Het oppervlak rechts = 2,66

$$\begin{aligned} \text{Na 1 jaar: } Z &= \left(\frac{1}{25} + \frac{1}{75} \right) 2,56 \times 6,35 + \\ &+ \left(\frac{1}{15} + \frac{1}{45} \right) 2,56 \times 2,66 = 0,47 + 0,33 = 0,80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Na 10 jaar: } Z &= \left(\frac{1}{25} + \frac{1}{75} \right) 3,56 \times 6,35 + \\ &+ \left(\frac{1}{15} + \frac{1}{45} \right) 3,56 \times 2,66 = 0,55 + 0,39 = 0,94 \text{ m} \end{aligned}$$

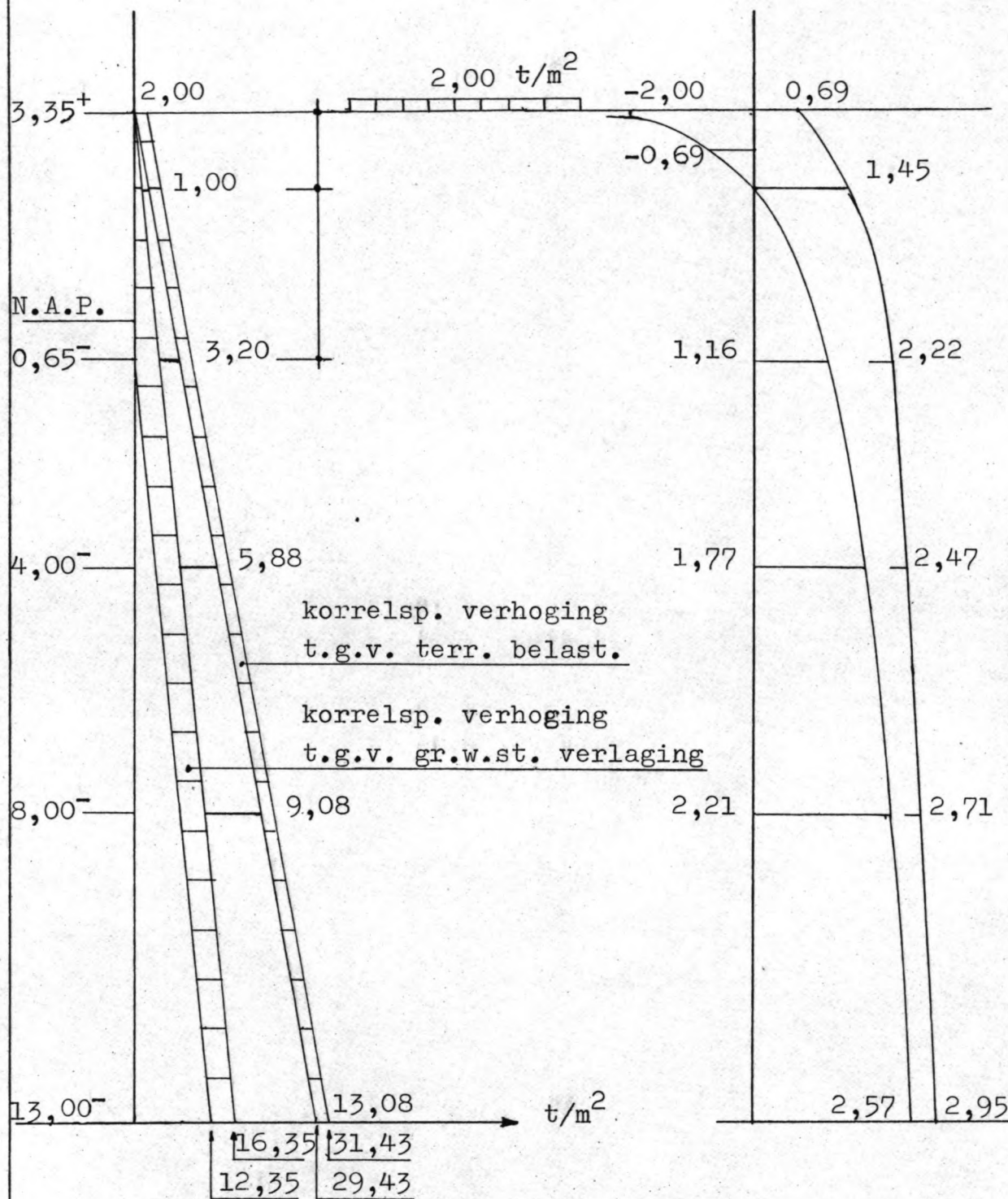
Alvorens de overhoogte te gaan bepalen berekenen we eerst de zetting van het zand boven deze kleilaag.

Vanwege de spreiding nemen we weer een terreinbelasting van $2,00 \text{ t/m}^2$. De grondwaterstand zakt na het opspuiten van $3,35^+$ tot $0,65^-$ als extreem bij G.L.W.

Volumegewicht van opgespoten zand = $1,80 \text{ t/m}^3$. (nat)

De zetting wordt weer bepaald met de methode Schmidt.

$$Z = \frac{1}{C} \int_0^{\Delta z} \ln(p_2/p_1) dz.$$



Het oppervlak tussen beide krommen = $13,40$.

Met een C-waarde van 100 (opgespoten zand) levert dit een zetting op van $0,134 \text{ m} = 0,14 \text{ cm}$.

De totale zakking bedraagt:

$$1 \text{ jaar: } 0,80 + 0,14 = 0,94 \text{ m}$$

$$10 \text{ jaar: } 0,94 + 0,14 = 1,08 \text{ m}$$

We zien, dat de grootste zakking al na 1 jaar zich voordoet.

De overhoogte bepalen we op : 1,10 m

De extra belasting is dan $1,10 \times 1,80 = 1,98 \text{ t/m}^2$.

$$p_2 \text{ wordt op } 13,00^- : 21,55 + 1,98 = 23,53 \text{ t/m}^2 \text{ en } \ln p_2 = 3,16$$

$$,, \quad ,, \text{ op } 16,00^- : 24,55 + 1,98 = 26,53 \quad ,, \text{ en } \ln p_2 = 3,28$$

$$\text{Het oppervlak rechts wordt: } 2,66 + "(3,16 - 3,07 + 3,28 - 3,20)/2"(3,00) = 2,92$$

De totale zakking bedraagt: ^{x)}

$$\text{Na } 1 \text{ jaar : } Z = 0,47 + 0,33(2,92/2,66) + 0,14 = 0,47 + 0,36 + 0,14 = 0,97$$

$$\text{Na } 10 \text{ jaar : } Z = 0,55 + 0,39(2,92/2,66) + 0,14 = 0,55 + 0,42 + 0,14 = 1,11$$

Het peil is:

$$\text{Na } 1 \text{ jaar: } 3,35 + 1,10 - 0,97 = 3,48^+ \quad \text{Dit is redelijk.}$$

$$\text{Na } 10 \text{ jaar: } 3,35 + 1,10 - 1,11 = 3,34^+.$$

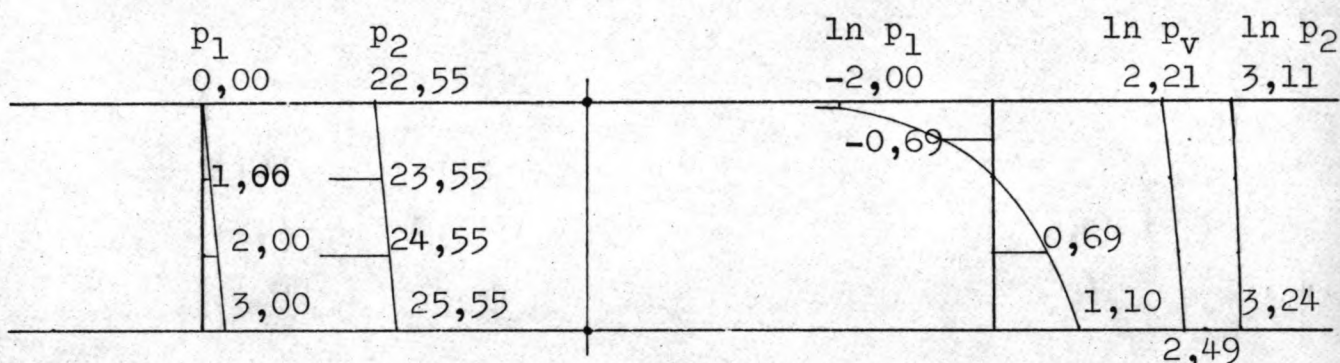
x) We stellen, dat de zakking in het zand hierdoor niet wordt vergroot.

Dit ligt in de orde van enkele cm.

- II

Hier wordt gebaggerd tot 14,00. $p_v' = 21,11 + 2,00 = 23,11 \text{ t/m}^2$

$p_1 =$	$=$	z	t/m^2
$p_2 = z + 21,55 + 1,00(2,00 - 1,00) =$		$z + 22,55$	,,
$p_v = z + 23,11 - 14,00$	$=$	$z + 9,11$	,,



Het oppervlak links = 6,65.

Het oppervlak rechts = 2,48.

$$\text{Na 1 jaar : } Z = 0,47(6,65/6,35) + 0,33(2,48/2,66) = 0,49 + 0,31 = 0,80 \text{ m.}$$

$$\text{Na 10 jaar : } Z = 0,55(6,65/6,35) + 0,39(2,48/2,66) = 0,58 + 0,36 = 0,94 \text{ m.}$$

Dit zijn de zelfde resultaten als in geval I.

We brengen ook hier een overhoogte aan van: 1,10 m.

Het peil is

Na 1 jaar: 3,48⁺.

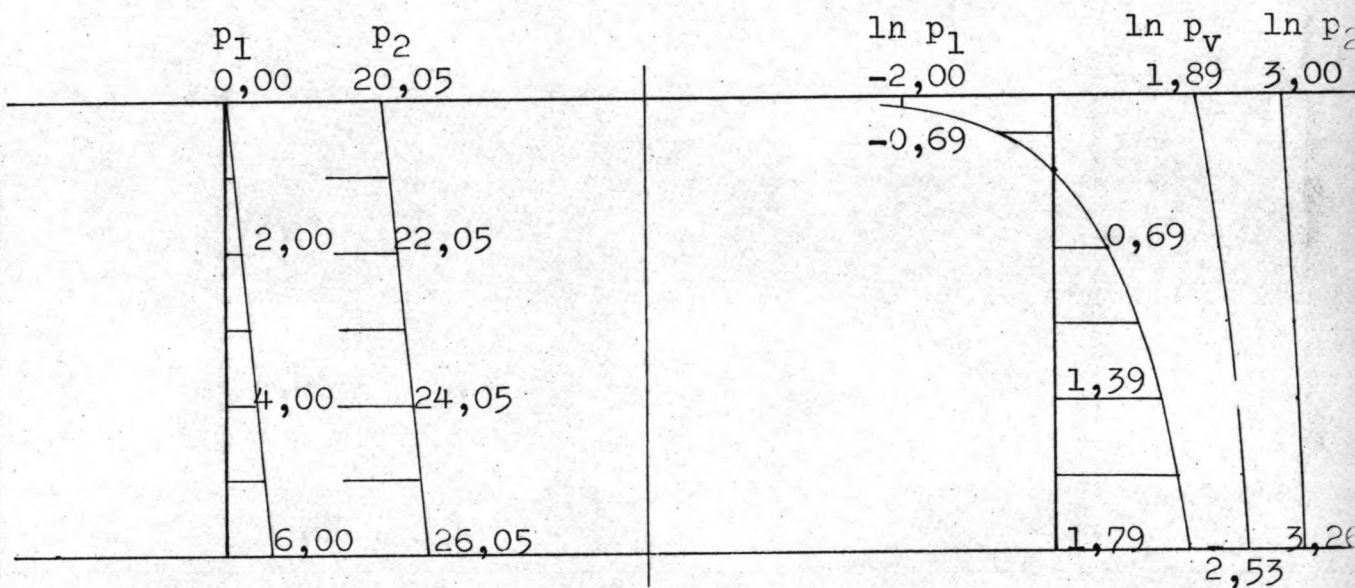
Na 10 jaar: 3,34⁺.

