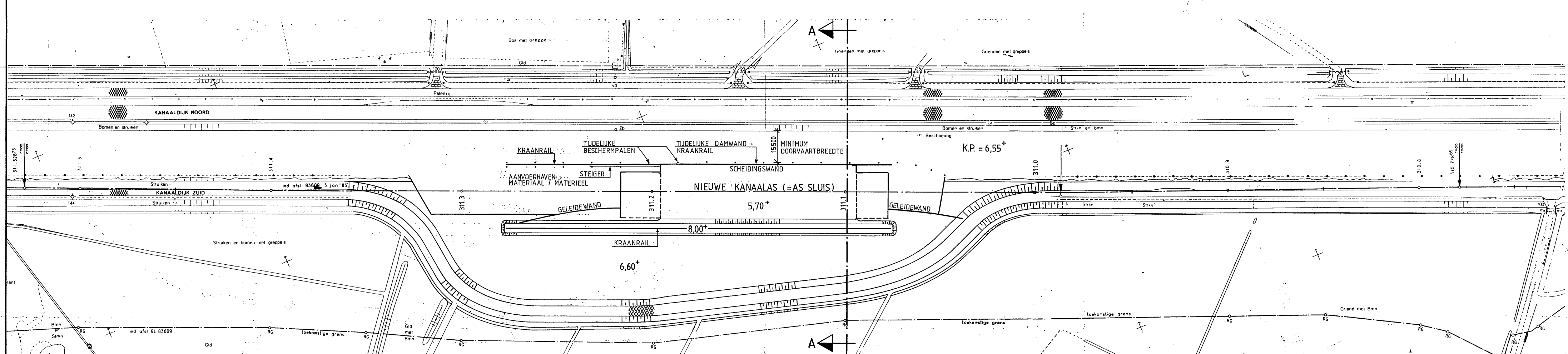
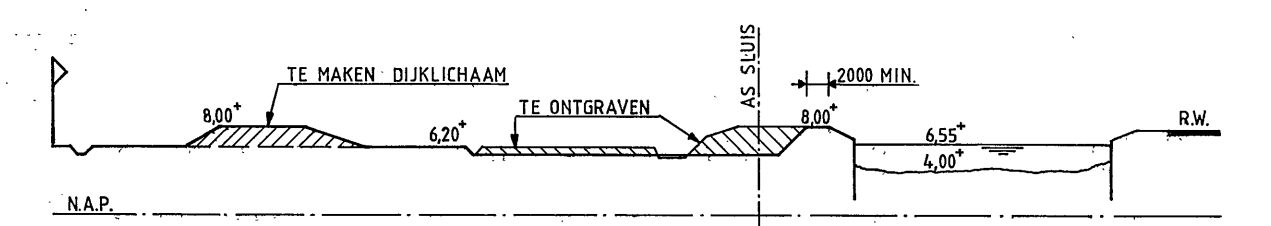


ALGEMEEN OVERZICHT FASE 1
(SCHAAL 1:1000)

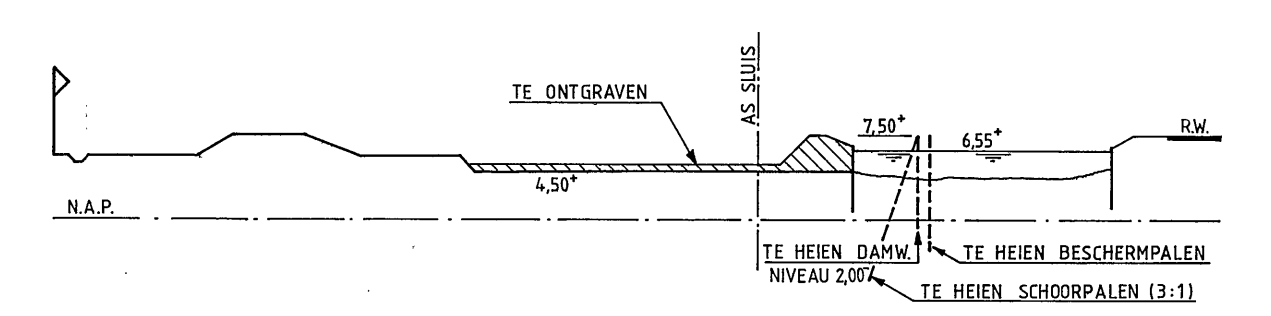


ALGEMEEN OVERZICHT FASE 3
(SCHAAL 1:1000)



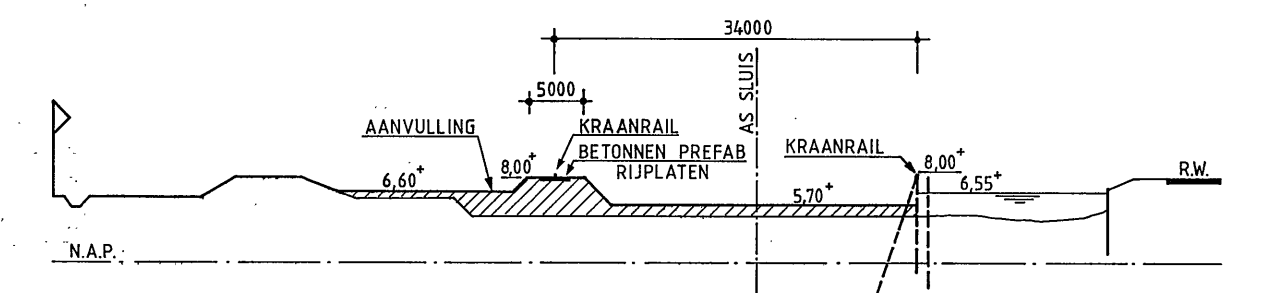
DOORSNEDE KM. 311.00 (DSN. A-A)
(SCHAAL 1:500)

FASE 1. - AANLEG DIJKOPLEGGING EN NIEUWE SLOOT
- DEEL VAN WERKTERREIN EN DIJK WEGGRAVEN T.B.V. TE MAKEN SLUIS
- HEIEN VAN DAMWANDEN



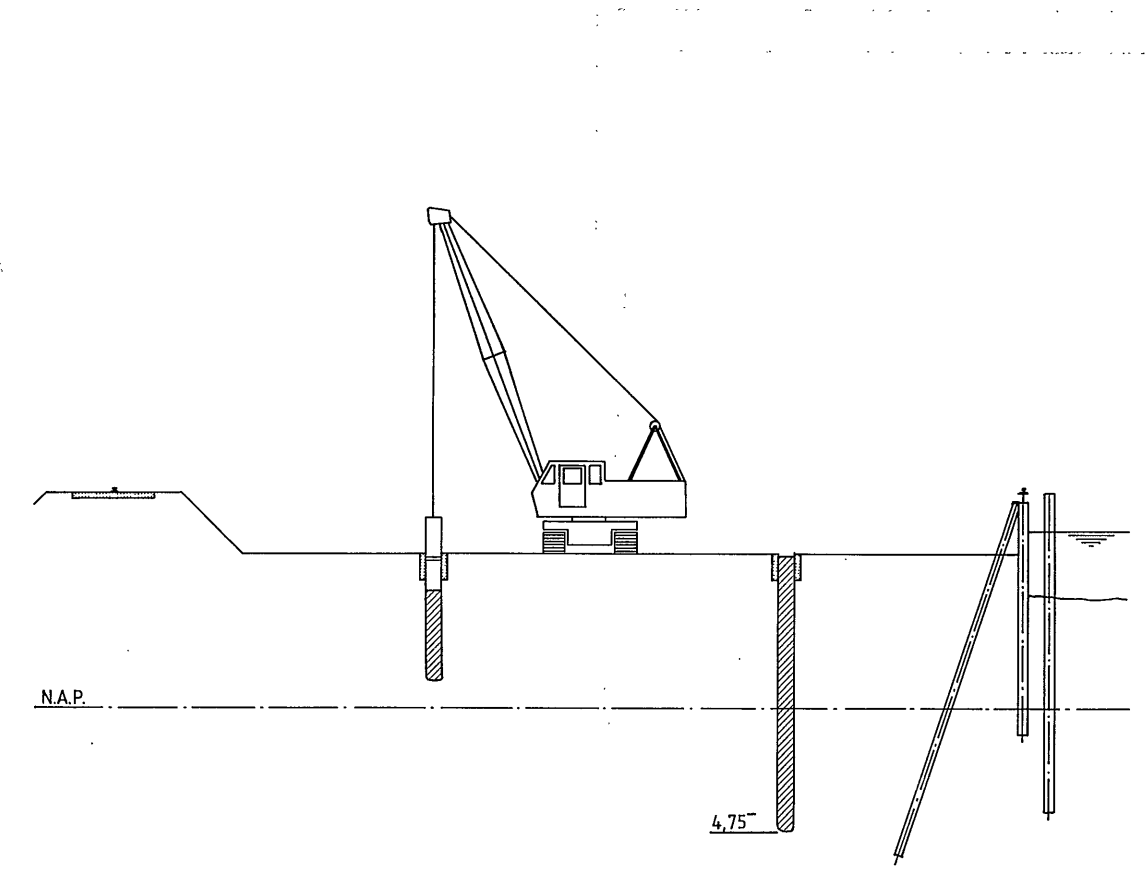
DOORSNEDE KM. 311.100
(SCHAAL 1:500)

FASE 2. - TER PLAATSE VAN TE MAKEN SLUIS, BESTAANDE WATERKERING WEGGRAVEN TOT 4,50"
- IN DEN NATTE HEIEN VAN DAMWANDEN MET SCHOORPALEN EN BESCHERMPALEN

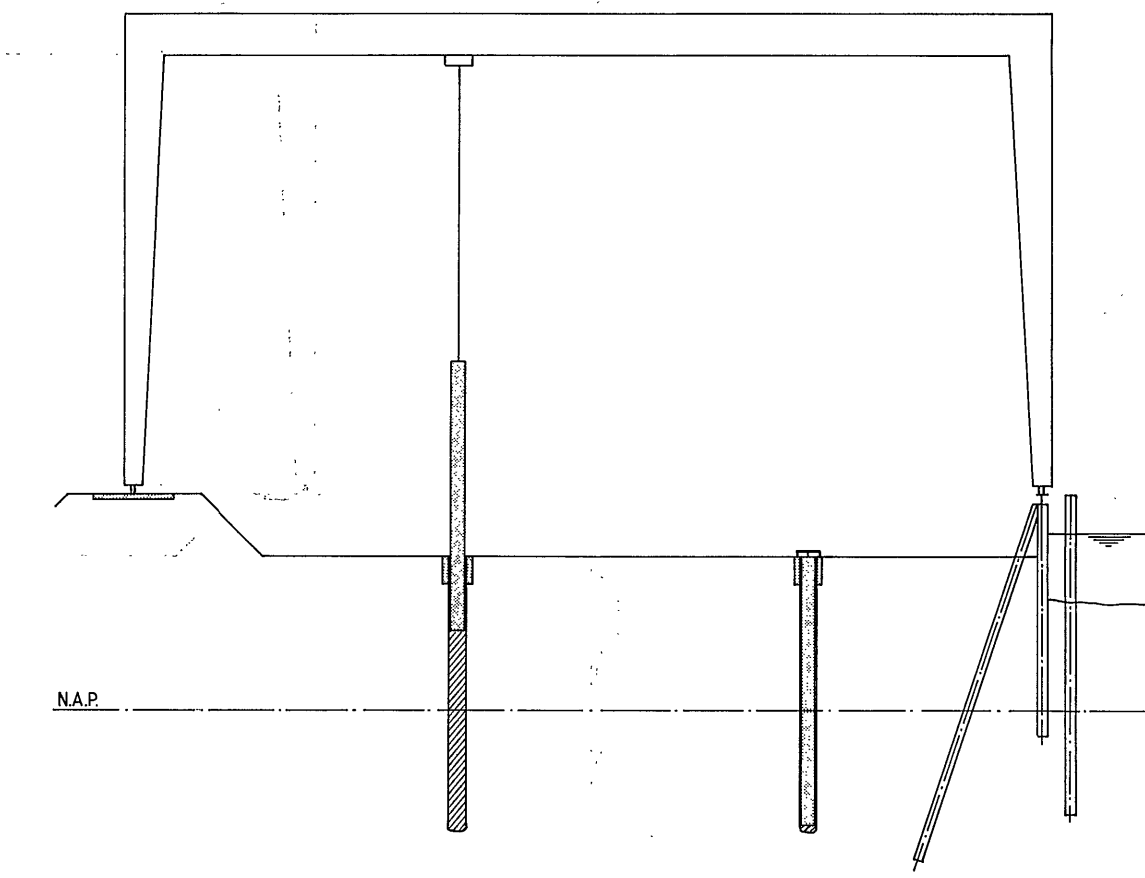


DOORSNEDE KM. 311.100 (DSN. A-A)
(SCHAAL 1:500)

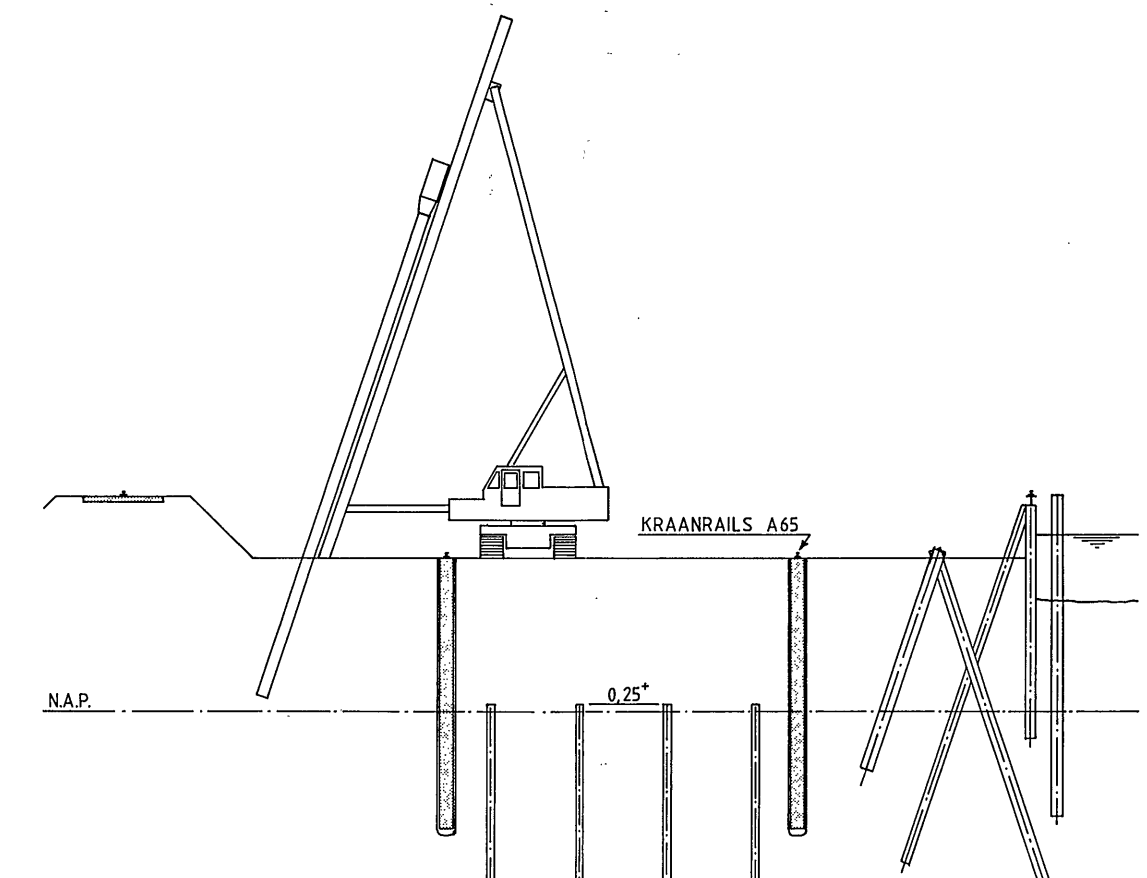
FASE 3. - ONTGRAVEN DEEL ONLEIDINGSKANAAL T.B.V. GRONDAANVULLING
- GROND AANVULLEN TUSSEN DAMWAND EN DIJK TOT 5,70" RESP. 6,60"
- AARDEN BAAN MET PREFAB BETONNEN RIJPLATEN AANLEGGEN T.B.V. KRAANBAAN (NIVEAU 8,00")
- DROGGOMPEN TERREIN TUSSEN DAMWANDSCHERM EN DIJK
- HEIEN VAN OVERIGE DAMWANDEN VAN DE BOUWKUIPEN VAN DE SLUSHOOFDEN
- LEGGEN VAN KRAANRAILS T.B.V. TRAVERSE