- III

Hier wordt gebaggerd tot 11,50⁻.

$$p_v' = 21,11 - 1,50(2,00) = 18,11 \text{ t/m}^2.$$

			z	t/m^2
p_1	=	=		
p_2	= $z + 21,55 - 1,50(2,00 - 1,00)$	=	$z + 20,05$	,,
p_v	= $z + 18,11 - 11,50$	=	$z + 6,61$	,,



Het oppervlak links = 8,50

Het oppervlak rechts = 5,52

$$\text{Na 1 jaar : } Z = 0,47(8,50/6,35) + 0,33(5,52/2,66) = 0,63 + 0,68 + 0,14 = 1,45 \text{ m}$$

$$\text{Na 10 jaar : } Z = 0,55(8,50/6,35) + 0,39(5,52/2,66) = 0,74 + 0,81 + 0,14 = 1,69 \text{ m}$$

De overhoogte bepalen we op 1,60 m

De extra belasting is dan : $1,60 \times 1,80 = 2,88 \text{ t/m}^2$.

p_2 wordt op 11,50⁻: $20,05 + 2,88 = 22,93 \text{ t/m}^2$ en $\ln p_2 = 3,13$

p_2 ,, ,, 17,50⁻: $26,05 + 2,88 = 28,93$,, en $\ln p_2 = 3,36$

Het oppervlak rechts wordt:

$$5,52 + "(3,13 - 3,00 + 3,36 - 3,26)/2"(6,00) = 5,52 + 0,69 = 6,21$$

De totale zakking bedraagt:

Na 1 jaar: $0,63 + 0,68(6,21/5,52) = 0,63 + 0,77 + 0,14 = 1,54 \text{ m.}$

Na 10 jaar: $0,74 + 0,81(6,21/5,52) = 0,74 + 0,91 + 0,14 = 1,79 \text{ m.}$

Het peil is :

Na 1 jaar : $3,35 + 1,60 - 1,54 = 3,41^+$

Na 10 jaar : $3,35 + 1,60 - 1,79 = 3,16^+$

Overzicht:

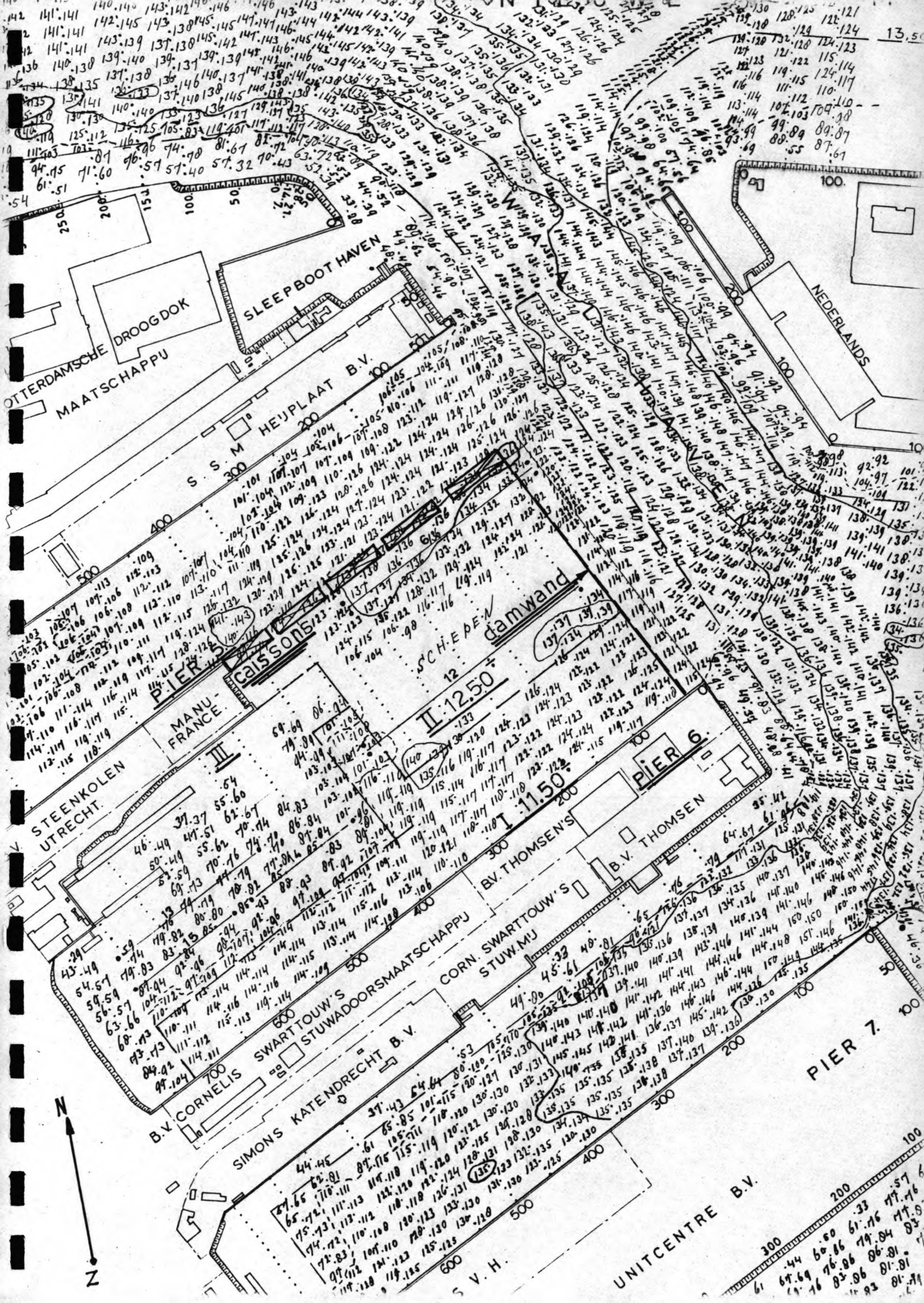
Sector	Baggeren tot	Zand tot	Peil na 1 jaar	Peil na 10 jr.
I	13,00 ⁻	4,45 ⁺	3,48 ⁺	3,34 ⁺
II	14,00 ⁻	4,45 ⁺	3,48 ⁺	3,34 ⁺
III	11,50 ⁻	4,95 ⁺	3,41 ⁺	3,16 ⁺

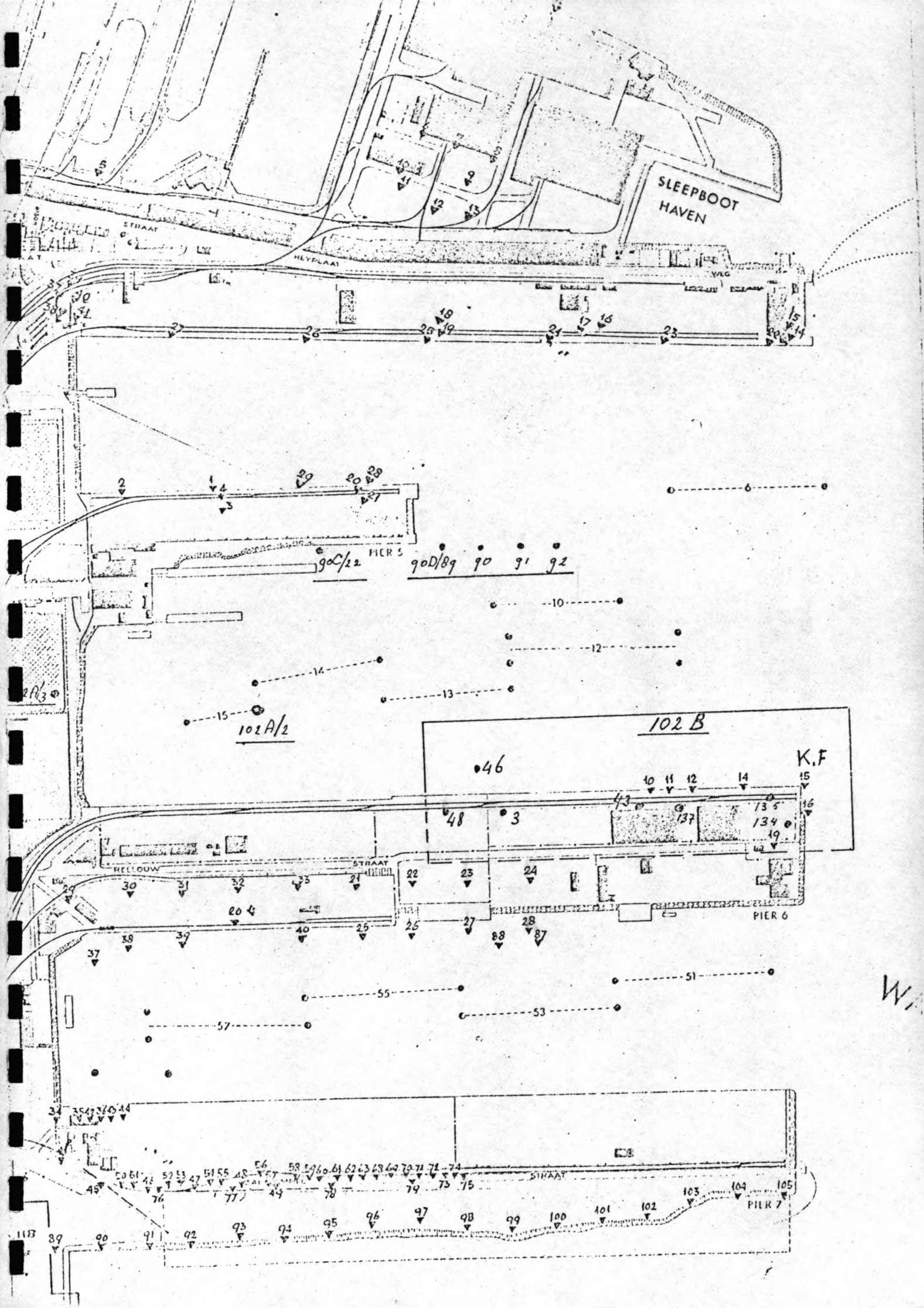
We zouden kunnen overwegen de consolidatie te versnellen m.b.v. zandpalen. Een economische afstand van deze zandpalen is : 3,00 à 4,00 m. Dit is, gezien de laagdiktes waar we hier mee te maken hebben, een te dure oplossing.

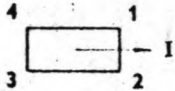
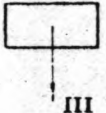
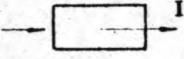
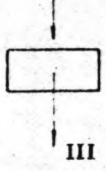
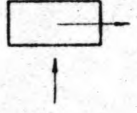
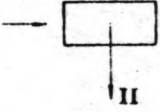
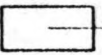
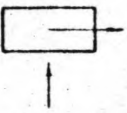
Het terrein zal af en toe opgehaald moeten worden.

De loodsen echter dienen, zoals gebruikelijk in Rotterdam, onderheid te worden. Deze palen dienen dan door de kleilaag heen te gaan.

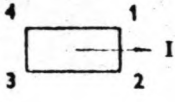
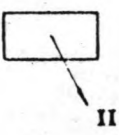
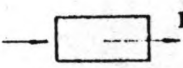
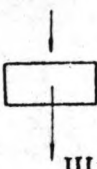
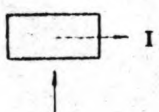
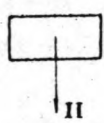
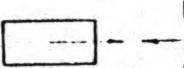
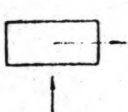
BIJLAGEN





Seaport		Overzicht Pootdrukken				28 ton x 36 m	
		1	2	3	4	Totaal	
 In bedrijf Zonder wind		150.199	150.638	46.647.	46.199	393.675	
	 "	112.434	165.398	84.403	31.440	393.675	
	 "	56.238	140.463	140.599	56.375	393.675	
 In bedrijf met wind achter		156.634	157.082	40.203	39.755	393.675	
 "		114.184	173.569	82.653	23.269	393.675	
 "		51.209	145.492.	145.628	51.346	393.675	
 In bedrijf met wind opzij		156.749	144.079	40.688	52.758	393.675	
 "		64.583	148.808	132.254	48.030	393.675	
 Buiten bedrijf Storm voor							
 Buiten bedrijf Storm opzij							
Order	Blad	Aantal bladen				Reg.	
001-097	34.	stabiel. bar.				No. 800303	

X

	1	2	3	4	Totaal
 In bedrijf Zonder wind	149.197	149.645	51.140	50.693	400.675
 "	113.430	163.626	86.908	46.711	400.675
 "	60.195	140.005	140.142	60.332	400.675
 In bedrijf met wind achter	156.758	157.206	43.579	43.131	400.675
 "	115.487	173.230	84.851	37.107	400.675
 "	54.267	145.933	146.070	54.404	400.675
 In bedrijf met wind opzij	156.103	142.739	44.234	57.598	400.675
 "	68.972	148.782	131.365	51.555	400.675
 Buiten bedrijf Storm voor					
 Buiten bedrijf Storm opzij					

Order

Blad

Aantal bladen

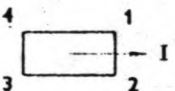
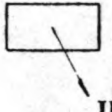
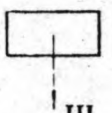
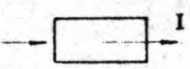
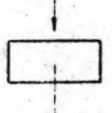
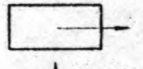
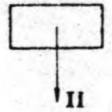
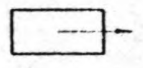
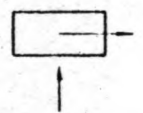
Reg.

001-097

35

Stabil. ber.

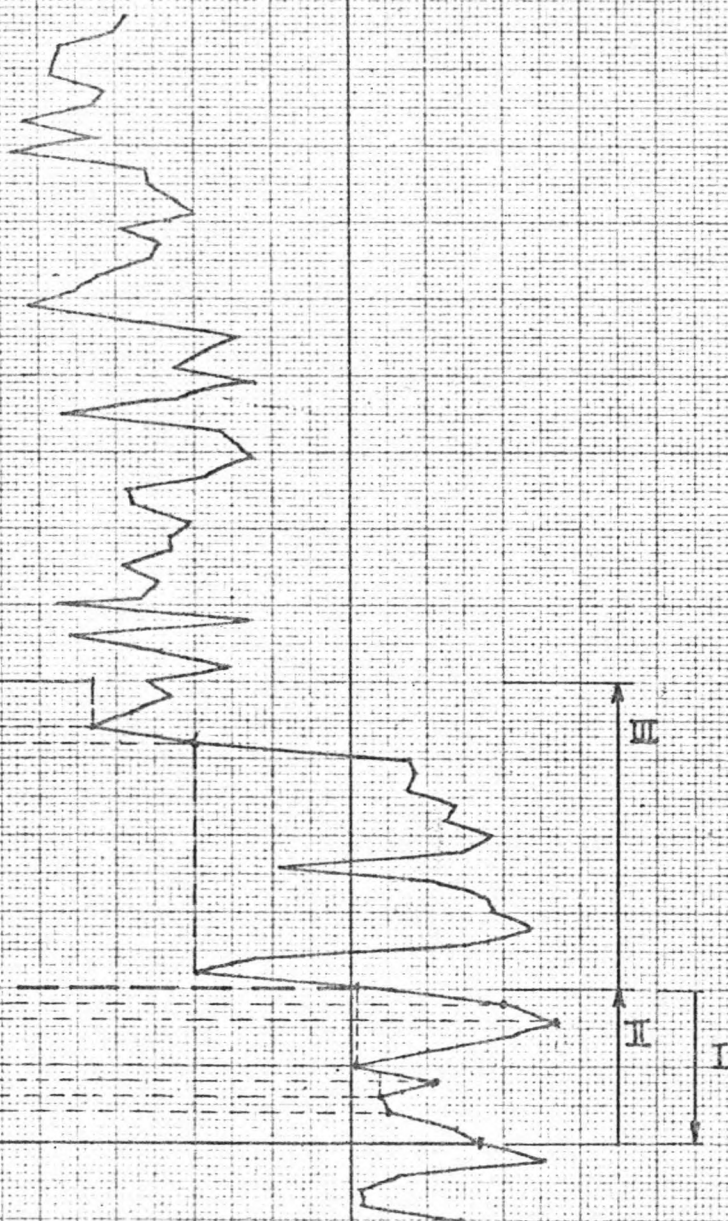
No. 800303

Seaport		Overzicht Pootdrukken			35 ton x 9m.	
		1	2	3	4	Totaal
	In bedrijf Zonder wind	108.403	108.041	95.844	95.396	400.675
	"	102.244	111.383	98.094	88.954	400.675
	"	92.944	107.256	107.393	93.081	400.675
	"	117.558	118.006	82.779	82.331	400.675
	In bedrijf met wind achter	104.714	122.957	95.624	77.420	400.675
	"	85.807	114.303	114.530	82.644	400.675
	"	116.060	101.374	84.277	98.963	400.675
	"	102.542	116.854	97.795	83.483	400.675
	In bedrijf met wind opzij	54.578	55.026	128.259	127.811	365.675
	"	106.472	57.000	76.365	125.837	365.675
	"					
	Buiten bedrijf Storm voor					
	Buiten bedrijf Storm opzij					
Order	Blad	Aantal bladen			Reg. No. 000303	
001-097	36.	Stabiel. bet.				

D.D.: 28-Jul-1954

K.F. 15

BODEM 5.37:



CONUSWEERSTAND

天
下
一
心

	KLEI.
	KLEI WEINIG VEEN.
	KLEI MATIG VEEN.
	KLEI EN VEEN.
	KLEI WEINIG ZAND.
	KLEI MATIG ZAND.
	KLEI VEEL ZAND.
	LEEM.
	LEEM WEINIG ZAND.
	LEEM MATIG ZAND.
	LEEM VEEL ZAND.
	VEEN.
	VEEN WEINIG KLEI.
	VEEN MATIG KLEI.
	VEEN EN KLEI.
	FUN ZAND.
	MATIG GROF ZAND.
	GROF ZAND.
T.A.	TEELAARDE.
H.	HOUT.
GR.	GRIND.
P.	PUIN.
SCH.	SCHELPEN.
O.Z.	OPGEBRACHT ZAND.
O.G.	OPGEBRACHTE GROND.
K.A.	KOOLAS.

WEINIG | MATIG | VEEL

			KLEISTUKJES.
			LEEMSTUKJES.
			VEENSTUKJES.
			HOUT.
			CONCRETIE.
			STENEN.
			FUN GRIND.
			MATIG GROF GRIND.
			GROF GRIND.
			SCHELPEN.
			SCHELPENGRUIS.
W.SL.	M.SL.	S.SL.	SLIBHOUDEND.

GEMEENTEWERKEN - ROTTERDAM.

5^E AFD: SPECIALE WERKEN
- GRONDMECHANICA.

TEKENS VOOR NADERE
AANDUIDING VAN BOOR-
PROFIELEN.

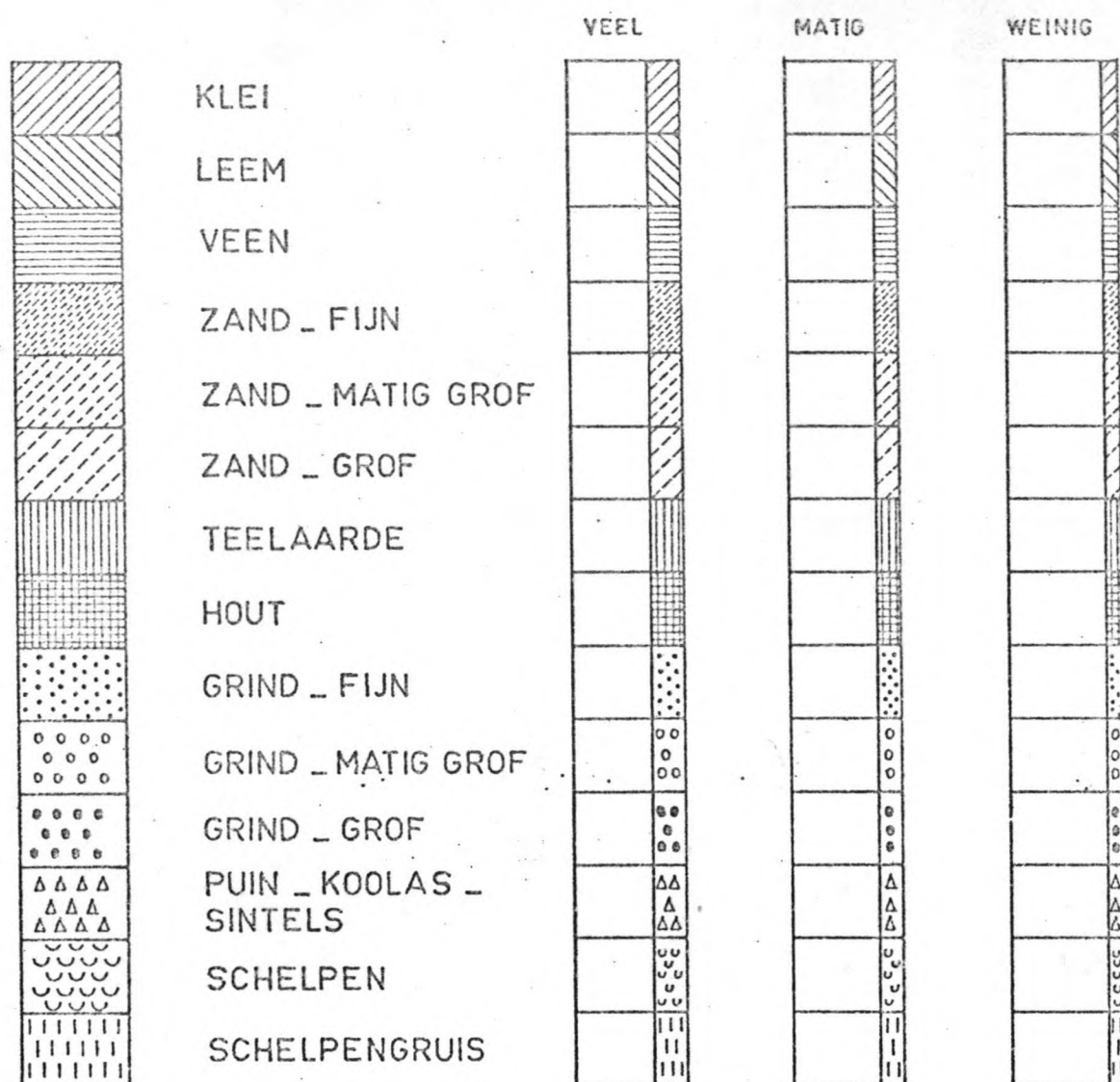
1951

GET. R.A.N.B.

30.62.

HOOFDBESTANDDEEL

BIJBESTANDDEEL



BIJMENGSELS	VEEL	MATIG	WEINIG
SLIB	S.SL.	M.SL.	W.SL.
LAAGJES OF STUKJES KLEI			
LAAGJES OF STUKJES LEEM			
LAAGJES OF STUKJES VEEN			
CONCRETIE EN STENEN			

AANDUIDING VAN GRONDSOORTEN

INGAANDE 1 JUNI 1956

VOOR VROEGERE AANDUIDING ZIE TEK. 3D-62

GEMEENTEWERKEN ROTTERDAM
AFD 2
GRONDMECHANICA

GETEKEND

5-1-1971

INGENIEUR

GEWIJZIGD

SCHAAL

TEKENING NR.

3D-62A

102.B/1

1906

102.B/2

1906

102.B/3

1906

102.B/4

1910

102.B/5

1910

N.A.P.

3.70+

0.65
1.15
1.553.00
3.50
4.00
4.50
5.00
5.656.65
7.109.50
10.05
10.6011.50
12.40
12.95
13.40

17.00

18.50

3.40+

0.65
1.15
1.652.15
2.65
3.15
3.60
4.10
4.65

5.65

6.15
7.15
7.60
8.109.00
9.60
10.1011.05
11.50
12.0512.60
13.00
13.50

17.00

4.00+

I

0.65
1.15
1.602.15
3.10
3.60
4.10
4.60
5.156.10
6.557.60
8.05
8.60
9.0510.60
11.10
11.5012.50
13.00
13.4514.00
14.55
15.00

17.00

0.55
1.10
1.65
2.15
2.60
3.15
3.70

6.15

7.10
7.6010.10
10.65
11.10
11.6013.60
14.15
14.6015.10
15.65
16.10

18.60

0.45
1.10
1.65
2.15
2.65
3.15

6.15

9.55

10.15

10.65
11.10
11.60

12.10

12.60

13.10

13.60

14.10

14.60

15.10

15.60

16.10

16.60

17.10

17.60

20.05

102.B/41

1919

102.B/42

1919

102.B/43

1920

102.B/44

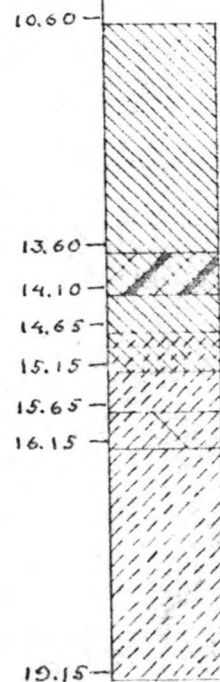
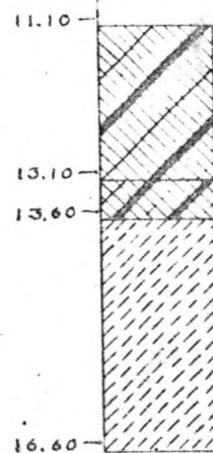
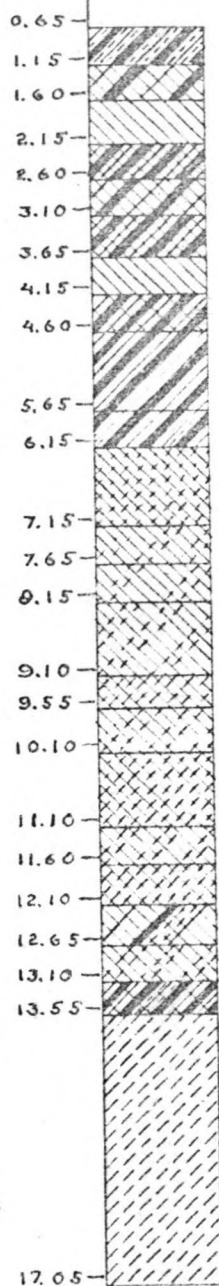
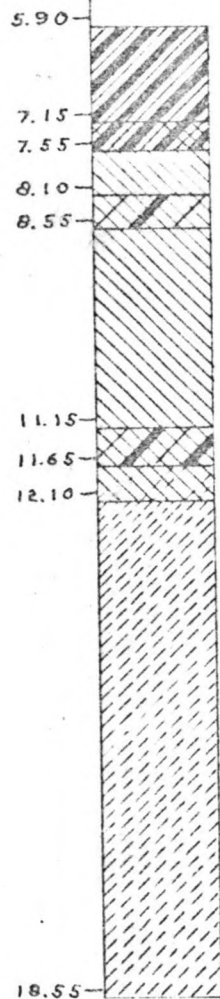
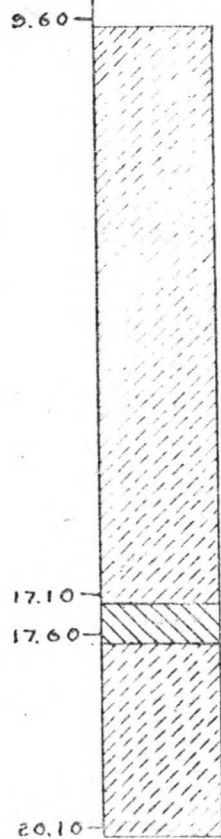
1920

102.B/45

1920

N.A.P.