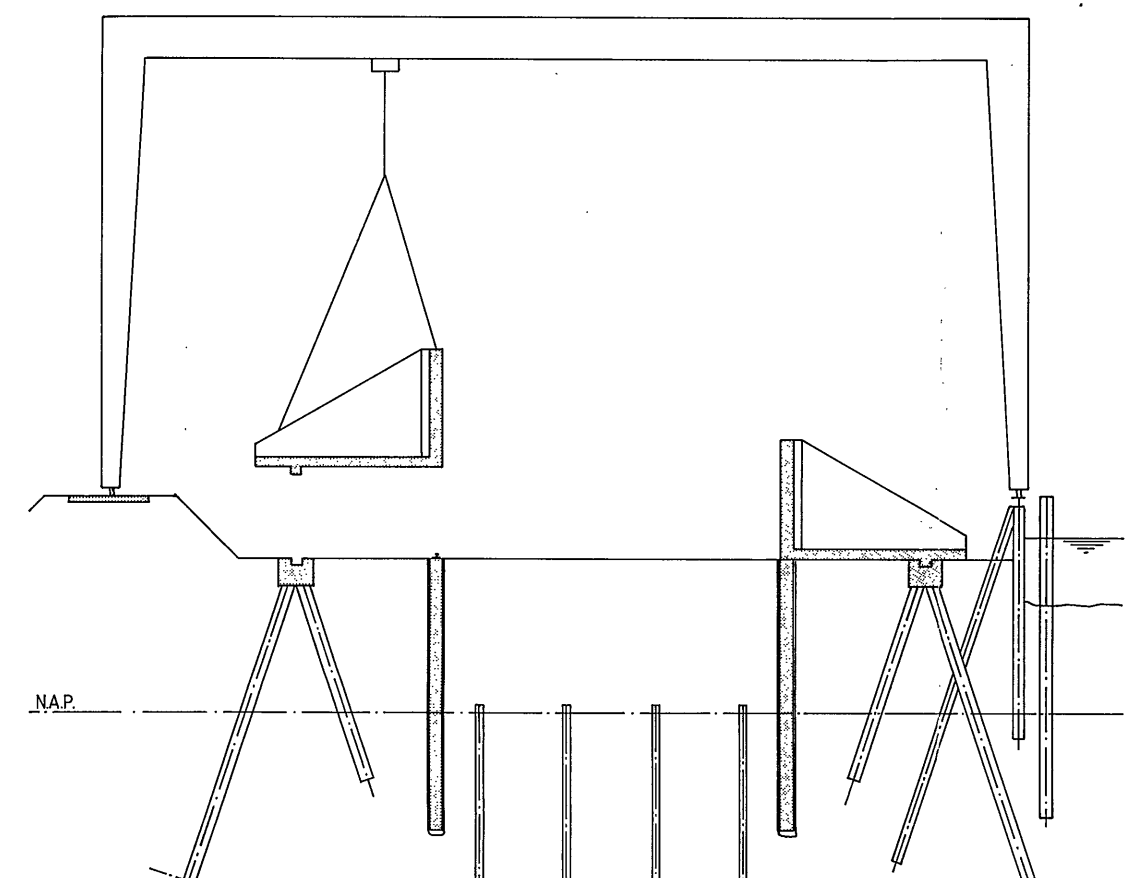
FASE 4. - MAKEN VAN BETONNEN GELEIDEBACKEN T.B.V. DE DIEPWANDSLEUVEN
- GRAVEN VAN DIEPWANDSLEUVEN MET GEBRUIK VAN BENTONIT STEUNVLOEISTOF



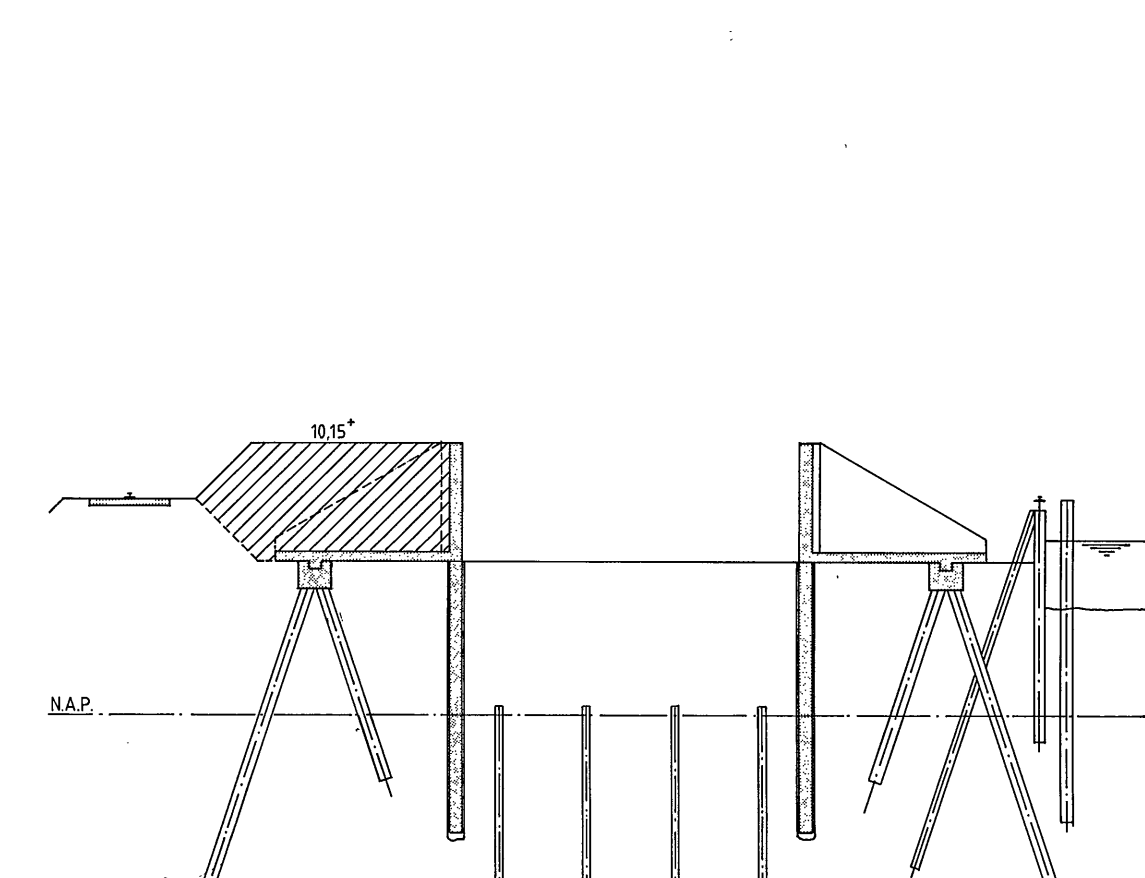
FASE 5. - VERVANGEN VAN BENTONIT SUSPENSIE DOOR BENTONIT-CEMENT SUSPENSIE
- PLAATSEN EN STELLEN VAN DE DIEPWAND-PANEELEN
- AANBRENGEN VAN DE VOEGPROFIELEN
- HEIEN VAN DE LADDERNIS-DAMWANDEN EN AFSNJDEN OP NIVEAU BOVENKANT DIEPWAND



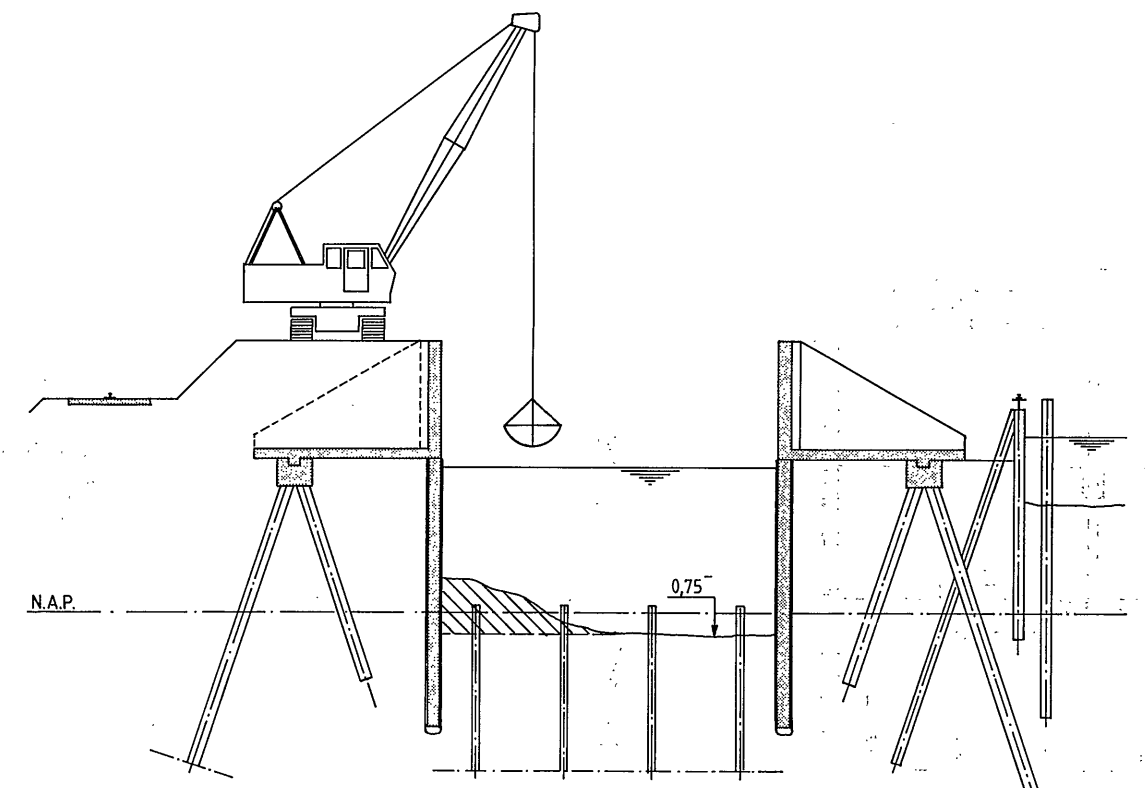
FASE 6. - MONTAGE VAN KRAANRAILS A65 OP DIEPWANDEN
- VERWIJDEREN VAN DIEPWAND-GELEIDEBALKEN
- M.B.V. OPLANGEN HEIEN VAN DE PALEN T.B.V. DE SLUISBODEM
- HEIEN VAN DE PALEN T.B.V. DE L-MUUR ELEMENTEN
- HEIEN VAN DE COMPARTIMENTERINGSWANDEN T.B.V. DE SLUISKOLK



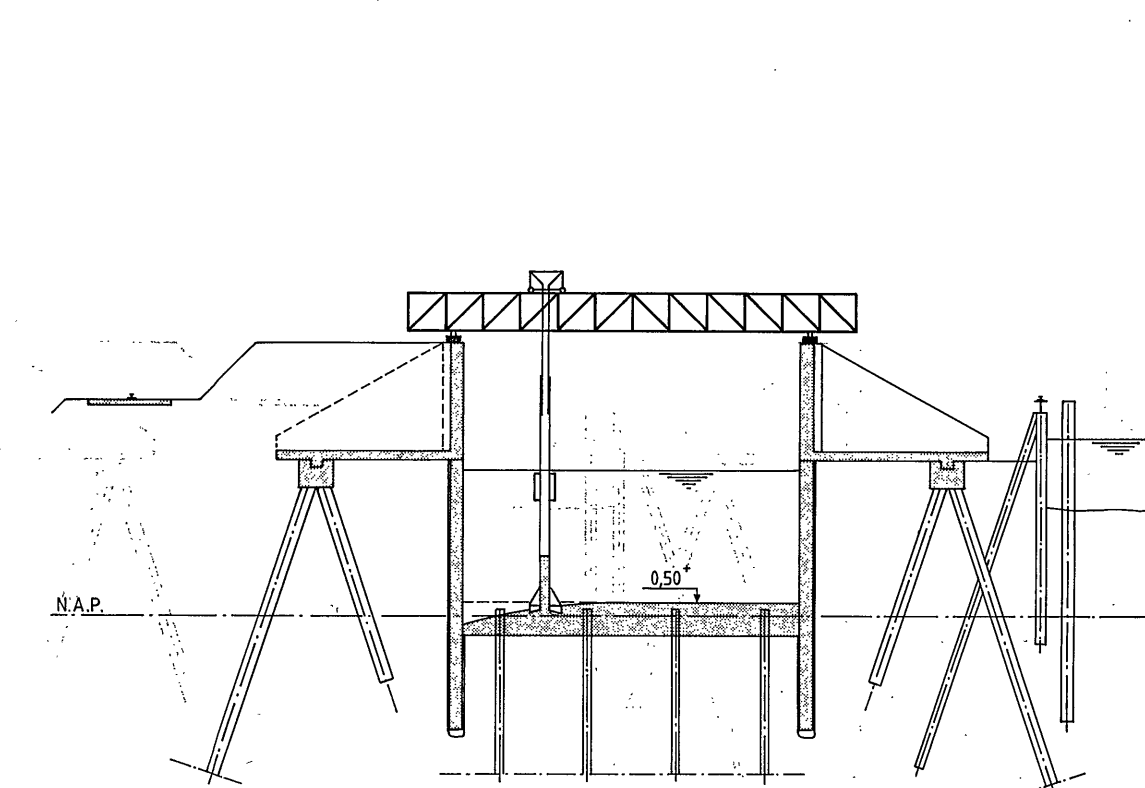
FASE 7. - PAALKOPPEN VAN VIBRO-DRUKPALEN SNELLEN EN ANKERS AANBRENGEN OP STALEN TREKPALEN
- MAKEN VAN BETONNEN KESPEN OVER DE PAALRIJEN
- PLAATSEN VAN DE L-MUUR ELEMENTEN
- AANBRENGEN VAN DE VOEGPROFIELEN
- HEIEN VAN DE LADDERNIS-DAMWANDEN EN AFSNJDEN OP NIVEAU BOVENKANT L-MUUR
- DICHTLASSEN VAN DE VOEGEN TUSSEN DE AANSLUITENDE LADDERNIS DAMWANDDELEN



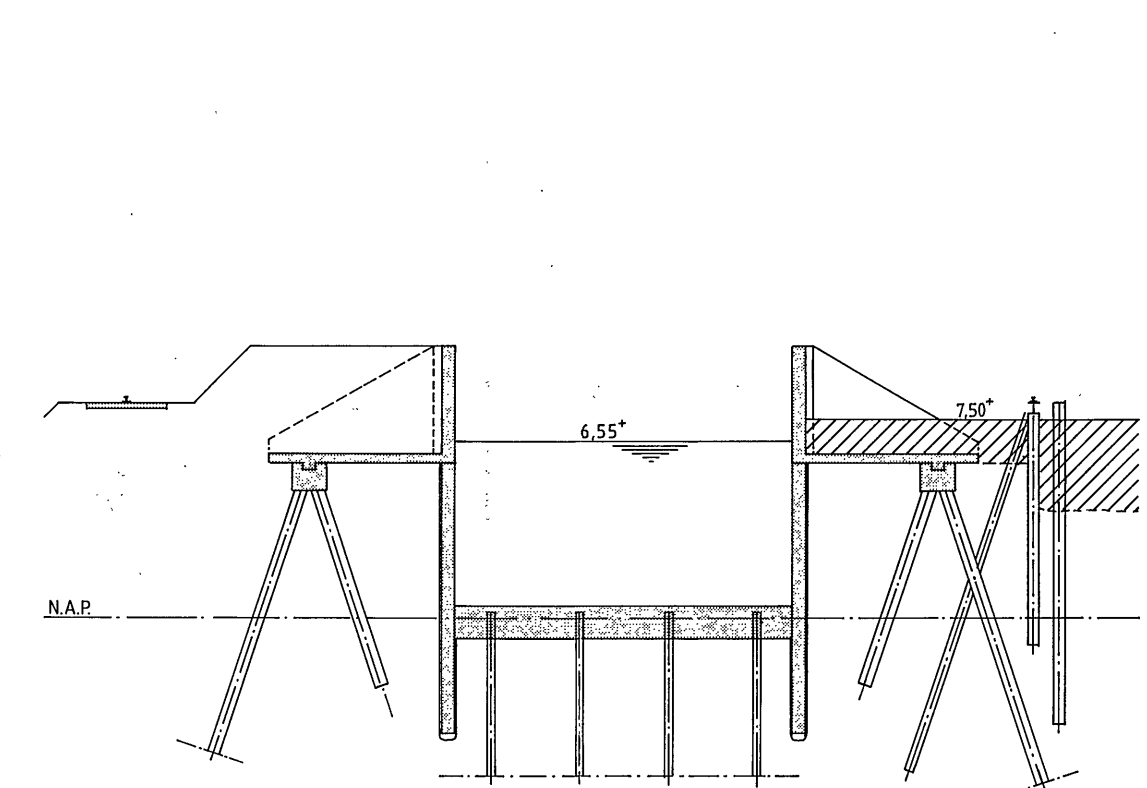
FASE 8. - GROND ACHTER ZUIDELIJKE KOLKWAND AANVULLEN TOT 10,15"