I



102.B/46
1920

102.B/47
1920

102.B/48
1920

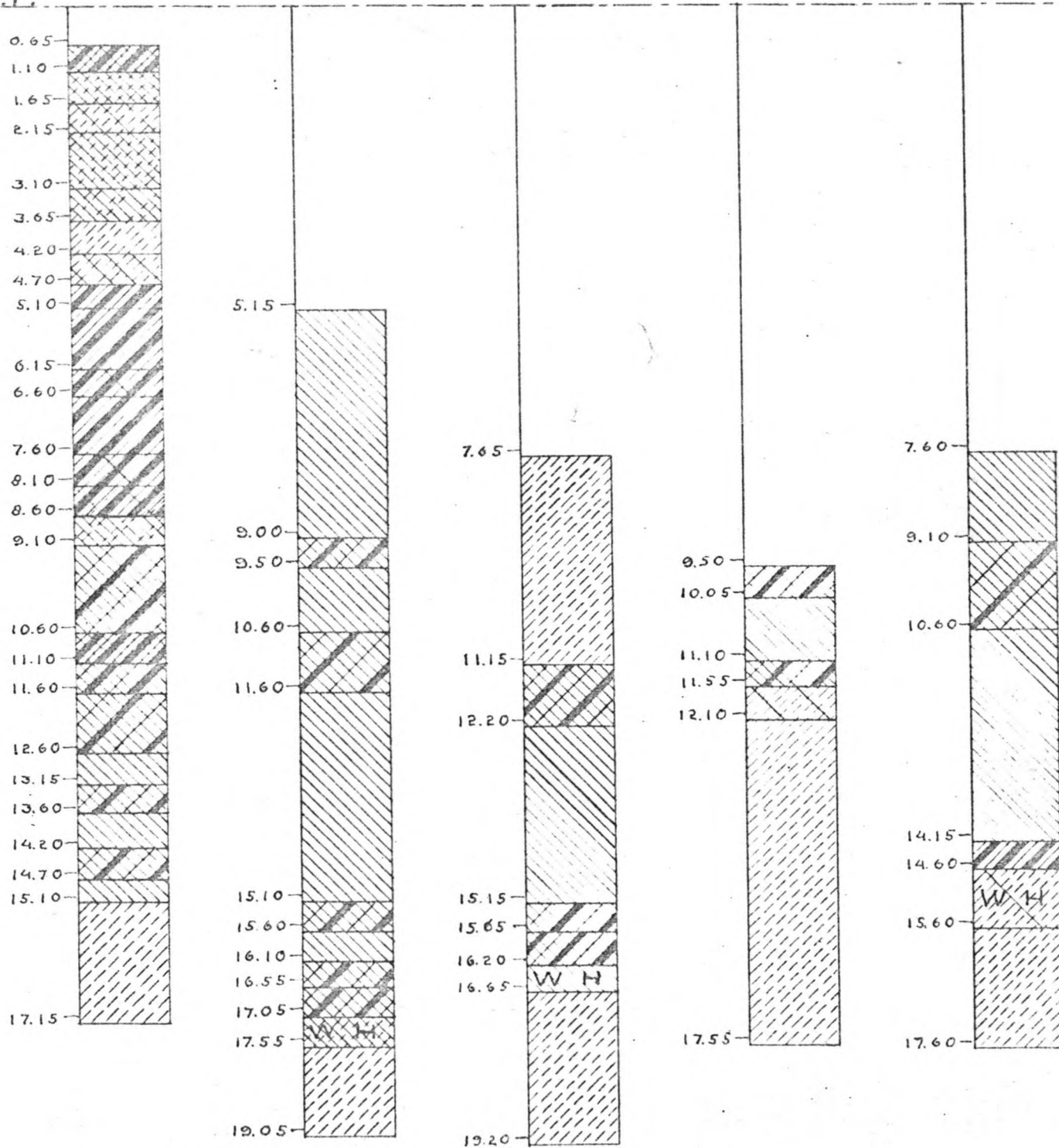
102.B/49
1920

102.B/50
1920

I

I

N.A.P.



102 B/131

102 B/132

102 B/133

102 B/134

102 B/135

1948.

1948.

1949.

1953

1953

N.A.P.

N.A.P.

16.40

18.55

19.35

21.50

16.20

19.45

21.35

14.00

15.80

16.50

16.75

16.85

17.25

18.15

20.00

21.60

23.80

SLIB

7.70

9.70

11.70

13.10

13.20

13.60

13.80

14.70

M.S.L.

16.40

M.S.L.

19.50

7.30

11.90

14.35

14.60

14.90

W.S.L.

15.65

W.S.L.

16.90

M.S.L.

17.50

M.S.L.

M.S.L.

19.50

102 B/136

102 B/137

102 B/138

102 B/139

102 B/140

1953

1953

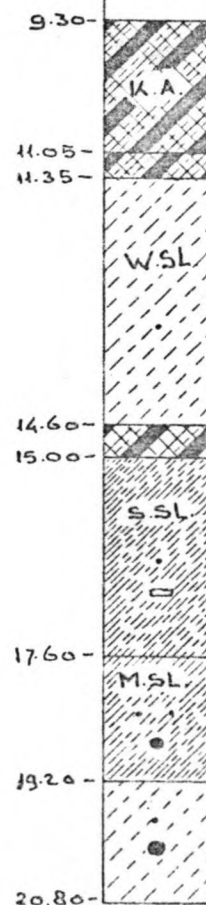
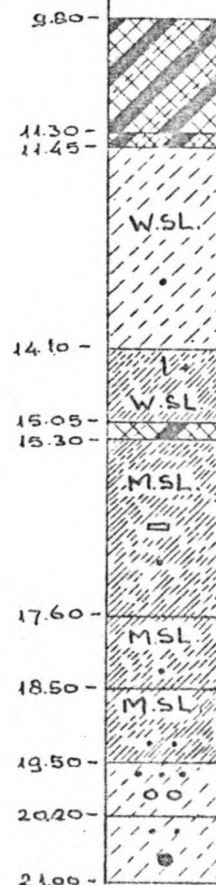
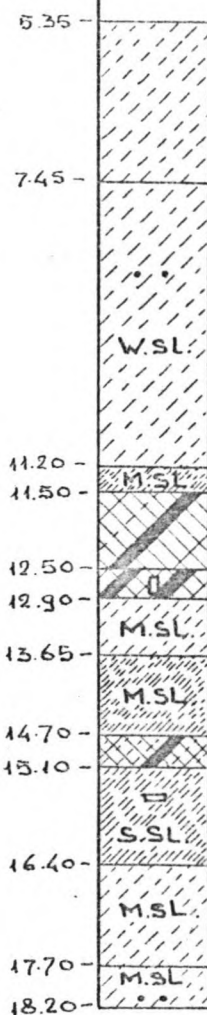
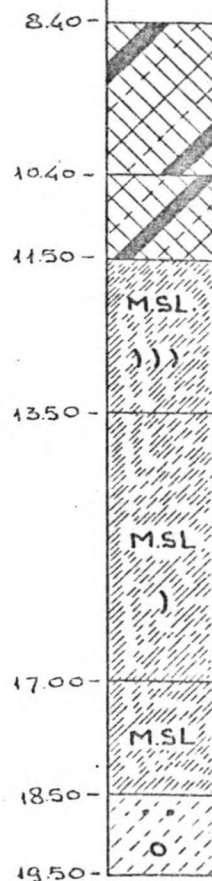
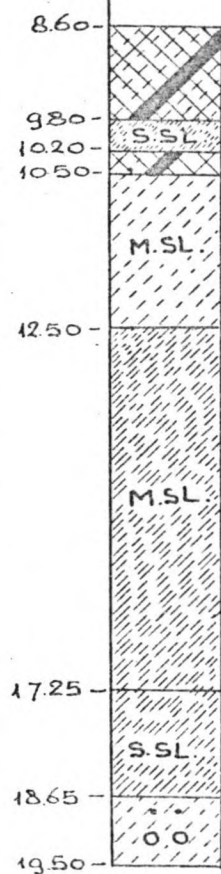
1953

1954

1954

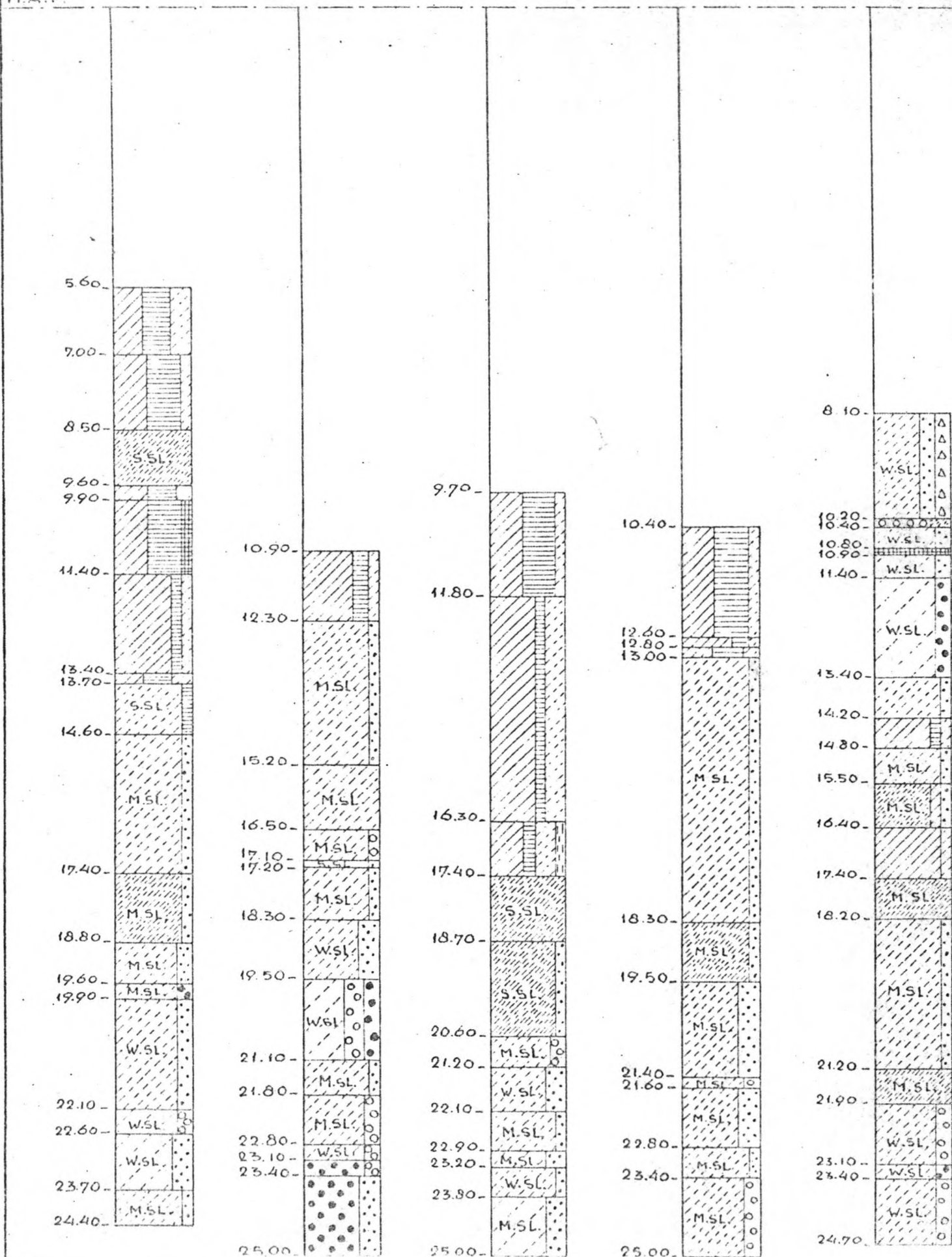
I

N.A.P.