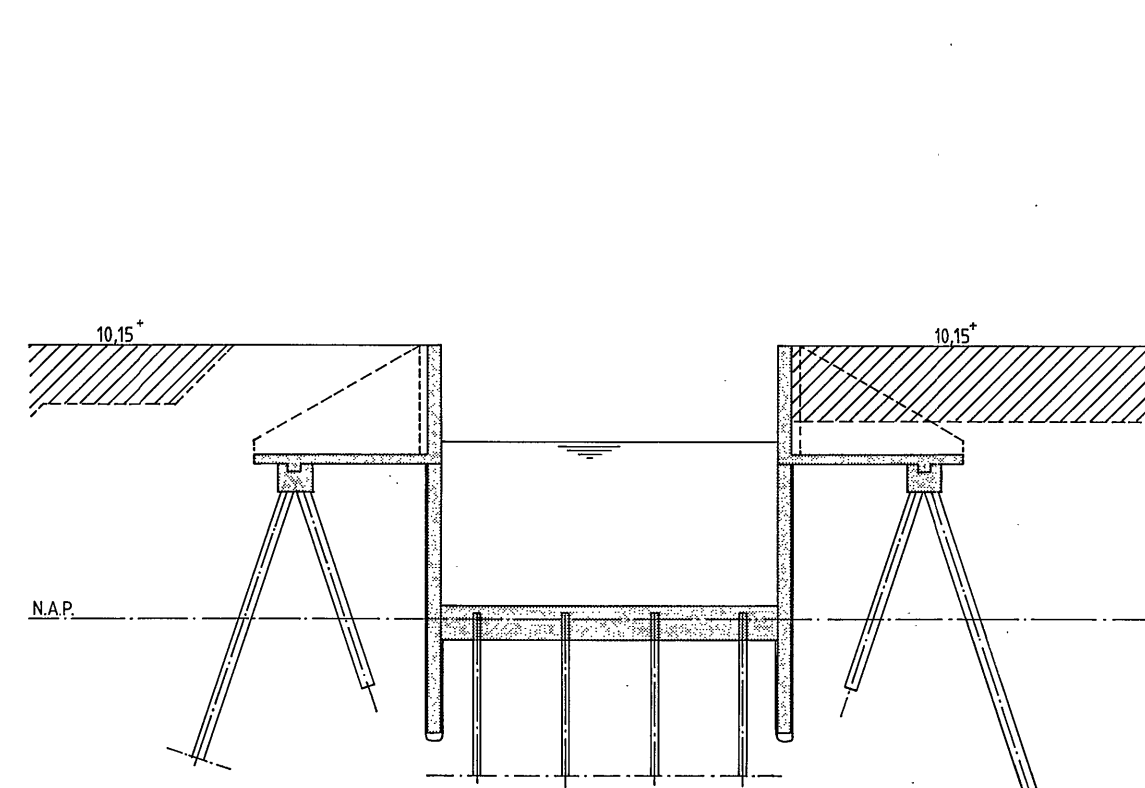
FASE 9. - ONTGRAVEN VAN DE SLUISKOLK TOT 0,75"



FASE 10. - VERWIJDEREN VAN DE VERHARDE BENTONIT "PLEISTERLAGEN" VAN DE DAGZIJDE VAN DE KOLKWANDEN
- M.B.V. HOPDOBBER STORTEN VAN DE SLUISBODEM TOT 0,50"



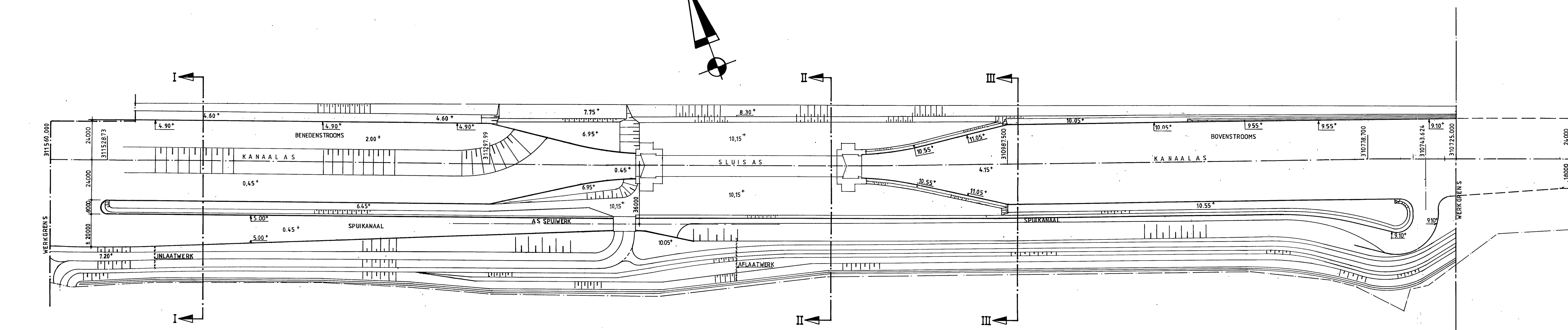
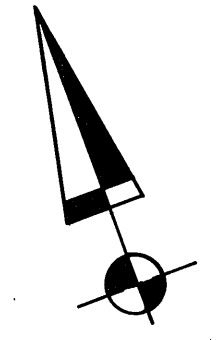
FASE 11. - ONDER WATER AFSNJDEN EN VERWIJDEREN VAN COMPARTIMENTERINGS- EN BOLWKUIPWANDEN
- SCHEEPVAART ONLEIDEN DOOR SLUIS
- GROND ACHTER NOORDELIJKE KOLKWAND EN IN BESTAAND KANAAL AANVULLEN TOT 7,50"



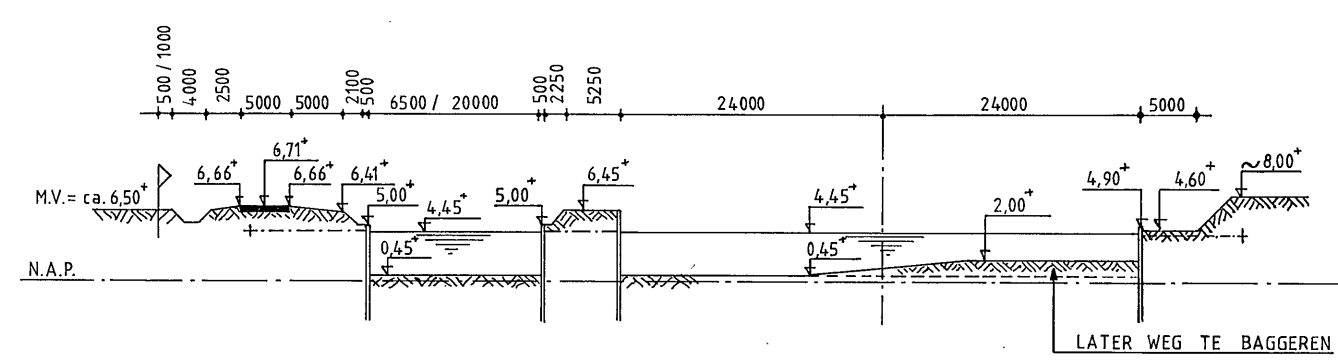
FASE 12. - VERWIJDEREN VAN DE PREFAB RIJPLATEN
- TREKKEN VAN DE SCHEIDINGSWAND MET SCHOORPALEN EN BESCHERMPALEN
- GROND TEN NOORDEN EN TEN ZUIDEN VAN DE SLUIS AANVULLEN TOT 10,15"

Opmerkingen:
Maten in millimeters
Hoogtematen in meter t.o.v. N.A.P.
Nadat de bouwkampen van de sluishoofden gereed zijn gekomen, kan gelijktijdig met de bouw van de hoofden en de kolk begonnen worden. De laddernis-damwanden BU 25 en de voegprofielen worden in twee delen aangebracht.

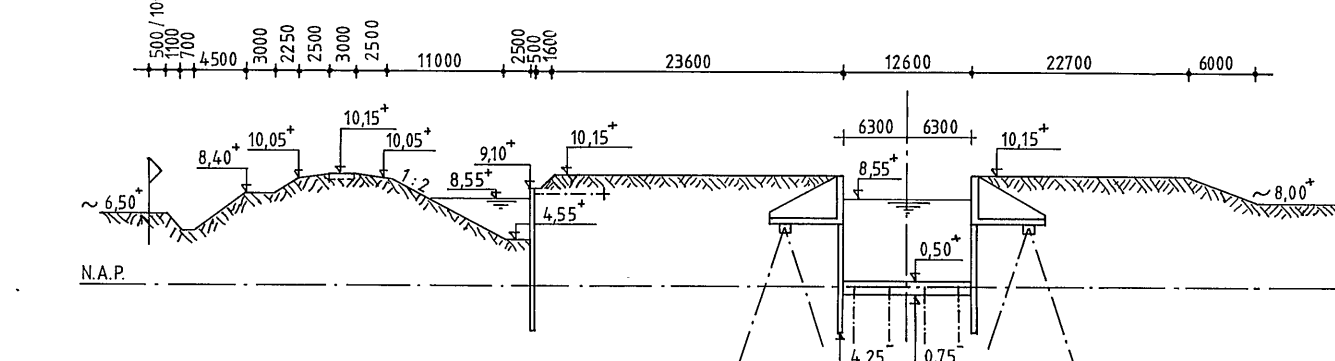
RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE SLUIZEN EN STUWEN			
Rijkskantorengebouw Westraven Utrecht-Z. Postbus 20000 Code 3502LA Tel. 030-859111			
De hfd. ingenieur in alg. dienst:		ZUID - WILLEMSVAART SLUIS SCHIJNDEL	
De technisch inspecteur:		FASERING SLUISBOUW	
gml.:	F.H. Westerveld	juul 1985	
gez.:			Schaal: 1:1000, 1:500, 1:200
gww.:	A	B	C
			Bijlage van afstudeerproject
			Ao sss
			BIJLAGE 10



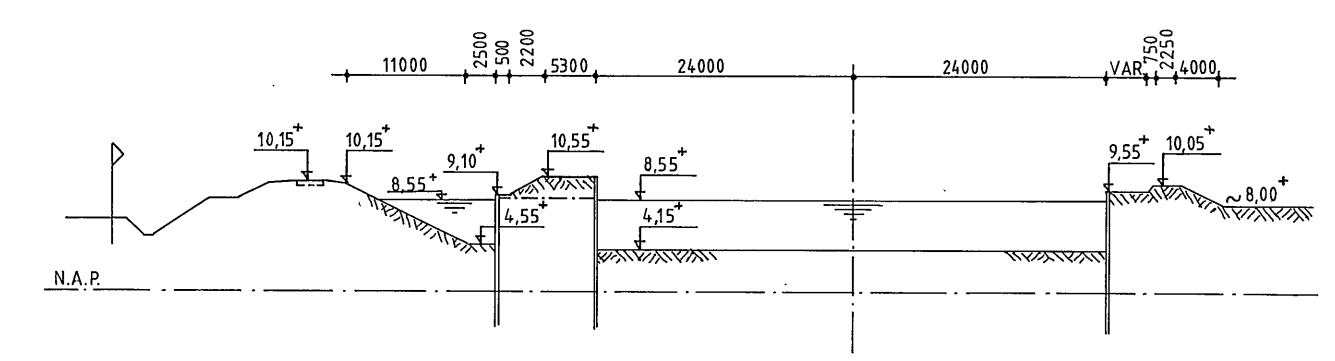
ALGEMEEN OVERZICHT
(SCHAAL 1:1000)



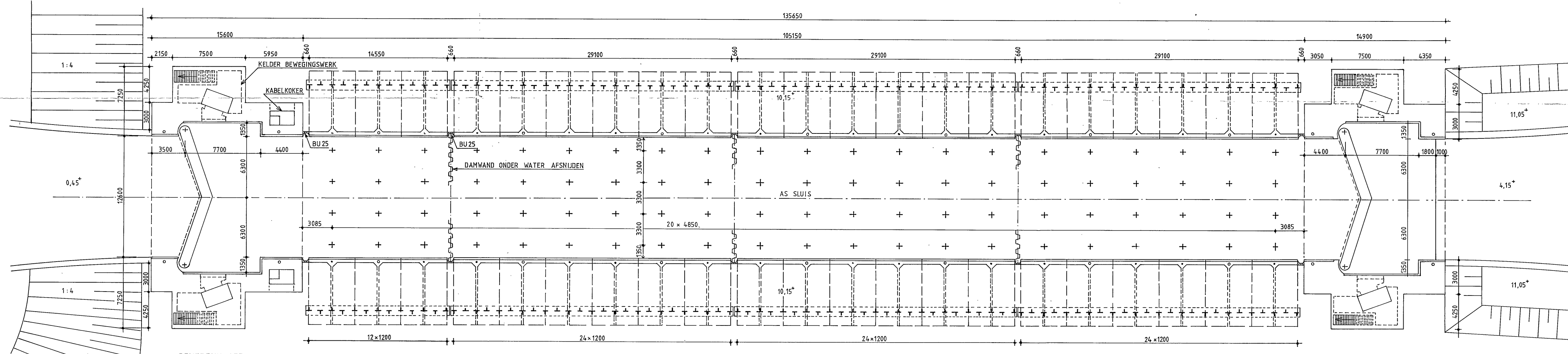
DOORSNEDE I-I
(SCHAAL 1:500)



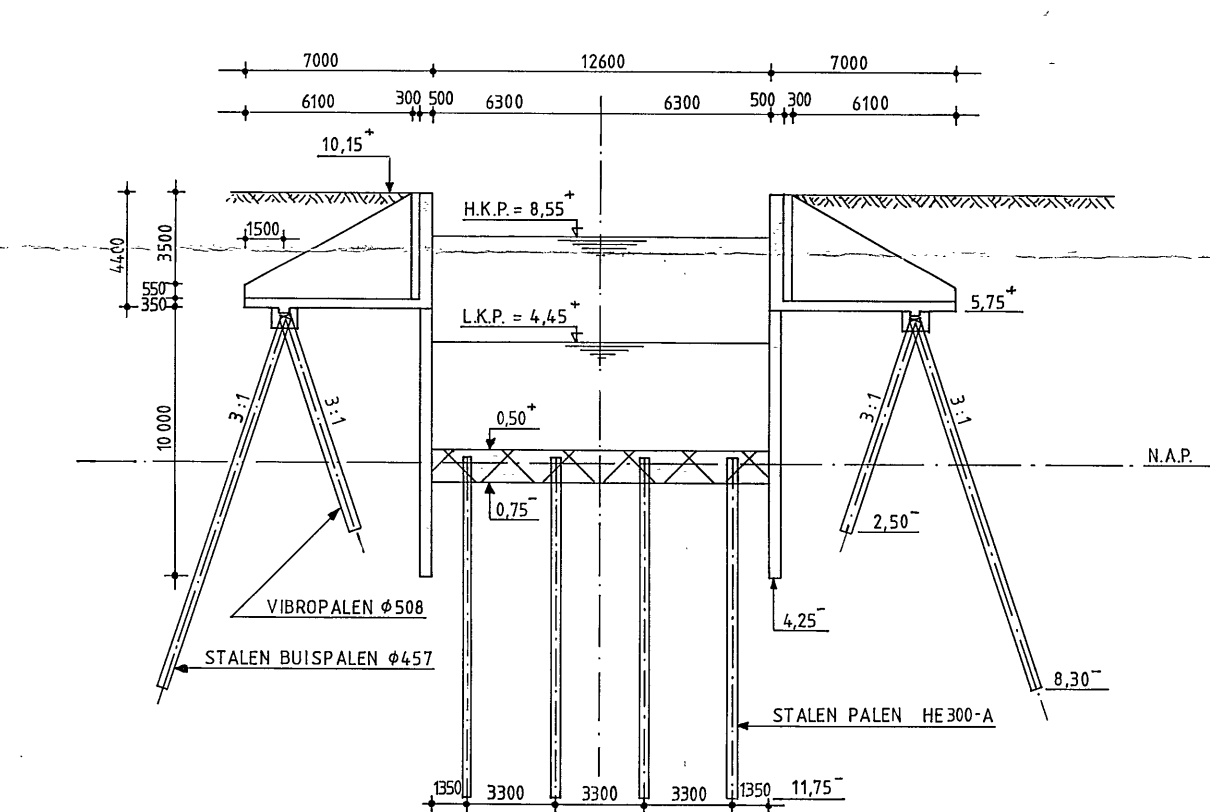
DOORSNEDE II-II
(SCHAAL 1:500)



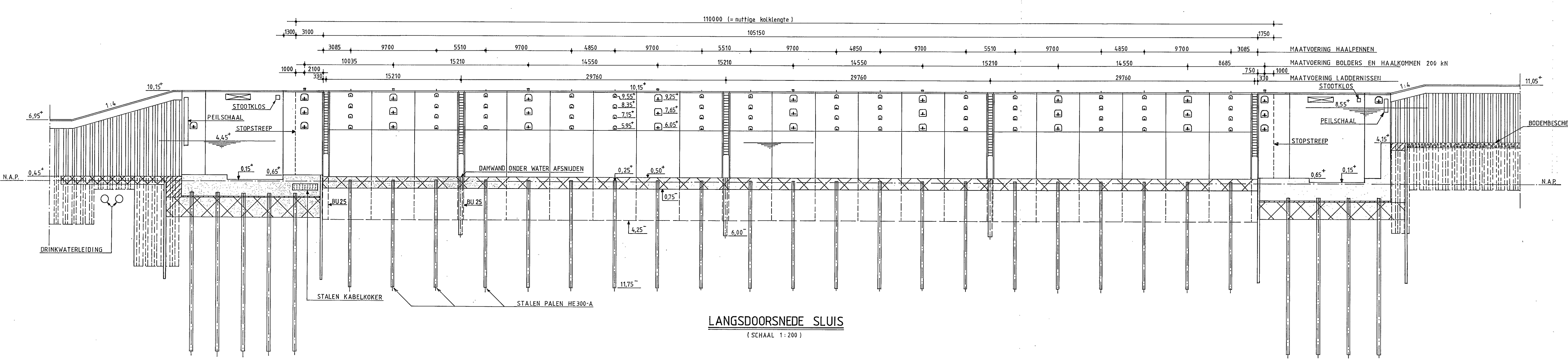
DOORSNEDE III-III
(SCHAAL 1:500)