II

N.A.P.



1906.

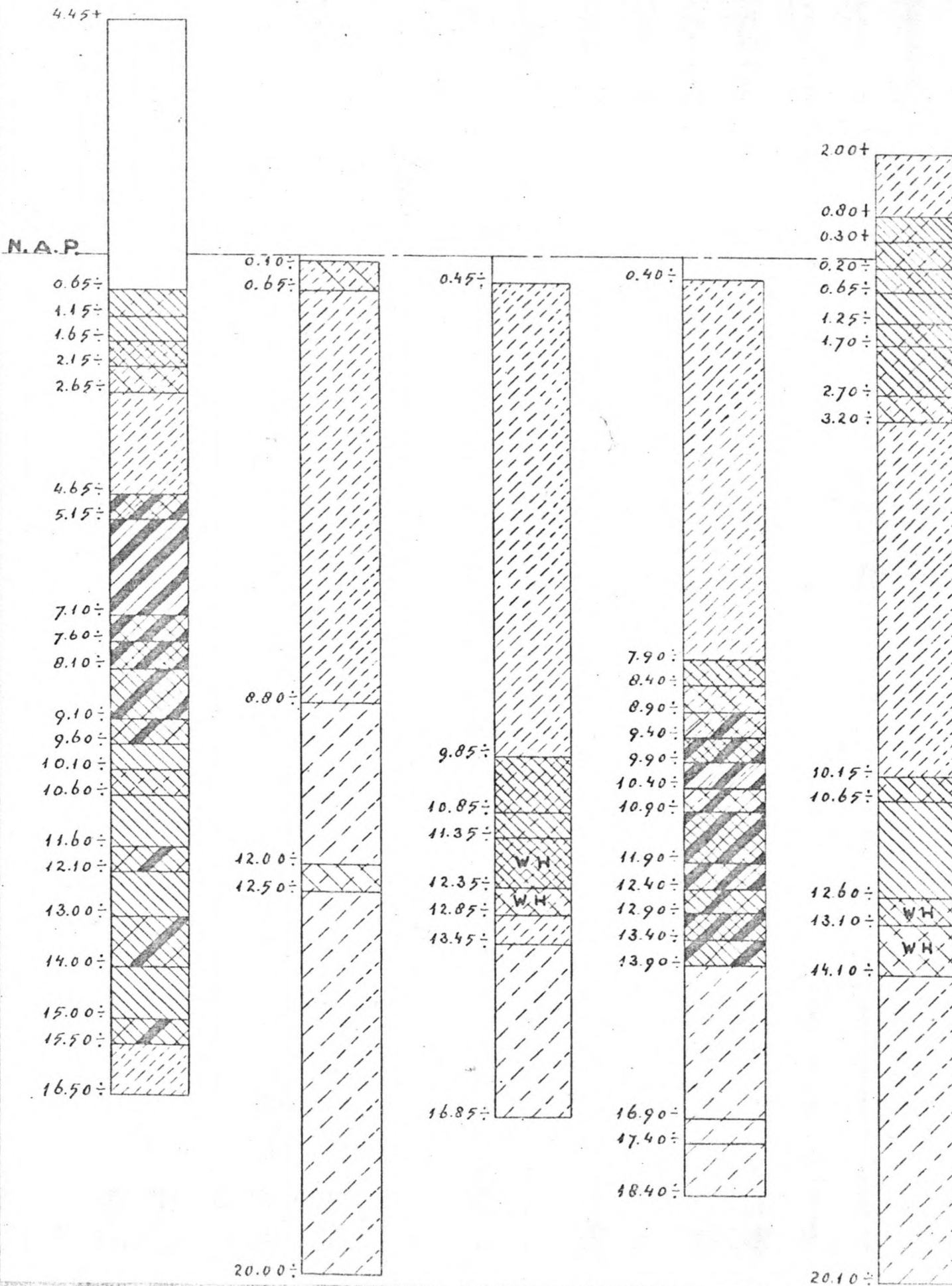
1906.

1906.

1906.

1910.