BOVENAANZICHT SLUIS
(SCHAAL 1:200)



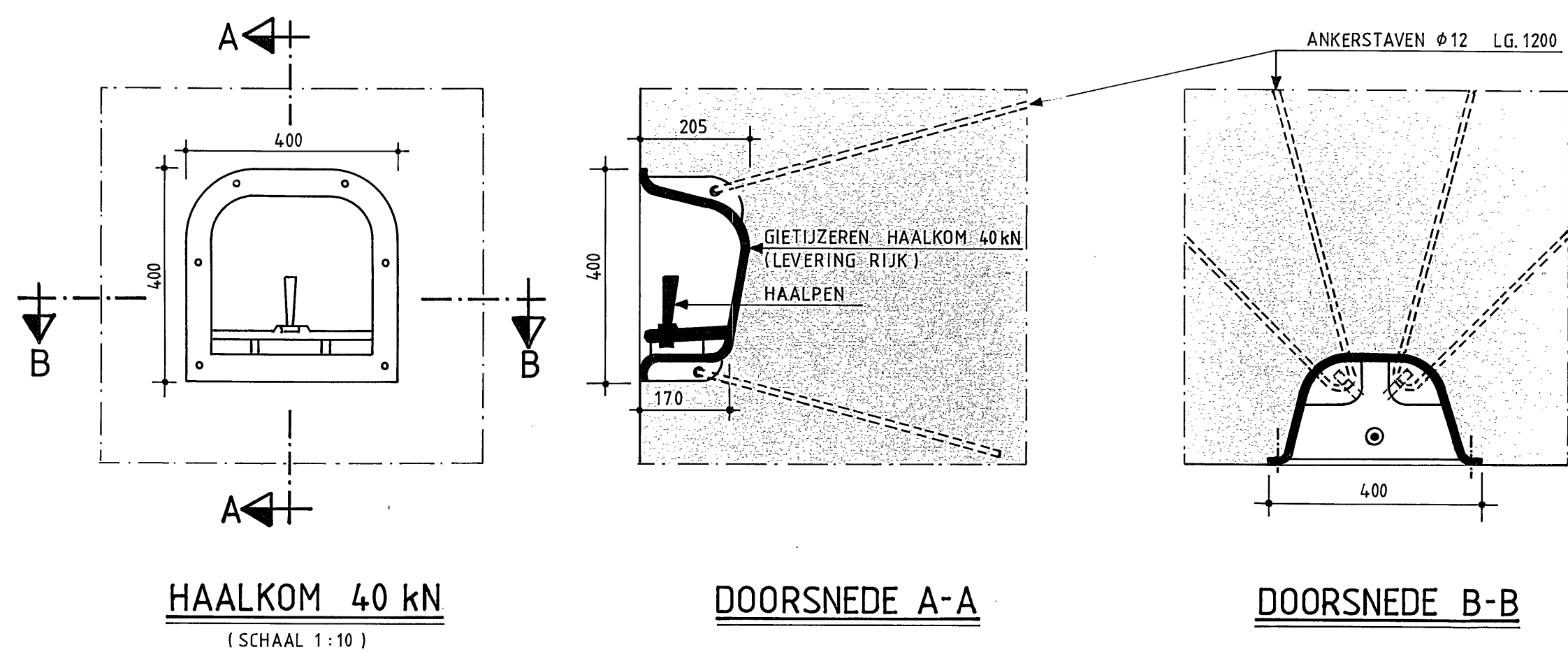
DWARSDOORSNEDE SLUISKOLK
(SCHAAL 1:200)



LANGSDOORSNEDE SLUIS
(SCHAAL 1:200)

Opmerkingen:
 Maten in millimeters
 Hoogtematen in meter t.o.v. N.A.P.
 [Symbol] Onder water gestort beton
 [Symbol] Vulbeton

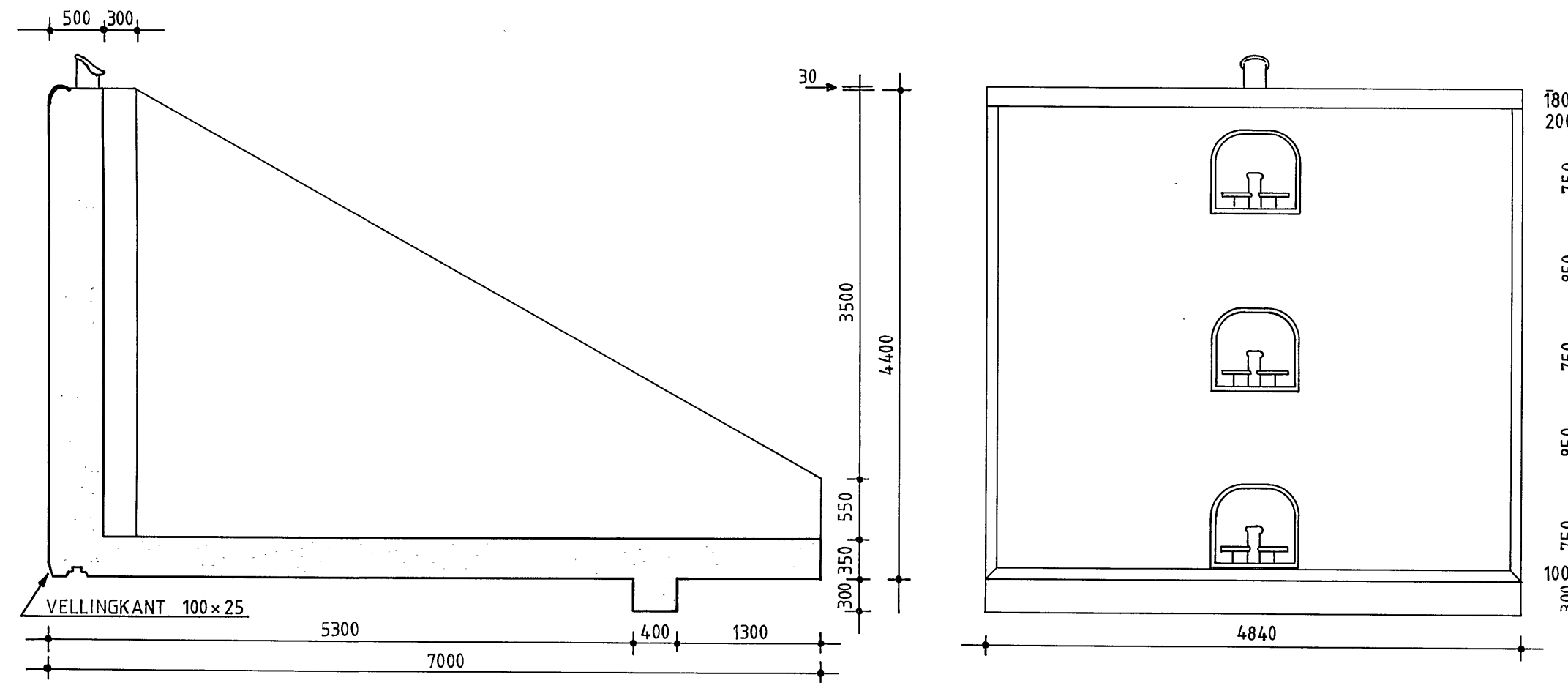
RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE SLUIZEN EN STUWEN			
Rijkskantorengebouw Westraven Utrecht-Z. Postbus 20000 Code 3502LA Tel. 030-859111			
De hfd. ingenieur in alg. dienst:		ZUID-WILLEMSVAART SLUIS SCHIJNDEL	
De technisch inspecteur:		ALGEMEEN OVERZICHT	
get. : F.M. Westerveld mei '84		DOORSNEDEN SLUIS	
gez. :		Schaal: 1:1000, 1:500, 1:200	
gew. : A B C D		Bijlage van afstudeerproject	
		A ₀ SSS BIJLAGE 7	



HAALKOM 40 kN
(SCHAAL 1:10)

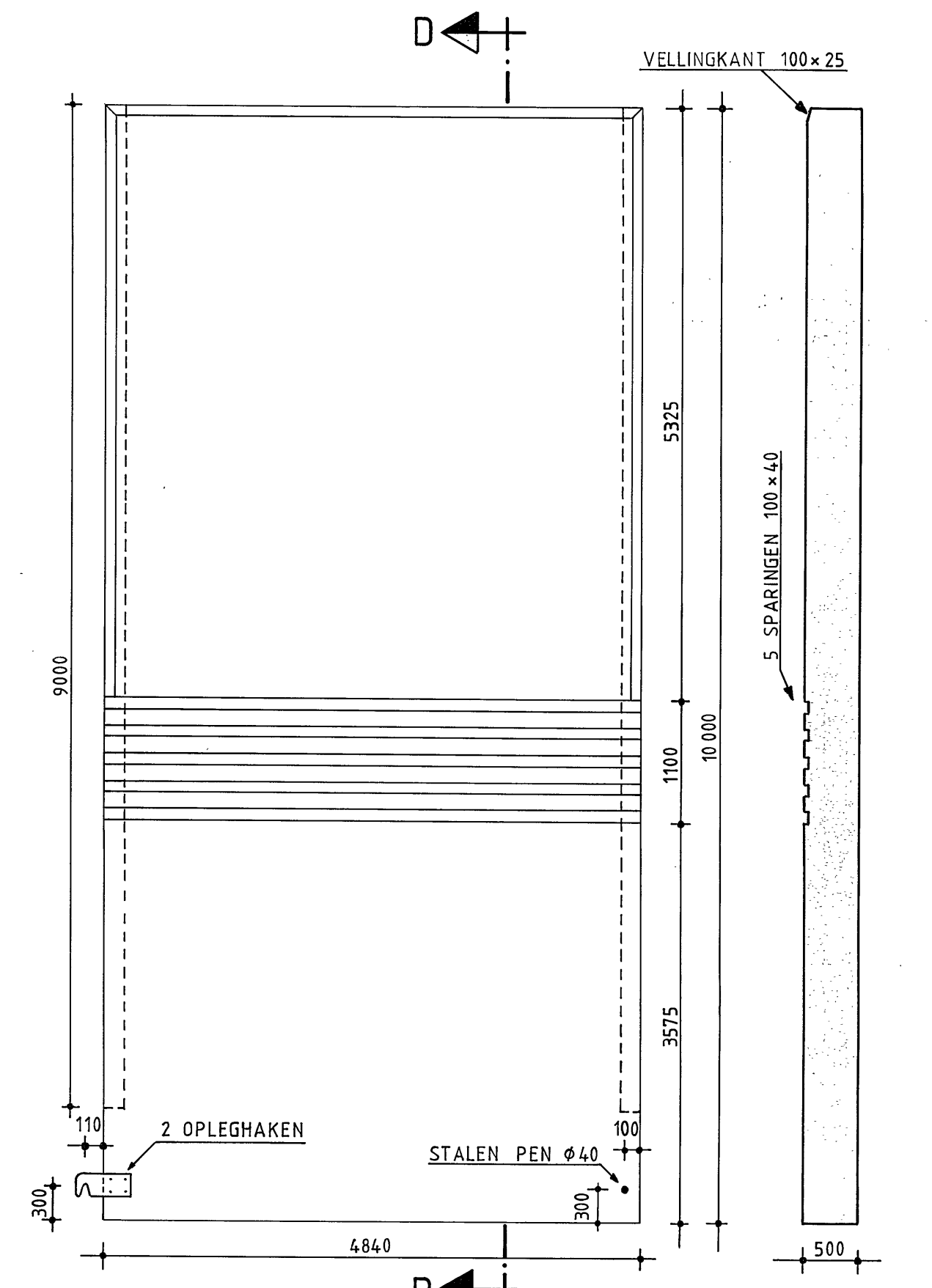
DOORSNEDE A-A

DOORSNEDE B-B

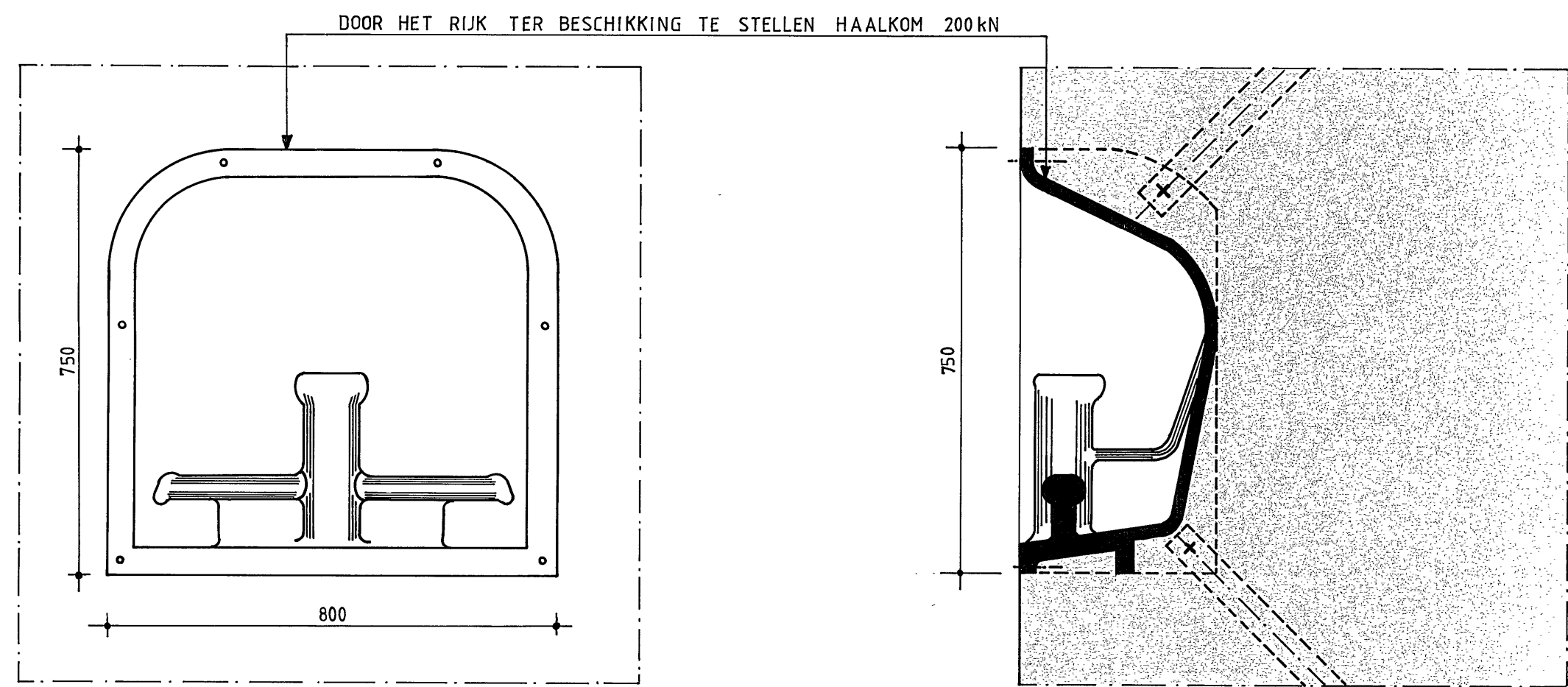


DOORSNEDE C-C

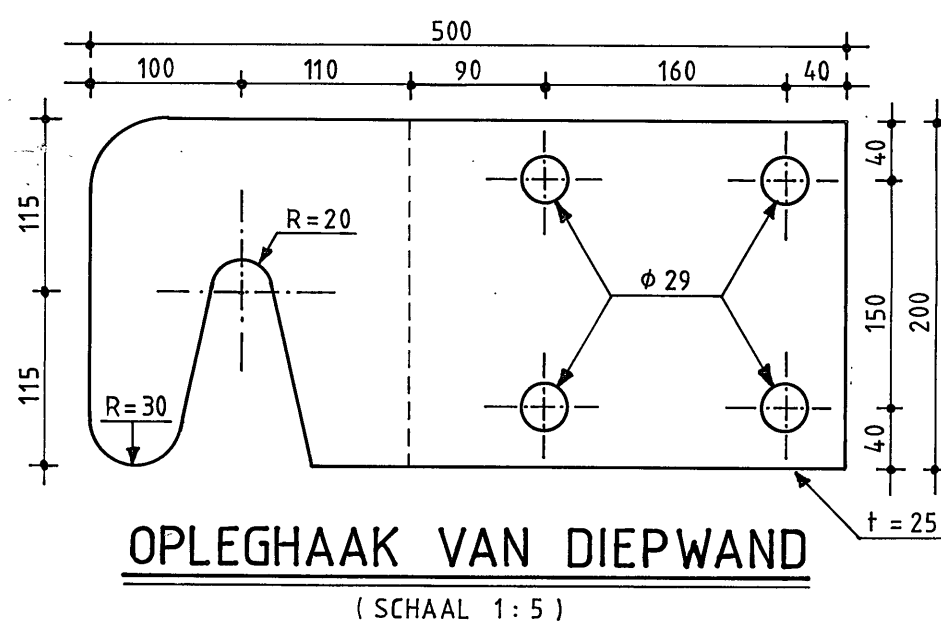
VOORAANZICHT MET 200 kN HAALKOMMEN



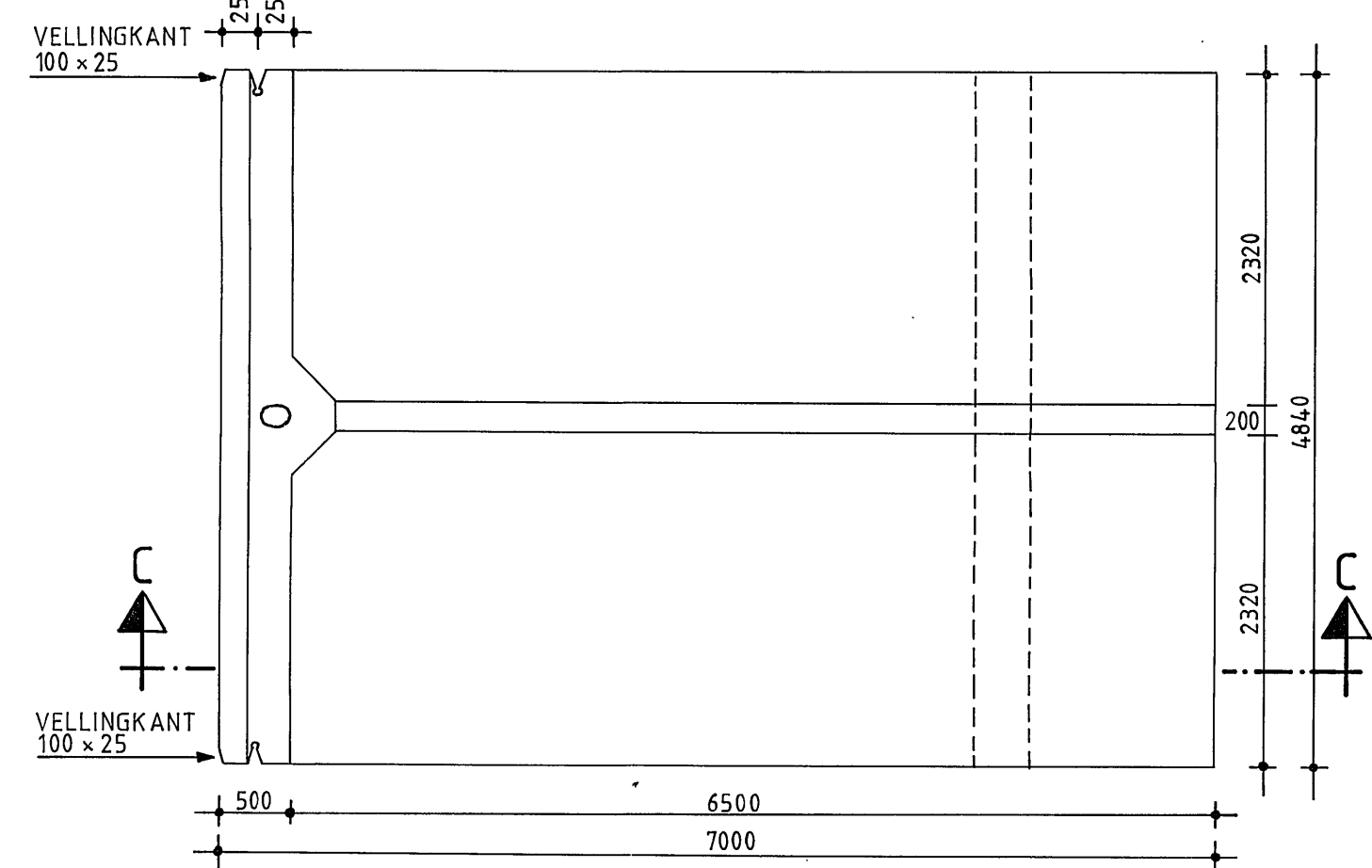
VOORAANZICHT PREFAB DIEPWAND DSN. D-D
(SCHAAL 1:50)



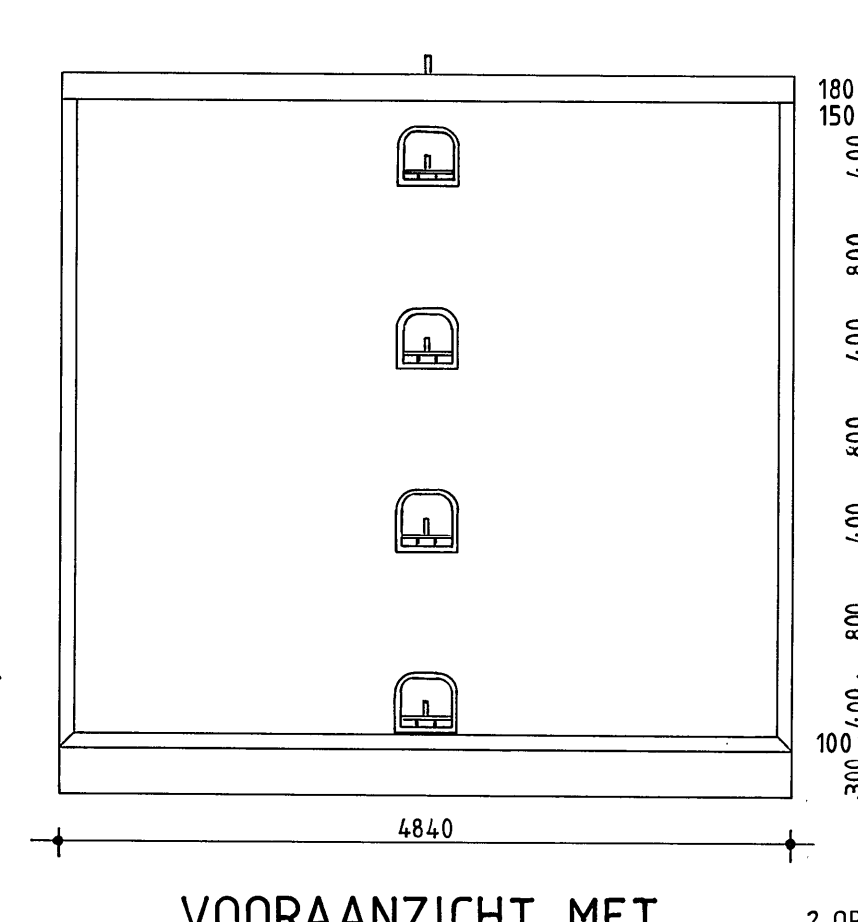
HAALKOM 200 kN
(SCHAAL 1:10)



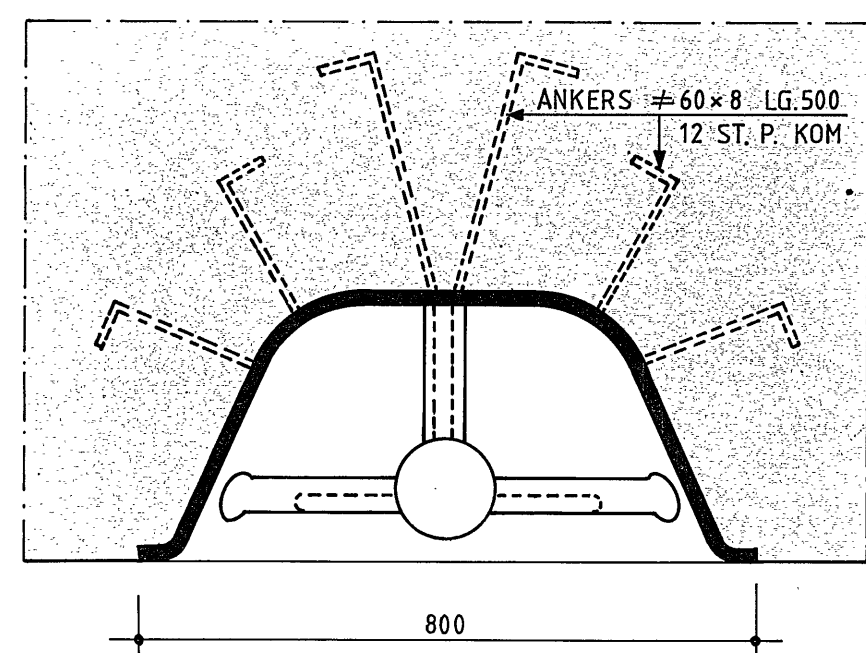
DEKZERKPROFIEL / BOLDER 200 kN
(SCHAAL 1:5)



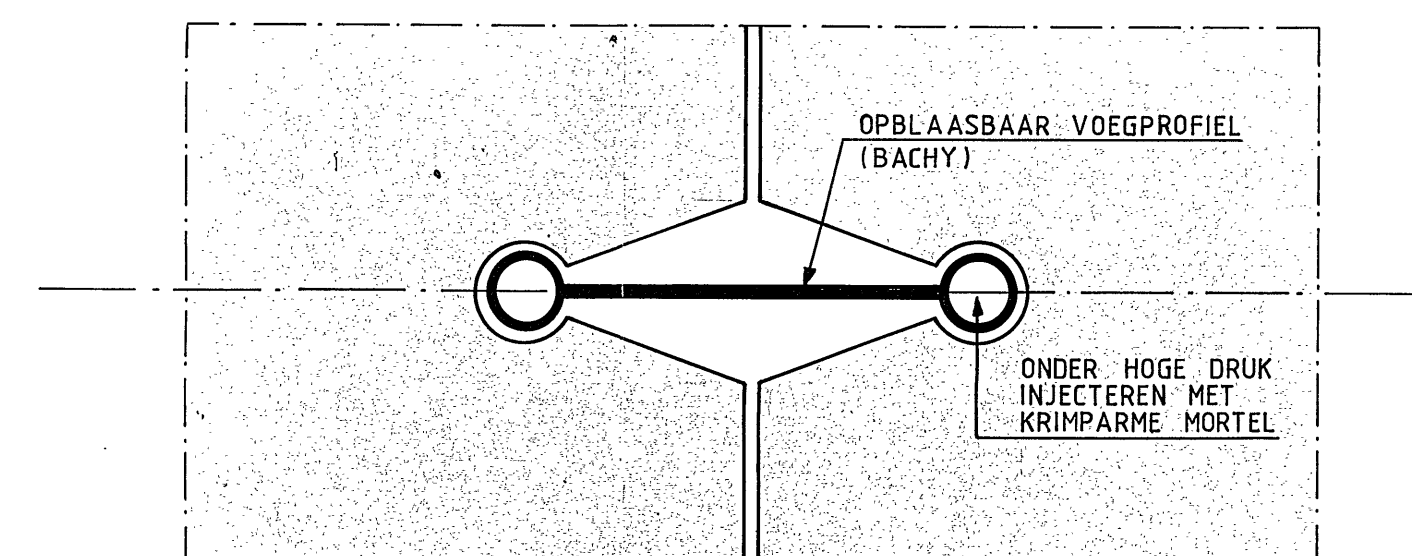
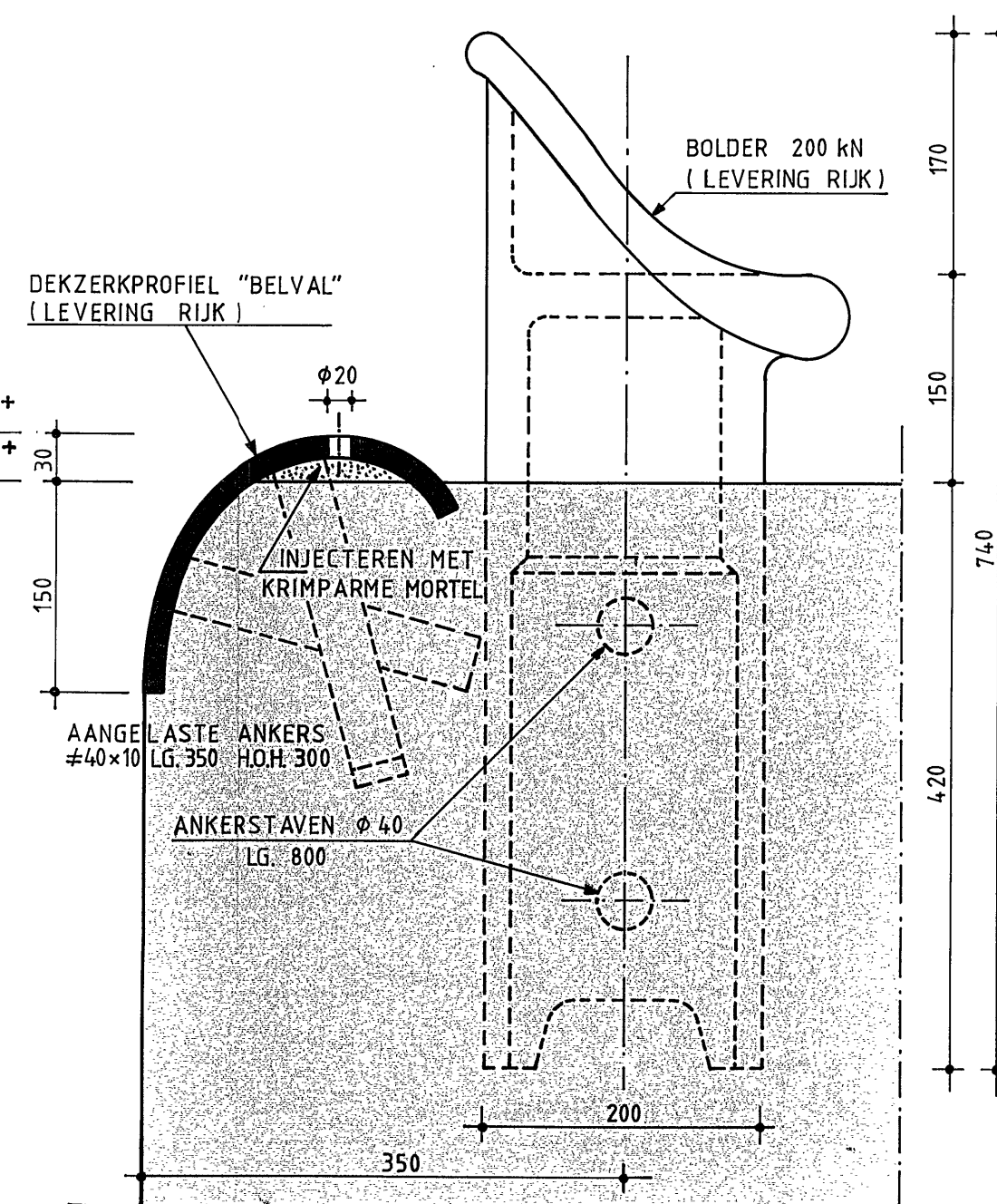
BOVENAANZICHT PREFAB L-MUUR
(SCHAAL 1:50)