II



102.A/1

1906

102.A/2

1906

102.A/3

1906

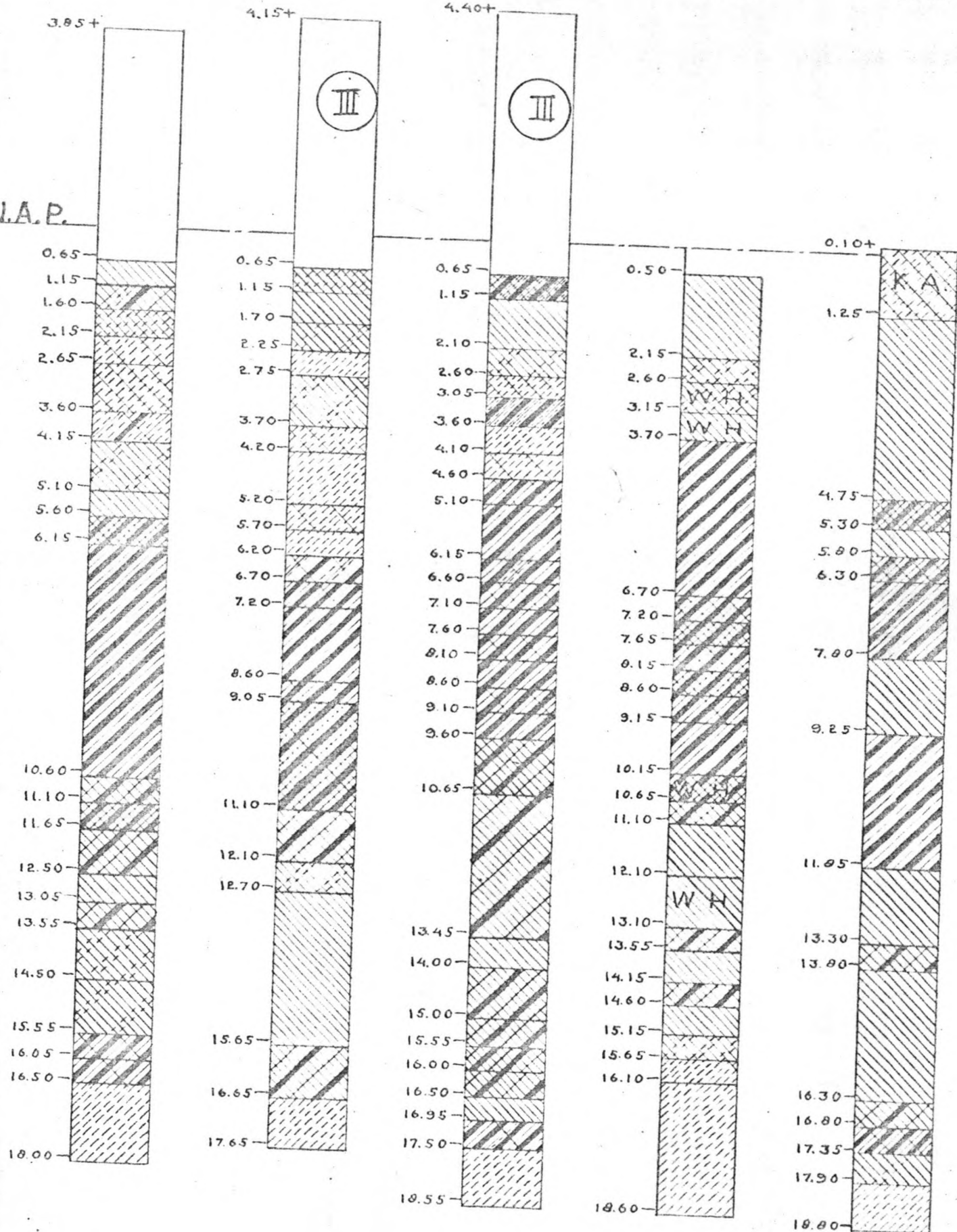
102.A/4

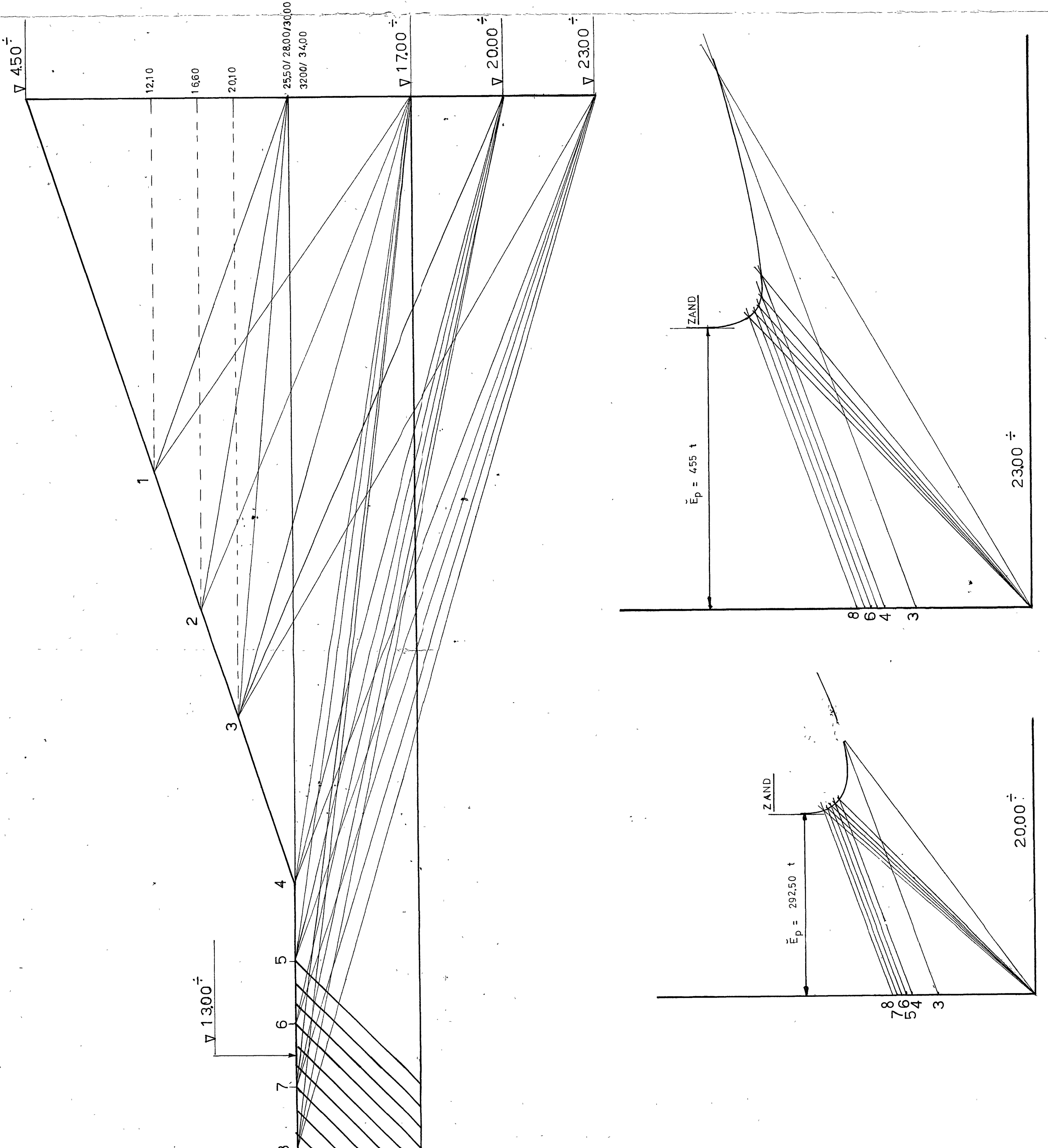
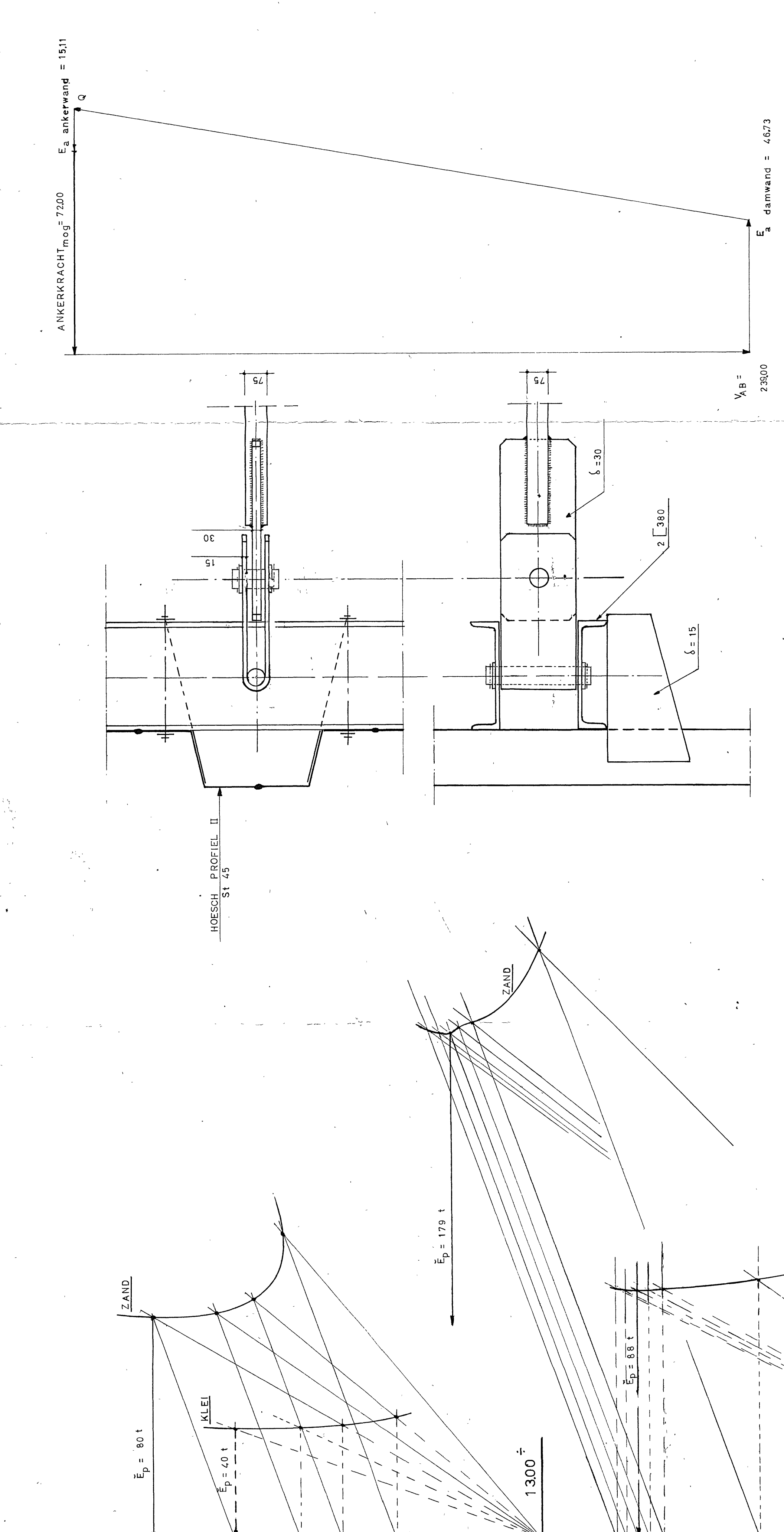
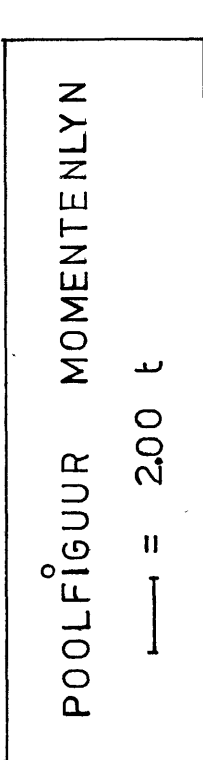
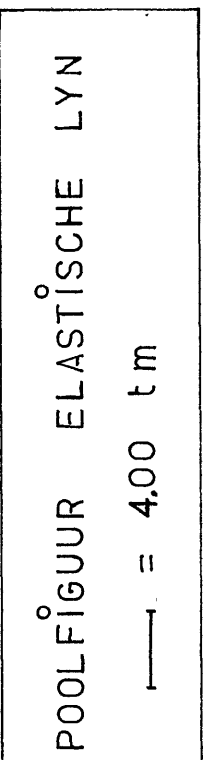
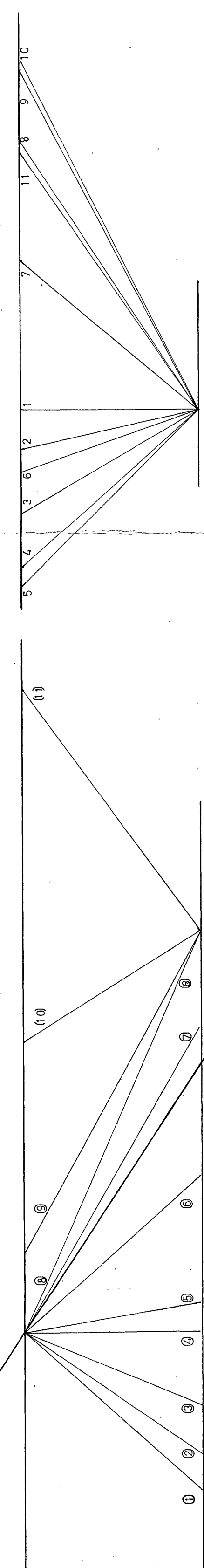
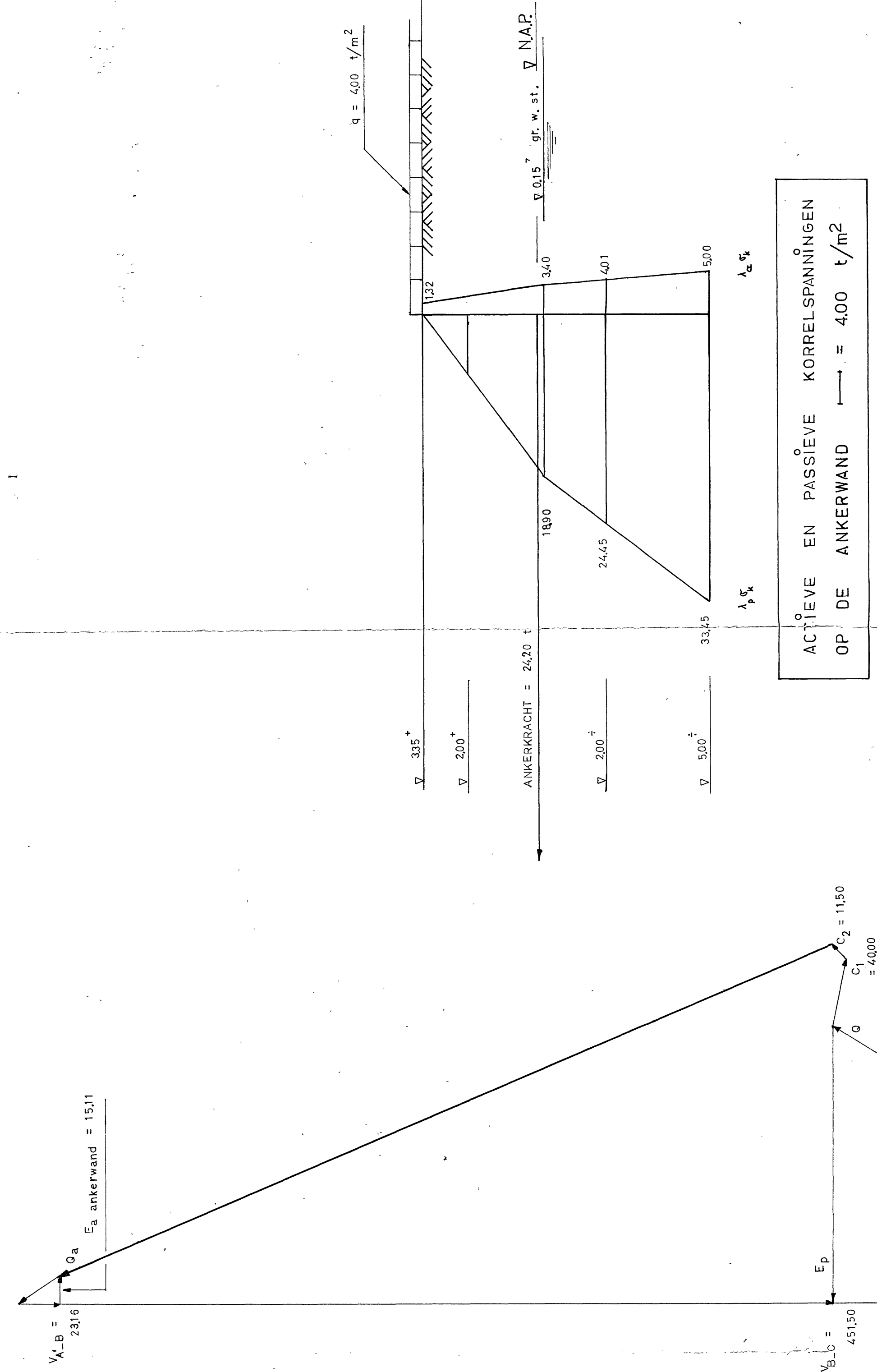
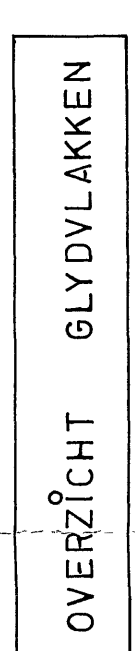
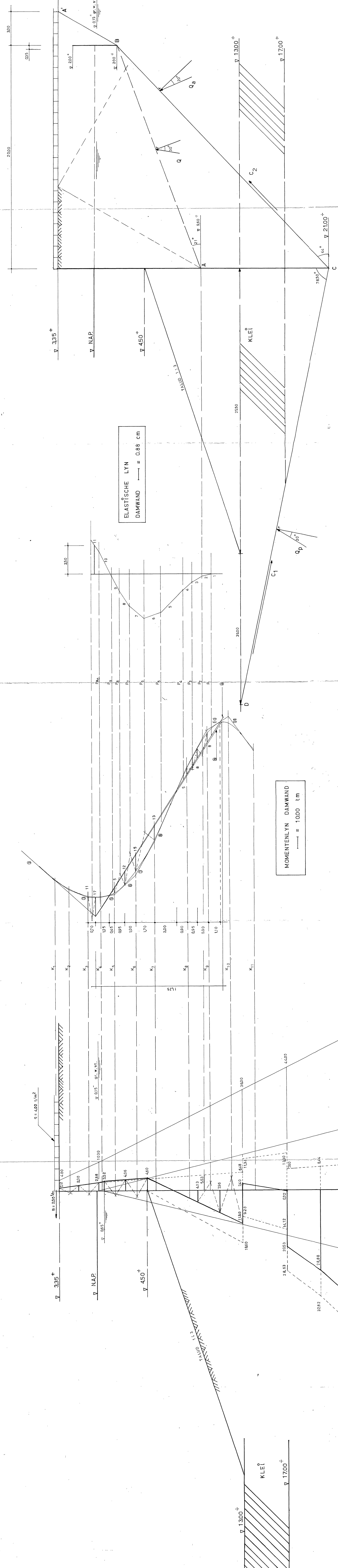
1910

102.A/5

1911

N.A.P.





WAALHAVEN
DAMWAND EN ANKERWAND
H.W. van der BURG

KRACHTENVEELHOEK EVENWICHT
LICHAAAM A-B-C-D
———— = 20,00 t

KRACHTENVEELHOEK $\circ$ EVENWICHT
 $\circ$ LICHAAM BOVEN AB
 ————— = 10,00 t

CONSTRUCTIEPRINCIPE ANKERAANSLUITING
OP GORDING EN DAMWAND
MATEN IN mm.