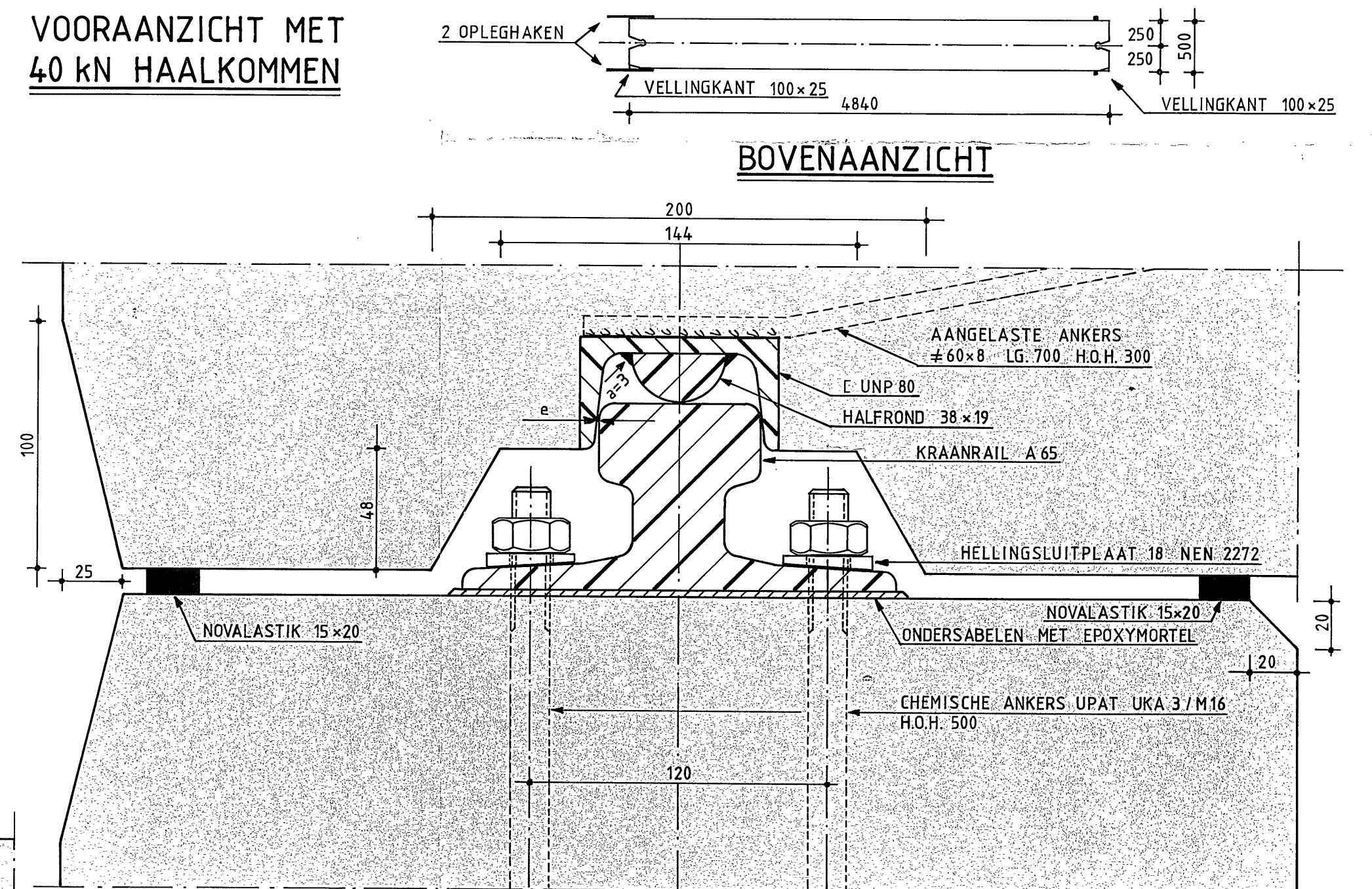
BOVENAANZICHT



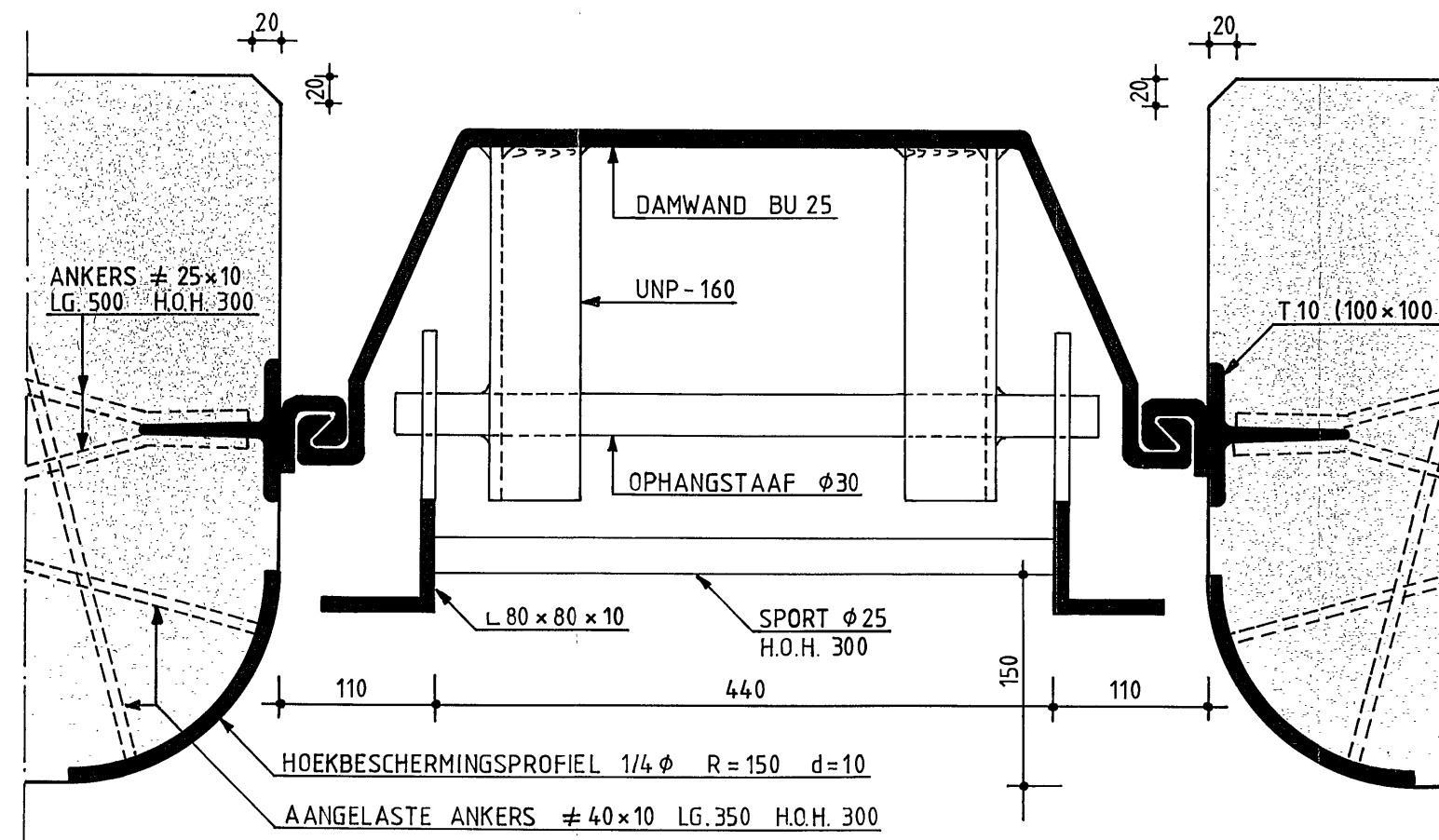
BOLDER 40 kN
(SCHAAL 1:10)



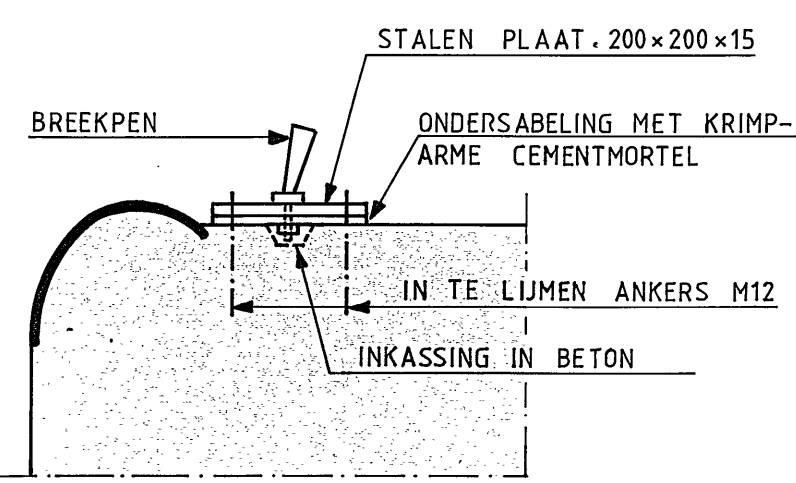
VOEGPROFIEL
(SCHAAL 1:5)
(ZIE OPMERKING)



VELLINGKANTEN / OPLEGGING L-MUUR OP DIEPWAND
(SCHAAL 1:2)



DOORSNEDE OVER LADDERNIS
(SCHAAL 1:5)



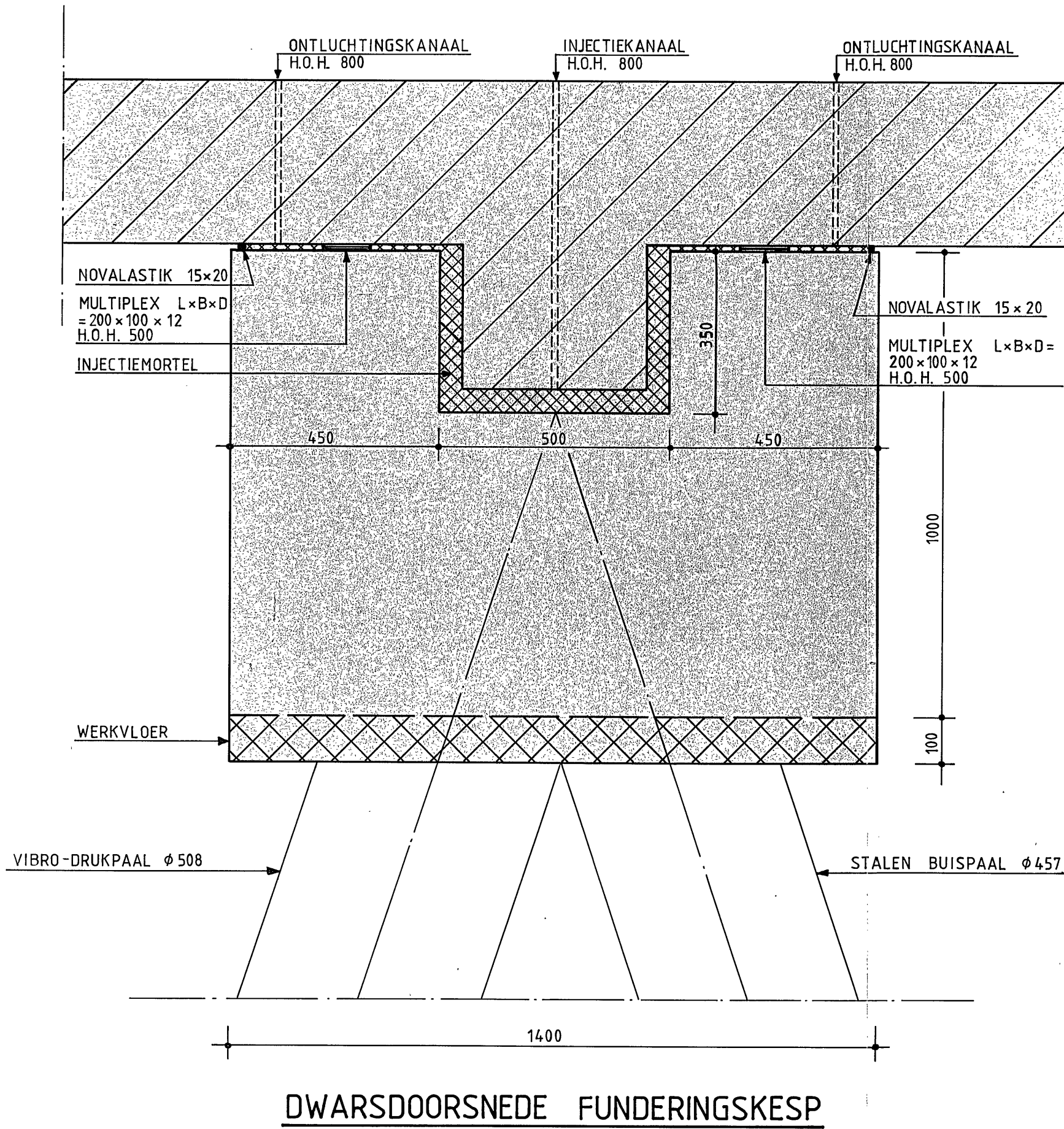
Opmerkingen:

Maten in millimeters
Hoogtematen in meter t.o.v. N.A.P.
De speling tussen kraanrail A65 en UNP 80 (e) dient vooraf gecontroleerd te worden en mag niet minder bedragen dan 1mm
De exacte afmetingen van het voegprofiel zijn niet precies bekend. Nadere informatie bij de leverancier (Bachy-Nederland)

RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE SLUIZEN EN STUWEN			
Rijkskantorengebouw Westraven Utrecht-Z. Postbus 20000 Code 3502 LA Tel. 030-859111			
De hfd. ingenieur in alg. dienst:	ZUID-WILLEMSVAART SLUIS SCHIJNDEL		
De technisch inspecteur:	MAATVOERING PREFAB L-MUUR-ELEMENTEN, PREFAB DIEPWANDEN		
gez.:	DETAILS SCHUTKOLK		
gew.:	A	B	C
Schaal: 1:50, 1:10, 1:5, 1:2			
Bijlage van afstudeerproject		A1	BIJLAGE 8

BESTEMMING	Nr.	Aantal	Dikte mm	Lengte per staaf in m	TOTALE LENGTE in m						VORM DER STAVEN MATEN in mm (alle maten t.o.v. buitenkant staaf)					
					∅ 12	∅ 16	∅ 20	∅ 25	∅ 32	∅ 40						
2 ^e stort	31	3	16	5,05 2,95		12 00						VERLOOP OVER 3 STAVEN	98 2516 / 1466	2050 / 1000	466 150°	
"	32	18	16	6,15 1,85		72 00						VERLOOP OVER 9 STAVEN	5800 / 1500	350	150°	
"	33	16	16	5,35 1,65		56 00						VERLOOP OVER 8 STAVEN	4950 / 1250	400	150°	
"	34	9	16	2,80		25 20							98 1391			
"	35	8	16	4,00		32 00							98 1991			
"	36	4	16	6,00		24 00							5940	100		
"	37	4	16	5,33		21 32							5270	100		
"	38	2	16	3,20		6 40							98 1591			
"	39	2	16	4,66		9 32							98 2321			
"	40	62	16	4,08 0,58		144 46						VERLOOP OVER 31 STAVEN	3940 / 440	100		
"	41	54	16	1,77		95 58							550	1140	135° 100 135°	
"	42	2	16	4,50		9 00							3940	600		
"	43	12	16	3,00		36 00							3000			
"	44	12	16	2,33		27 96							1500	840	135°	
TOTALE LENGTE in m:						251 36	1571 56	394 39	175 89							
TOTAAL GEWICHT in kg:						223	2480	973	678							
												GEWICHT v.d. STAAT:	4354	kg	BEHOORT BIJ TEK.: Nr.: BIJL. 11	
WIJZIGINGEN:	PAR.	DAT.	Rijkswaterstaat Dir. Sluizen en Stuwen, Tel. 030 - 859111						GET.: F.M. Westerveld		TOTAAL AANTAL					
			Project:						GEC.:		BLADEN: 2					
			Omschrijving onderdeel:						GEZ.:		BLADNR.: 2					
			PREFAB L - MUUR						BUIGSTAAT		Nr.: 1					

BESTEMMING	Nr.	Aantal	Dikte mm	Lengte per staaf in m	TOTALE LENGTE in m						VORM DER STAVEN MATEN in mm (alle maten t.o.v. buitenkant staaf)			
					∅ 12	∅ 16	∅ 20	∅ 25	∅ 32	∅ 40				
1 ^e stort	1	16	20	6,00			96 00							
"	2	16	20	7,00			112 00							
"	3	16	16	5,33		85 28								
"	4	16	16	6,00		96 00								
"	5	16	16	2,28		36 48								
"	6	16	16	1,60		25 60								
"	7	16	16	2,28		36 48								
"	8	16	16	1,40		22 40								
"	9	16	16	1,50		24 00								
"	10	16	16	2,28		36 48								
"	11	14	16	1,40		19 60								
"	12	14	16	2,28		31 92								
"	13	33	25	5,33				175 89						
"	14	33	20	5,33			175 89							
"	15	2	16	4,66		9 32								
"	16	2	16	1,16		2 32								
"	17	1	16	4,78		4 78								
"	18	32	16	2,00		64 00								
"	19	2	16	0,92		1 84								
"	20	2	12	0,85	1 70									
"	21	32	12	1,40	44 80									
"	22	32	12	1,77	56 64									
"	23	5	12	4,78	23 90									
1 ^e + 2 ^e stort	24	112	12	1,00	112 00									
2 ^e stort	25	30	16	4,00		120 00								
"	26	30	16	3,20		96 00								
"	27	54	16	5,33		287 82								
"	28	1	12	4,42	4 42									
"	29	2	12	3,95	7 90									
"	30	3	20	4,50 / 2,50			10 50			VERLOOP OVER 3 STAVEN				
TOTALE LENGTE in m:					251 36	1000 32	394 39	175 89					GEWICHT v.d. STAAT:	BEHOORT BIJ TEK.:
TOTAAL GEWICHT in kg:													_____ kg	Nr.: BIJL. 11
WIJZIGINGEN:	PAR.	DAT.	Rijkswaterstaat Dir. Sluizen en Stuwen, Tel. 030 - 859111						GET.: F.M. Westerveld	TOTAAL AANTAL				
			Project: ZUID - WILLEMSVAART SLUIS SCHIJNDEL						GEC.:	BLADEN: 2				
			Omschrijving onderdeel:						GEZ.:	BLADNR.: 1				
			PREFAB L-MUUR						BUIGSTAAT Nr.: 1					



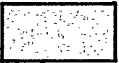


DWARSDOORSNEDE FUNDERINGSKESP

Opmerkingen:

Maten in millimeters

Voor de lengte-afmetingen van de kespdelen zie bijlage 7

-  Vooraf vervaardigd beton
-  Ongewapend beton
-  Gewapend beton in het werk gestort

RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE SLUIZEN EN STUWEN

Rijkskantorengedouw Westraven Utrecht-Z. Postbus 20000 Code 3502 LA Tel. 030 - 85 91 11

De hfd. ingenieur in alg. dienst:

Z.-WILLEMSVAART SLUIS SCHIJNDEL

De technisch inspecteur:

MAATVOERING
FUNDERINGSKESP

get. : F.M. Westerveld juli 1986

gez. :

Schaal: 1 : 10

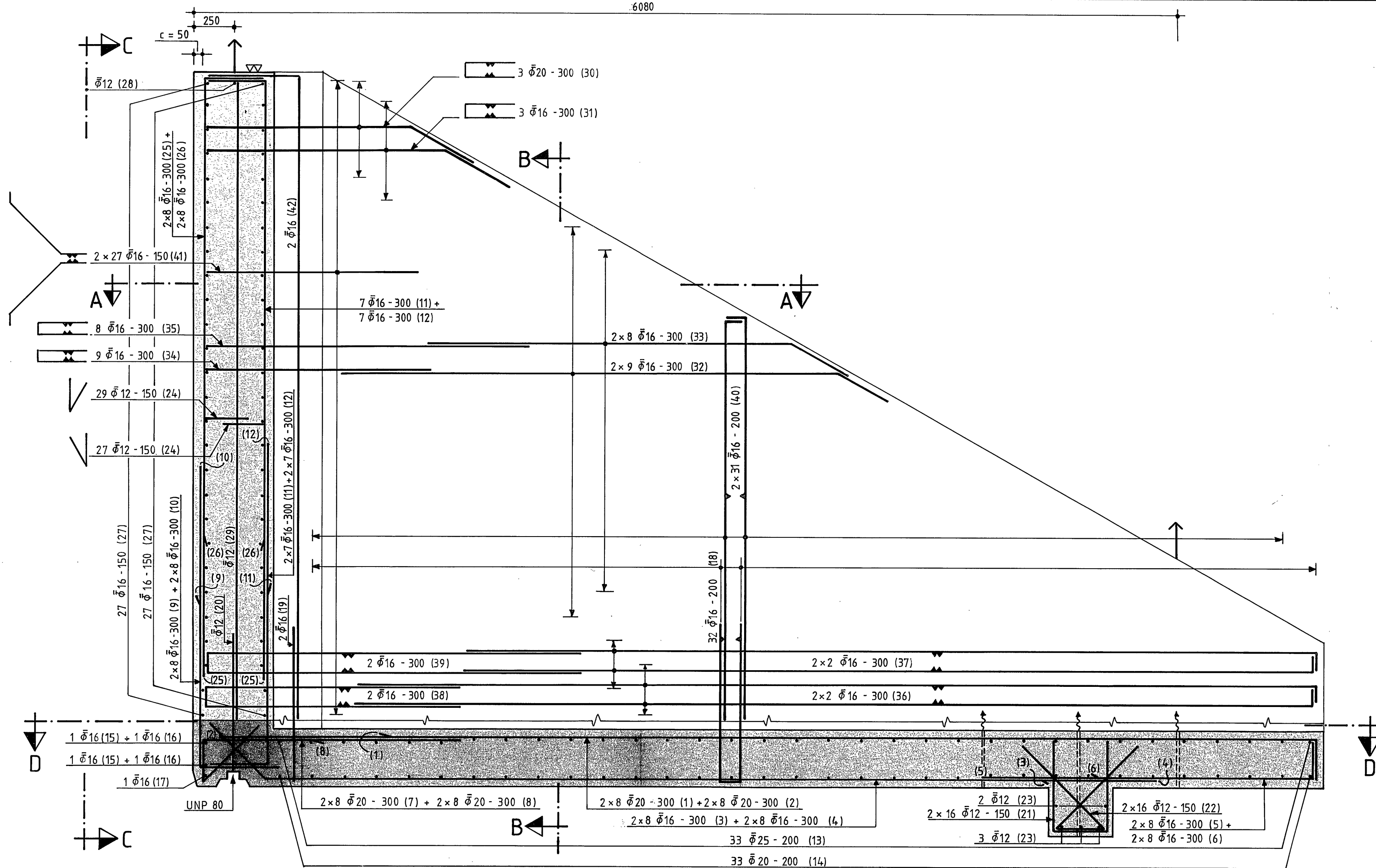
gew. :

A	B	C	D

Bijlage van afstudeerproject

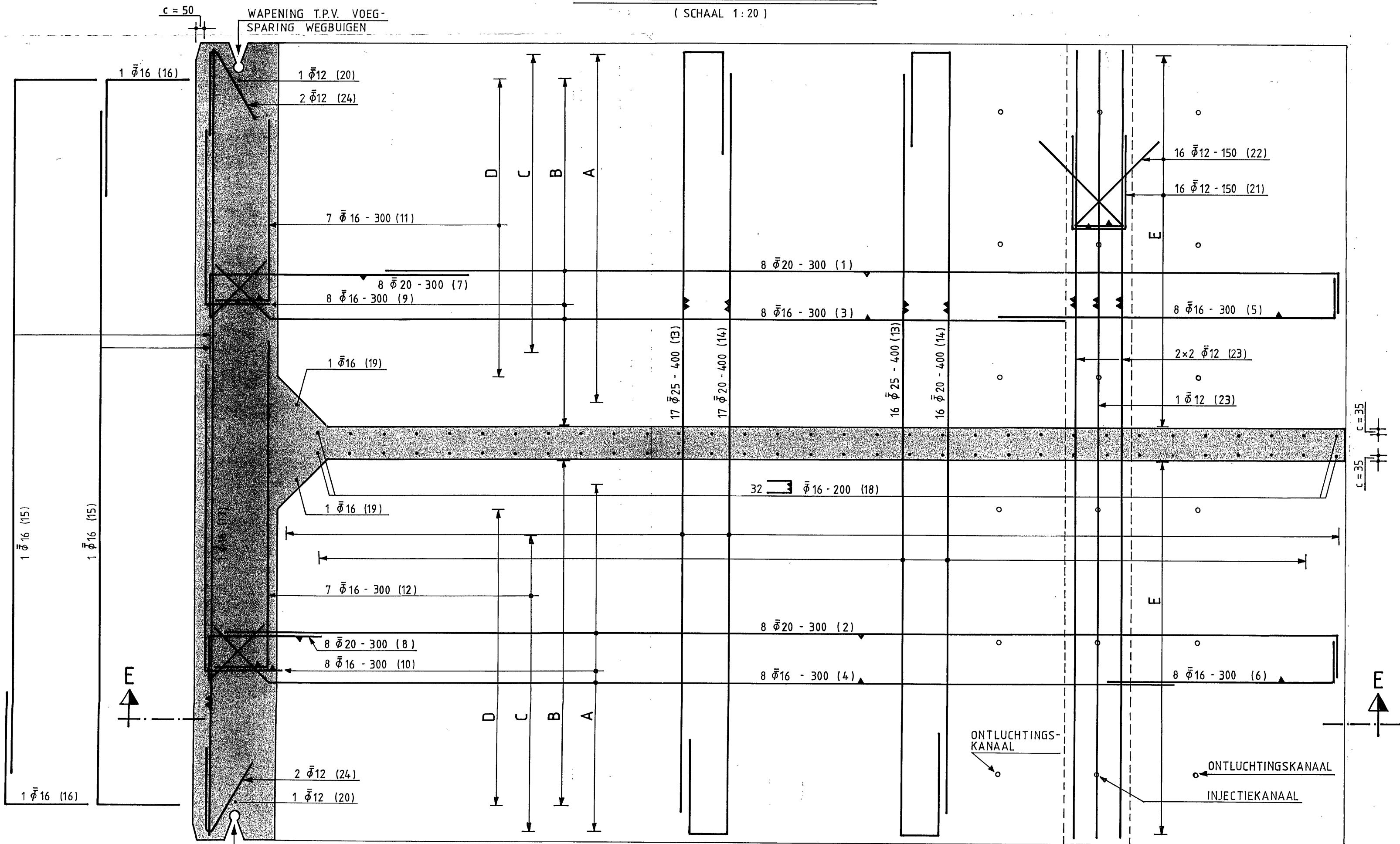
A3
SSS

BIJLAGE 9



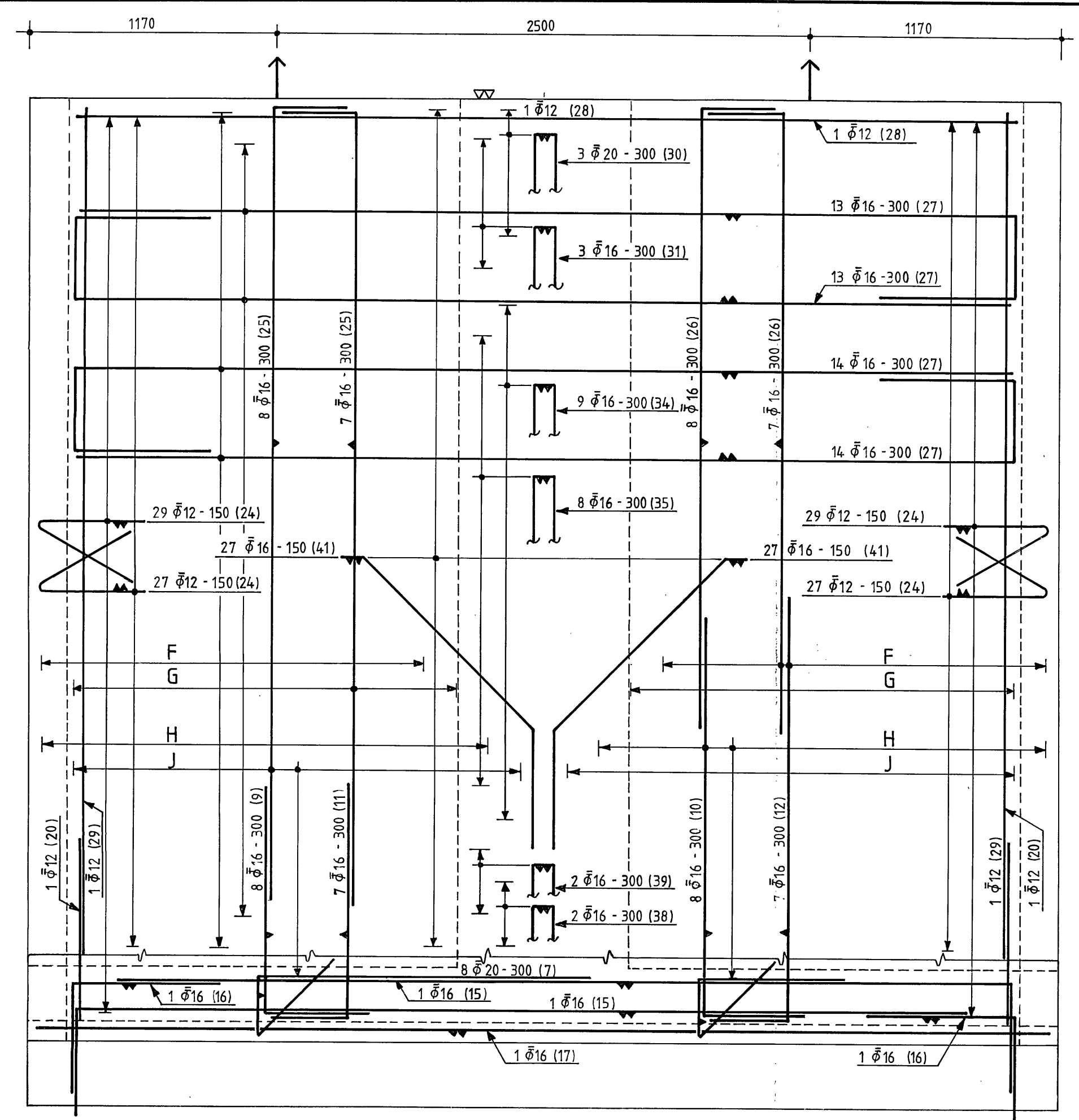
AANZICHT / DOORSNEDE E-E

(SCHAAL 1:20)



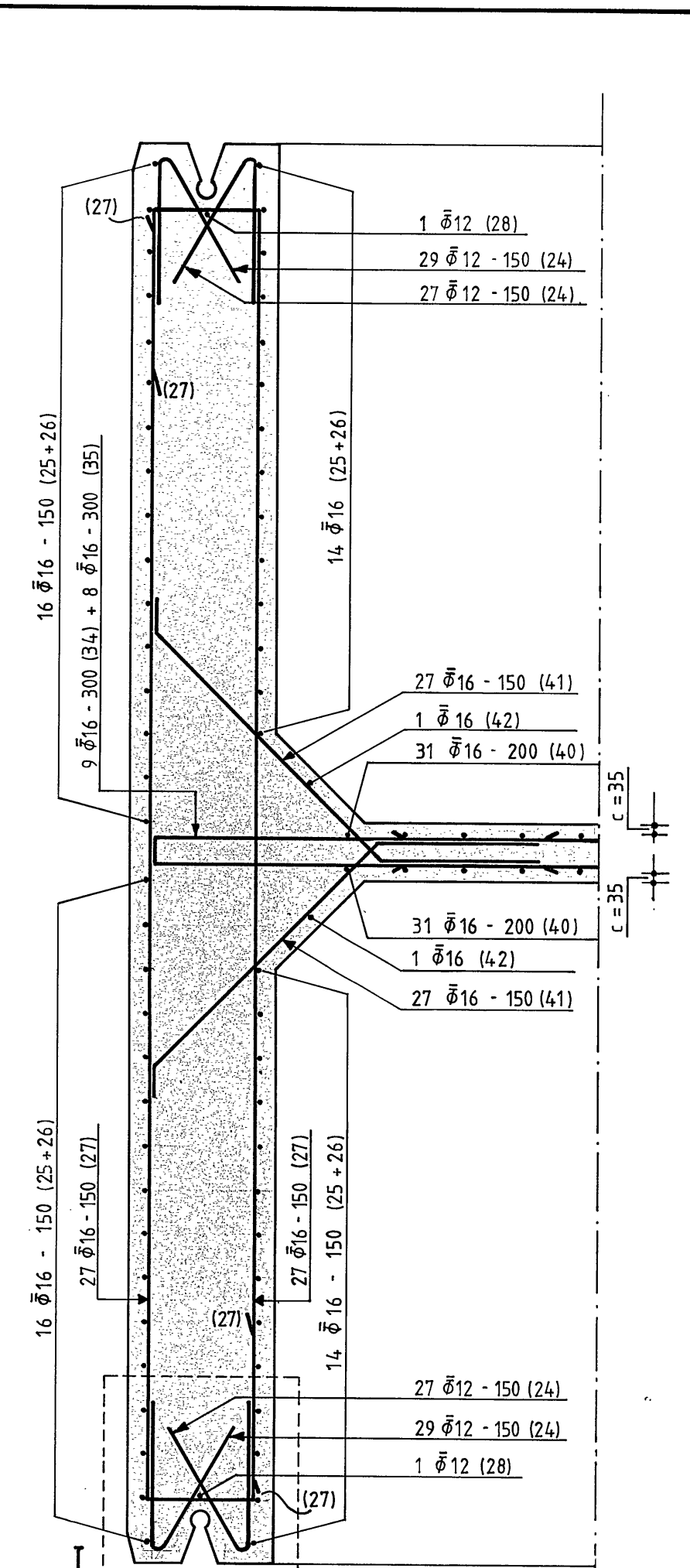
AANZICHT / DOORSNEDE D-D

(SCHAAL 1:20)



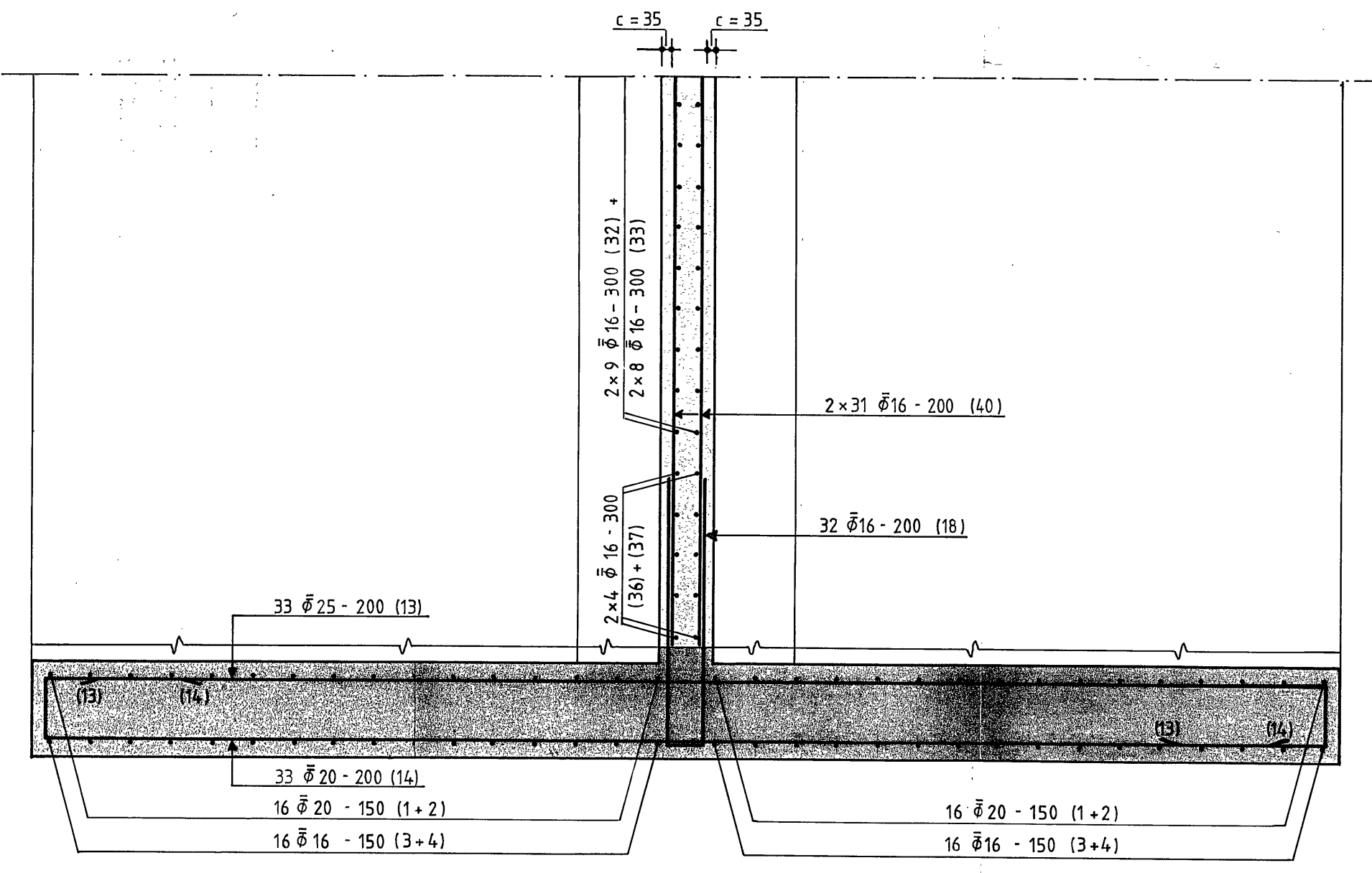
AANZICHT C-C

(SCHAAL 1:20)