BEPALING VAN $\overset{\circ}{E}_{\text{p}}$ $\overset{\circ}{E}_{\text{p}} = \overset{\circ}{E}_{\text{p}}$ m.b.v. CULMANKROMMEN
OP DE $\overset{\circ}{\text{IN}}$ DE $\overset{\circ}{\text{FIGUUR}}$ AANGEGEVEN DIEPTES $\text{---} = 5000 \text{ t}$

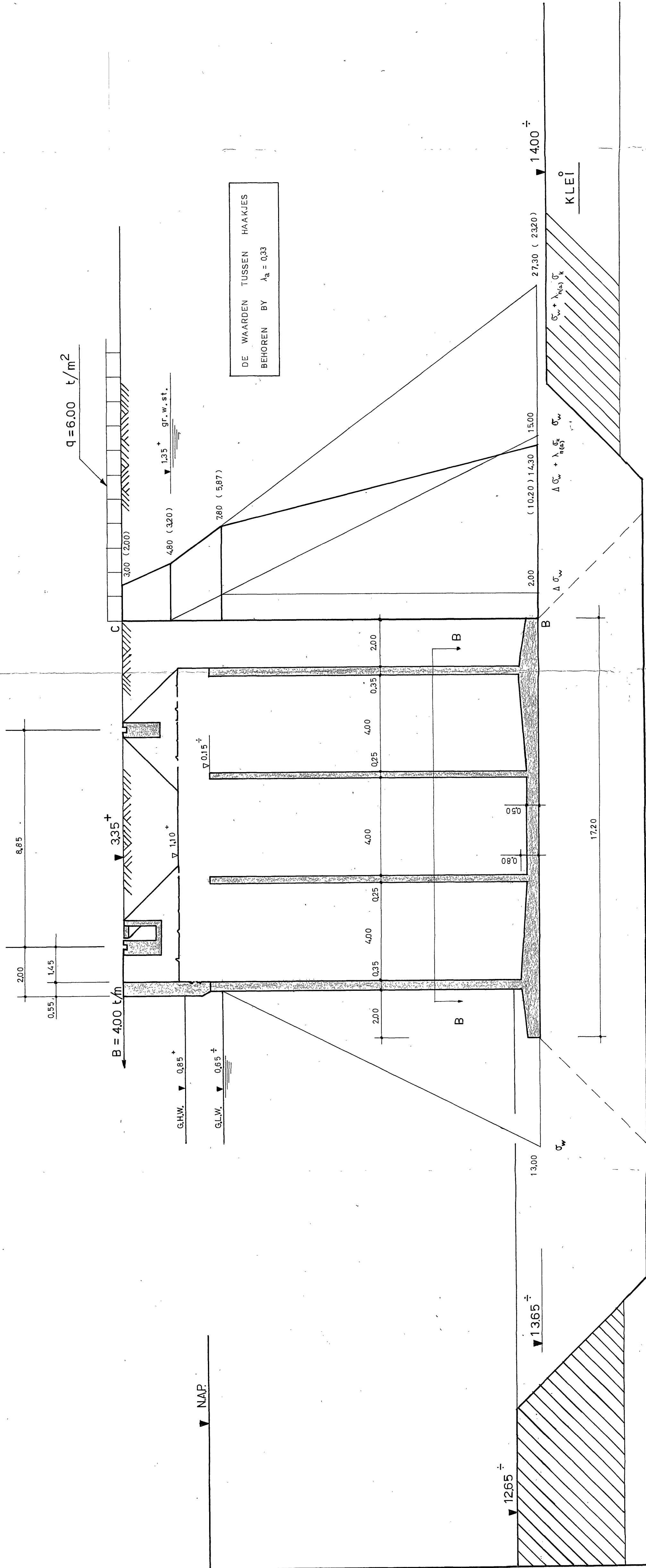
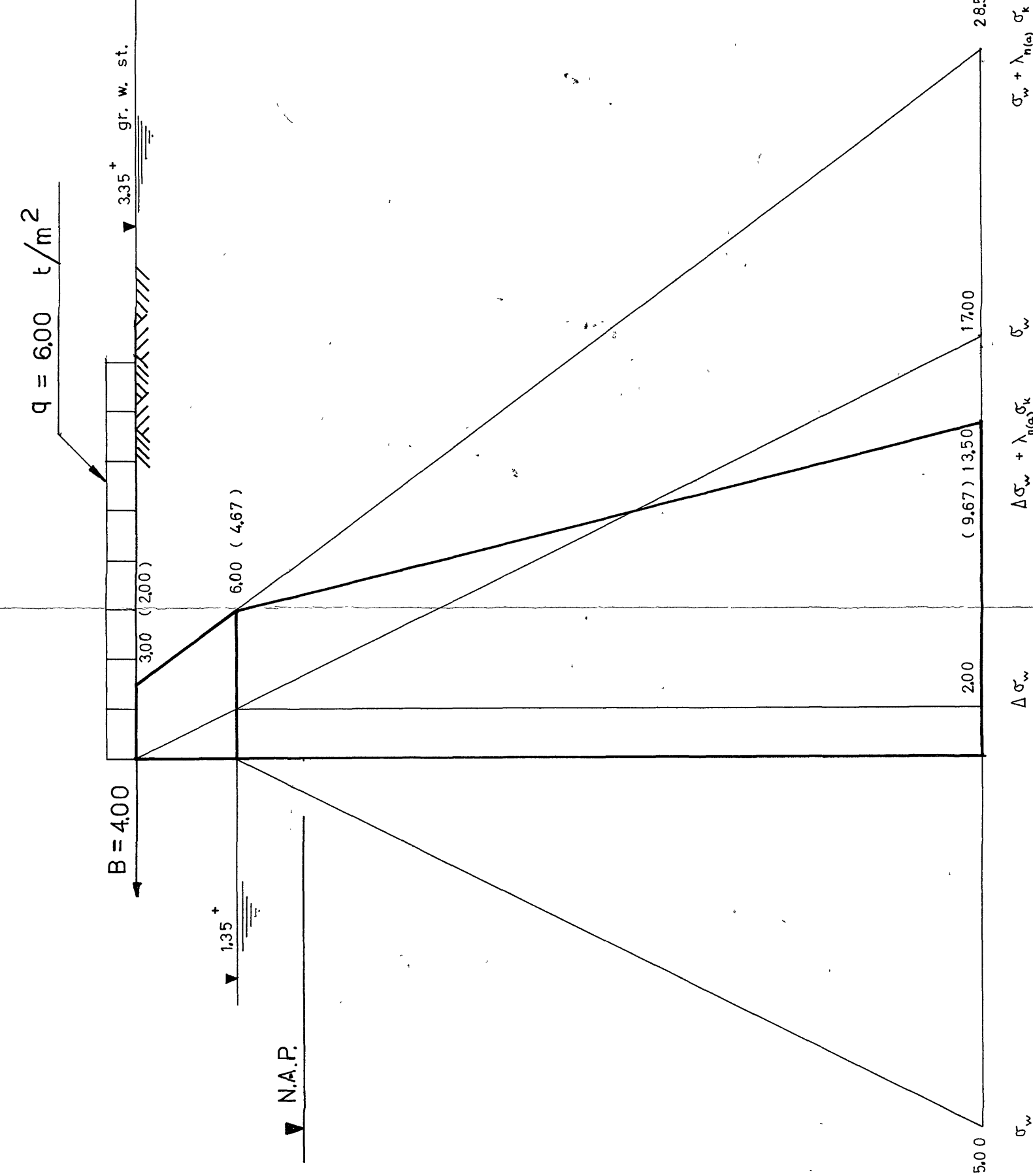
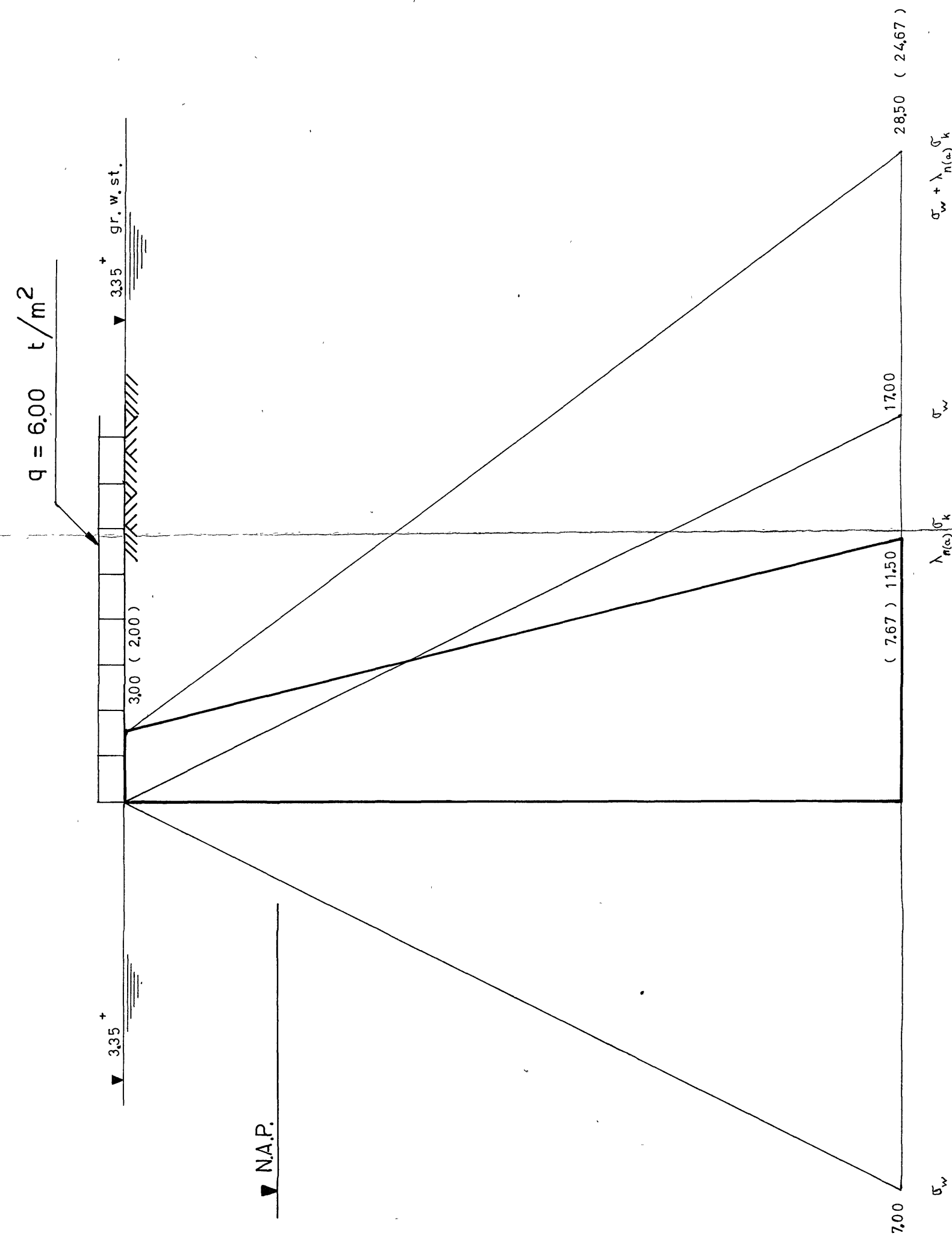


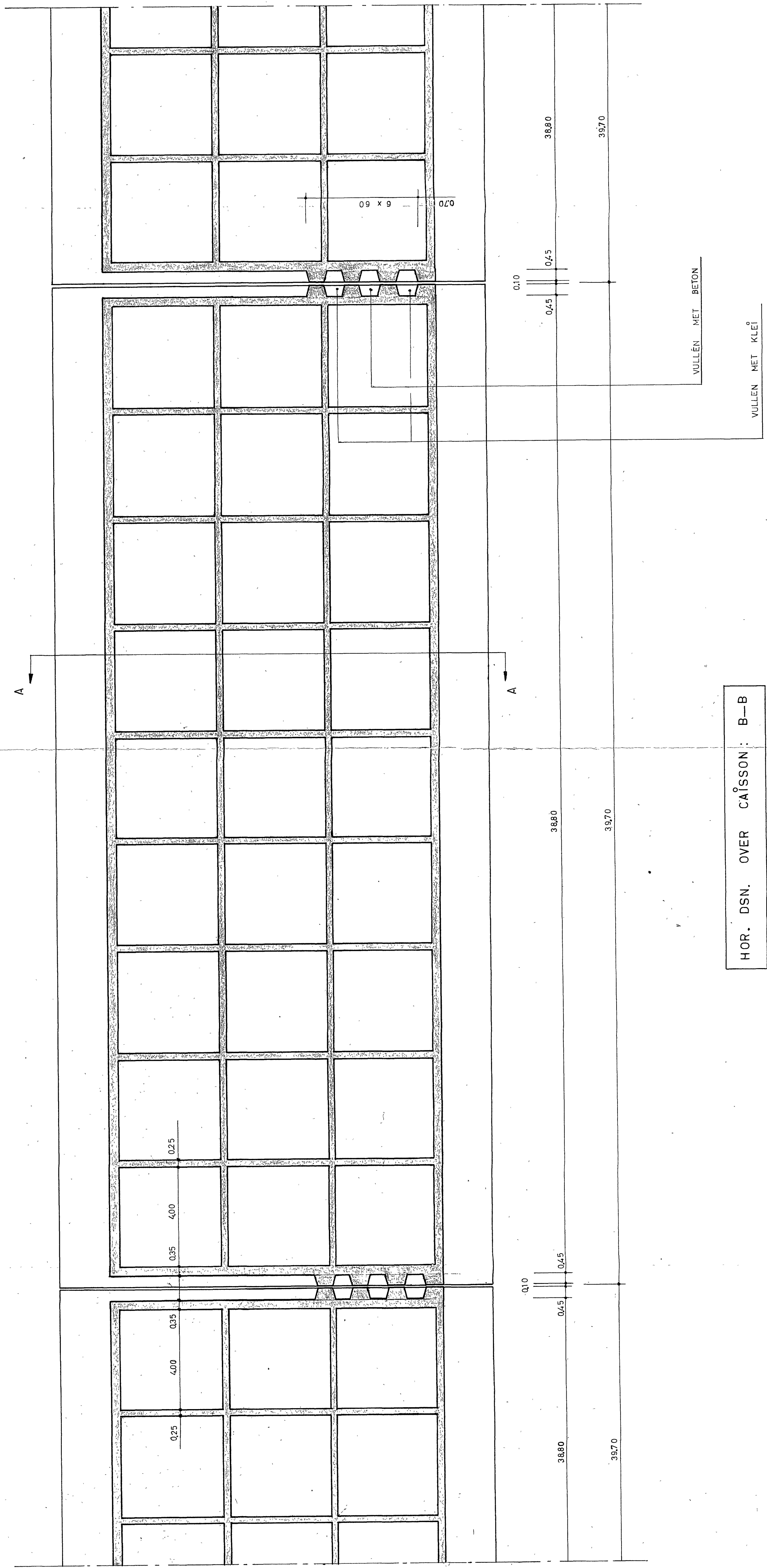
DIAGRAM HOR. DRUKKEN OP CAISSON
BELASTINGGEVAL I
DSN. A-A
— = 200 t/m²



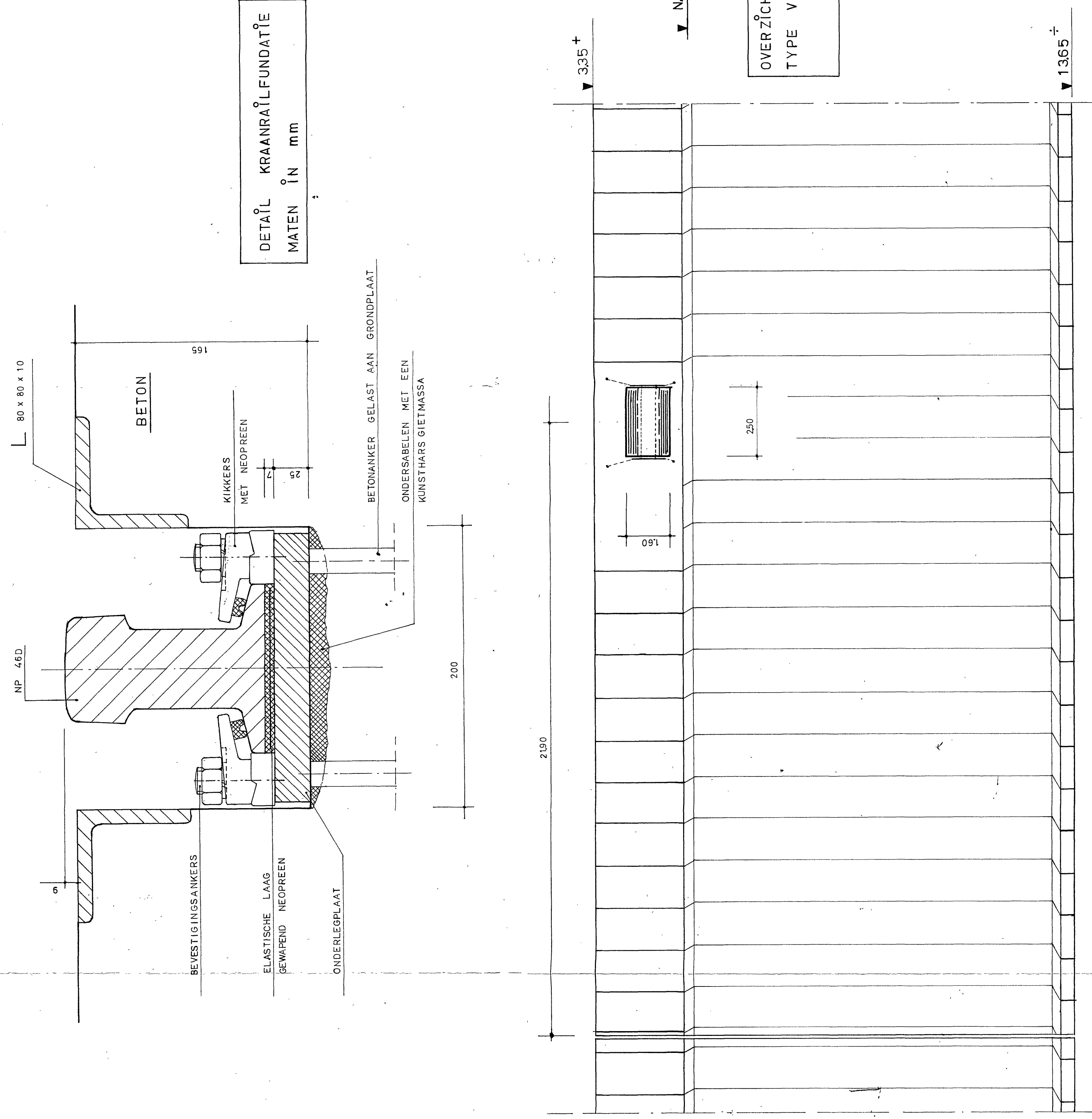
BELASTINGGEVAL II
— = 200 t/m²



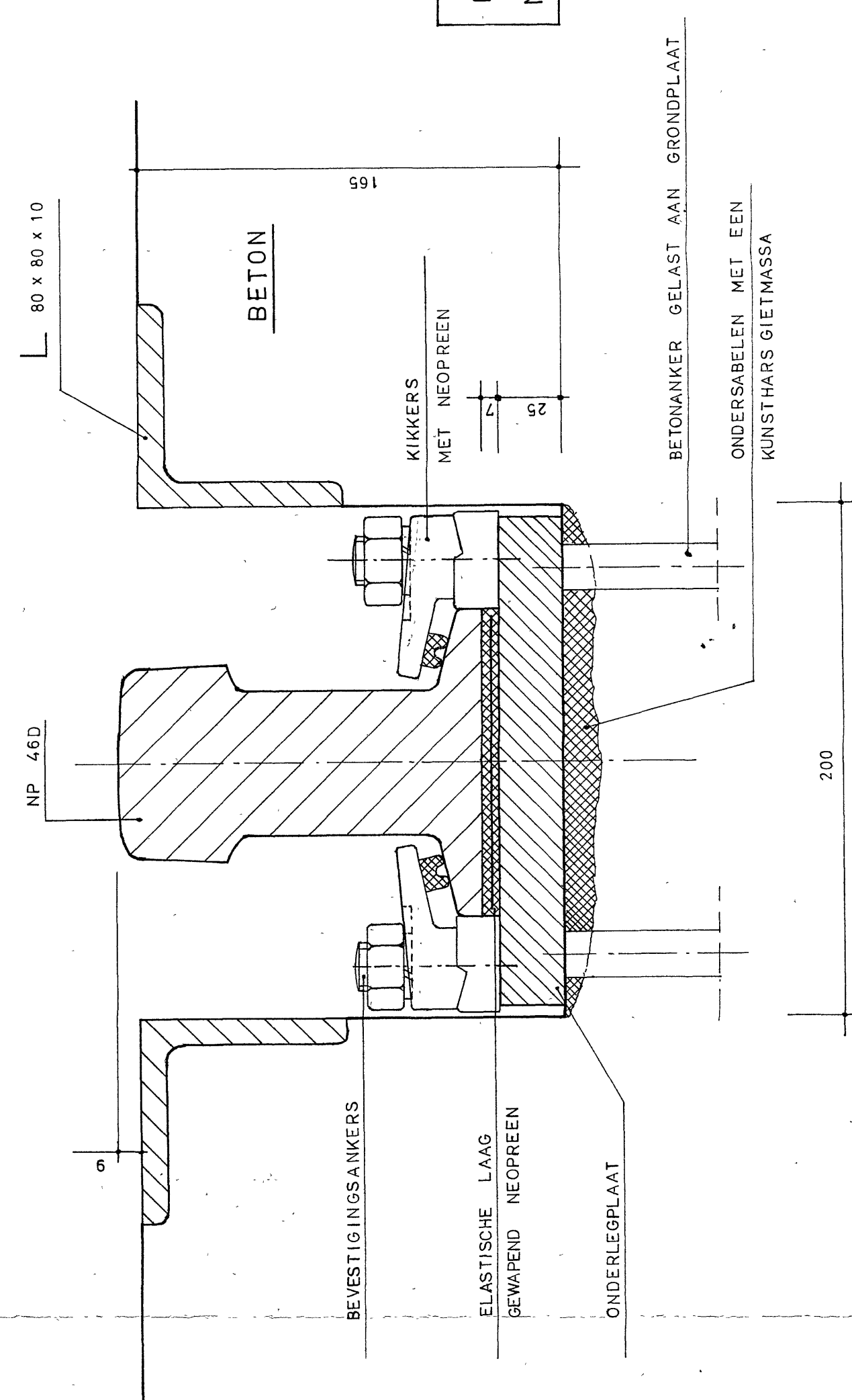
BELASTINGGEVAL III
— = 200 t/m²



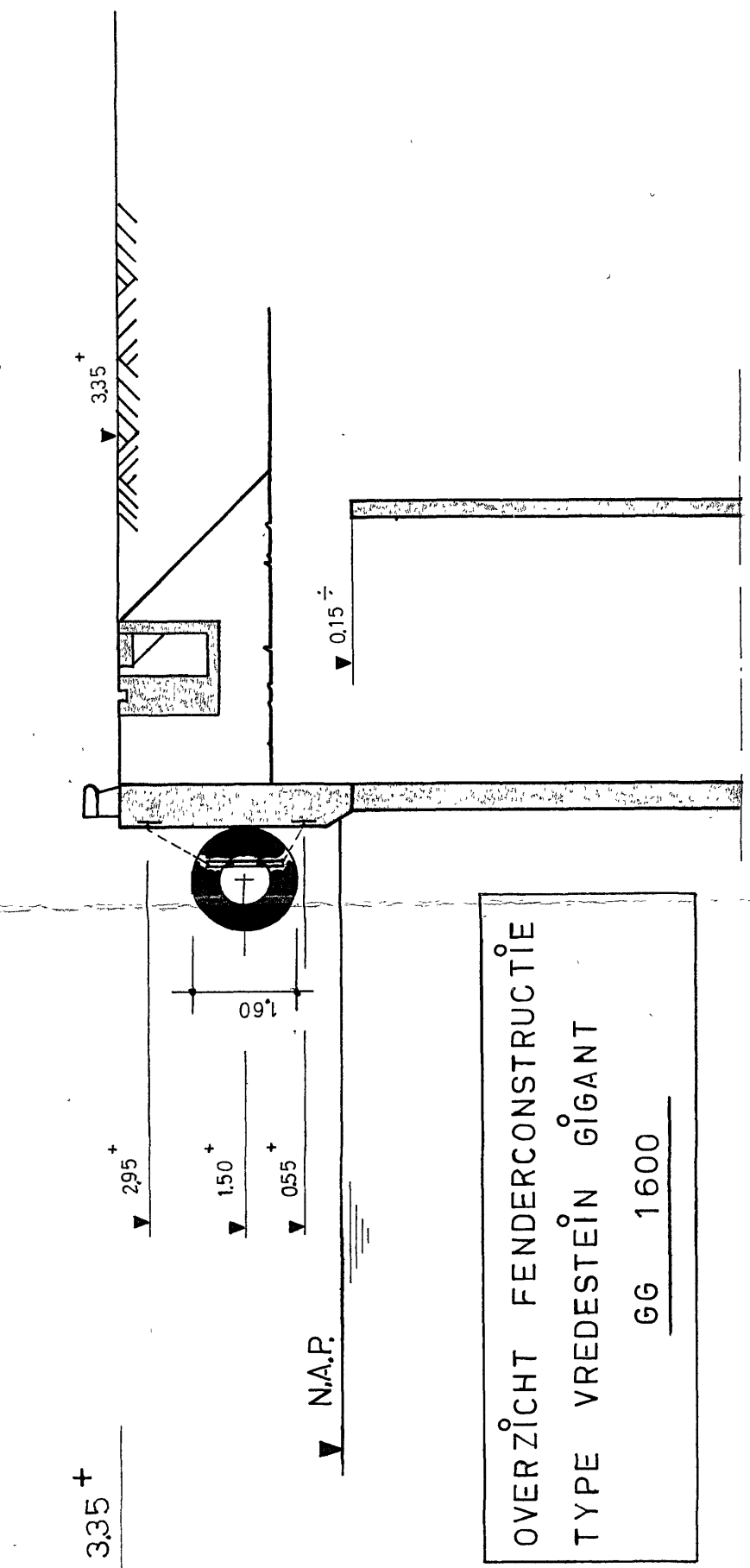
HOR. DSN. OVER CAISSON: B-B



VOORANZICHT OP CAISSON



DETAIL KRAANPAALFUNDATIE
MATEN IN mm



OVERZICHT FENDERCONSTRUCTIE
TYPE VREDESTEIN GIGANT
SG 1600