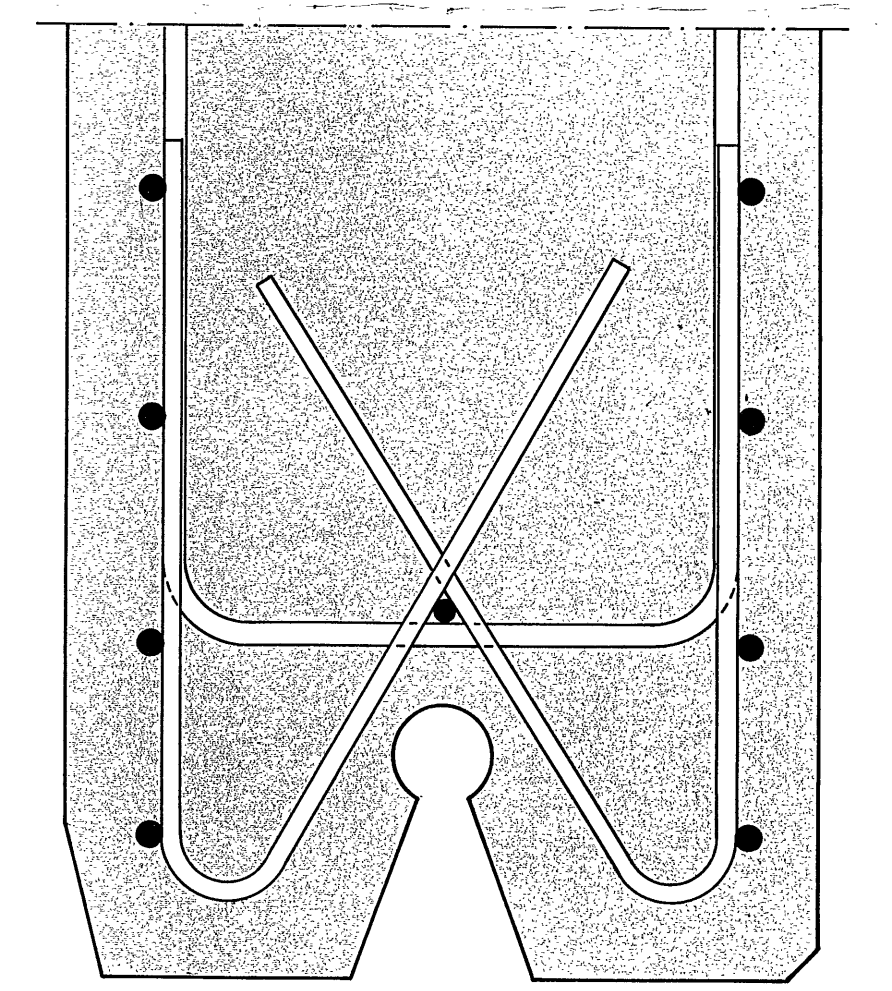
DOORSNEDE A-A

(SCHAAL 1:20)



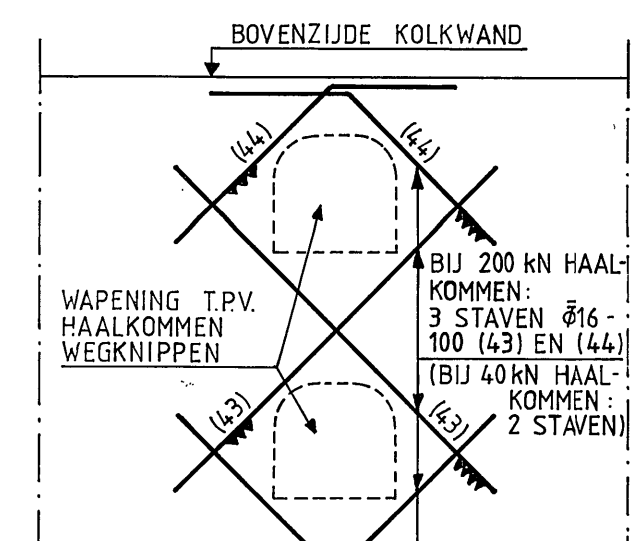
DOORSNEDE B-B

(SCHAAL 1:20)



DETAIL I

(SCHAAL 1:5)

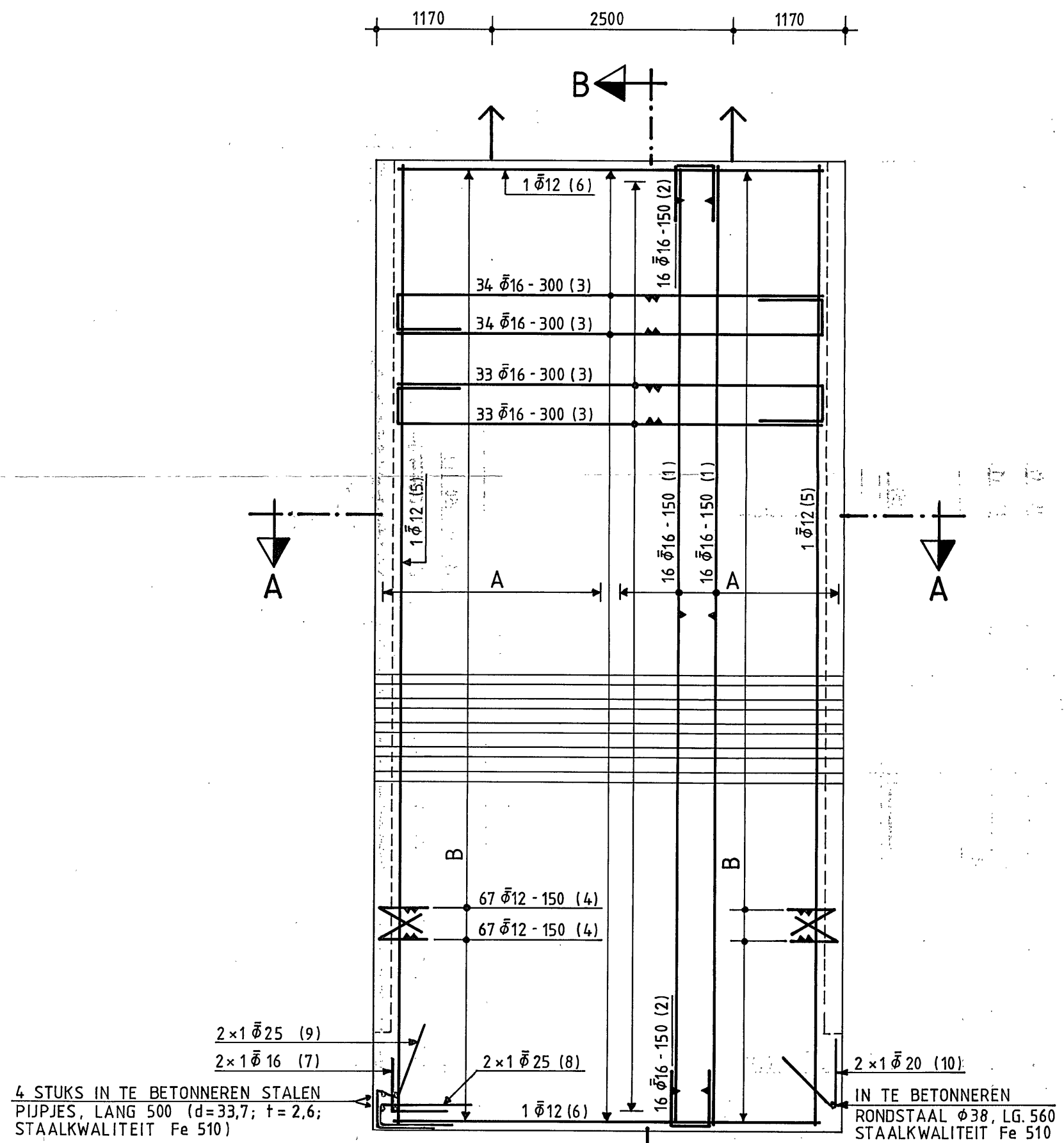


DETAIL II

(SCHAAL 1:50)

Opmerkingen:
 Maten in millimeters
 Minimum betonkwaliteit B30
 Minimum betonkwaliteit B45
 Betonstaal FeB 500HWL
 Betondekking c = 40 mm, tenzij anders vermeld
 Wapening rond haalkommen wegknippen en extra wapening bijleggen volgens detail II
 Stortvlak met houten spaan afwerken (vlak en strak)
 Hijspunt

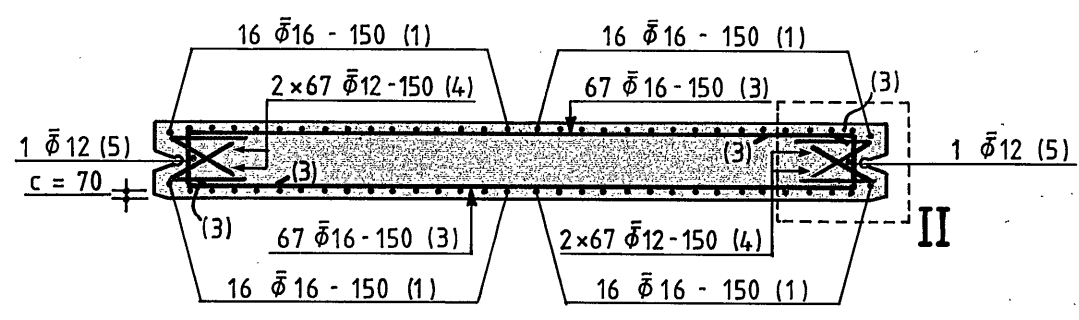
RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE SLUIZEN EN STUWEN			
Rijkskantorengebouw Westraven Utrecht-Z. Postbus 20000 Code 3502LA Tel. 030-859111			
De hfd. ingenieur in alg. dienst:		ZUID - WILLEMSVAART SLUIS SCHIJNDEL	
De technisch inspecteur:			
get. : F.M. Westerveld juni 1986			
gez. :		Schaal: 1:50, 1:20, 1:5	
gew. :		Bijlage van afstudeerproject	
A	B	C	D
		A1	BIJLAGE 11
		SSS	



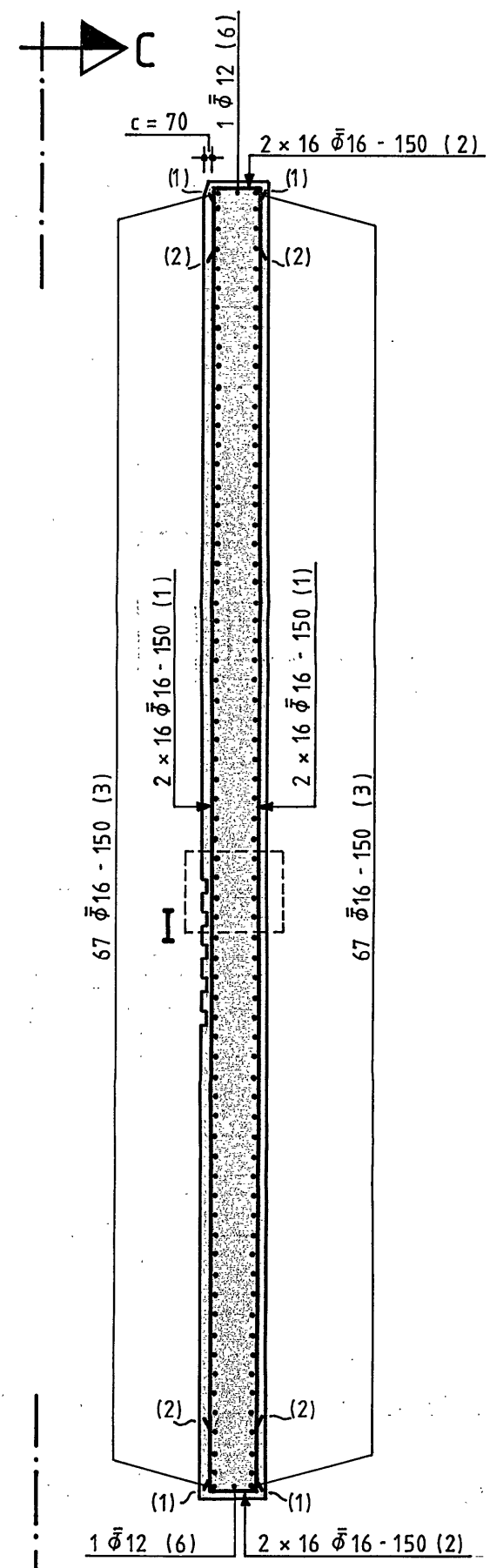
AANZICHT C-C
(SCHAAL 1:50)

4 STUKS IN TE BETONNEREN STALEN
PIJPJES, LANG 500 (d=33,7; t=2,6;
STAALKWALITEIT Fe 510)

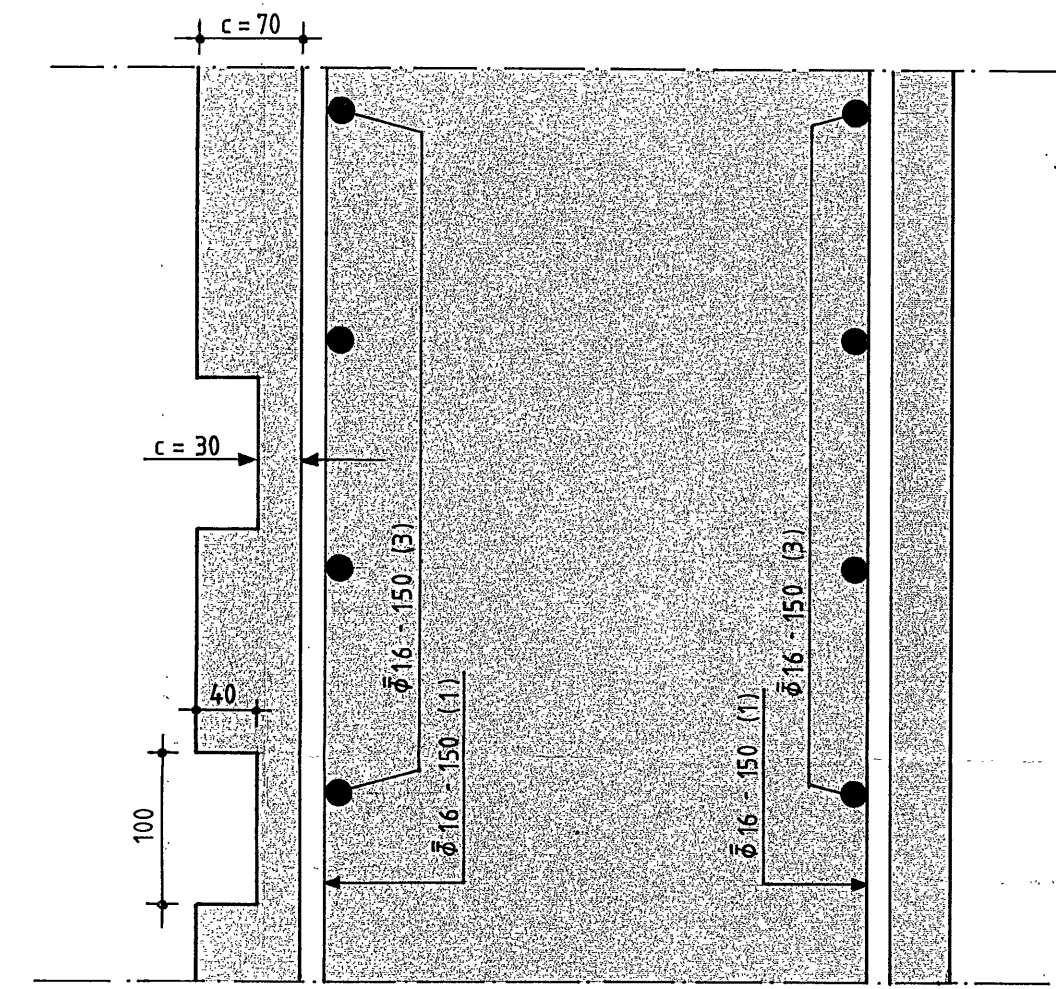
IN TE BETONNEREN
RONDSTAAL $\phi 38$, LG. 560
STAALKWALITEIT Fe 510



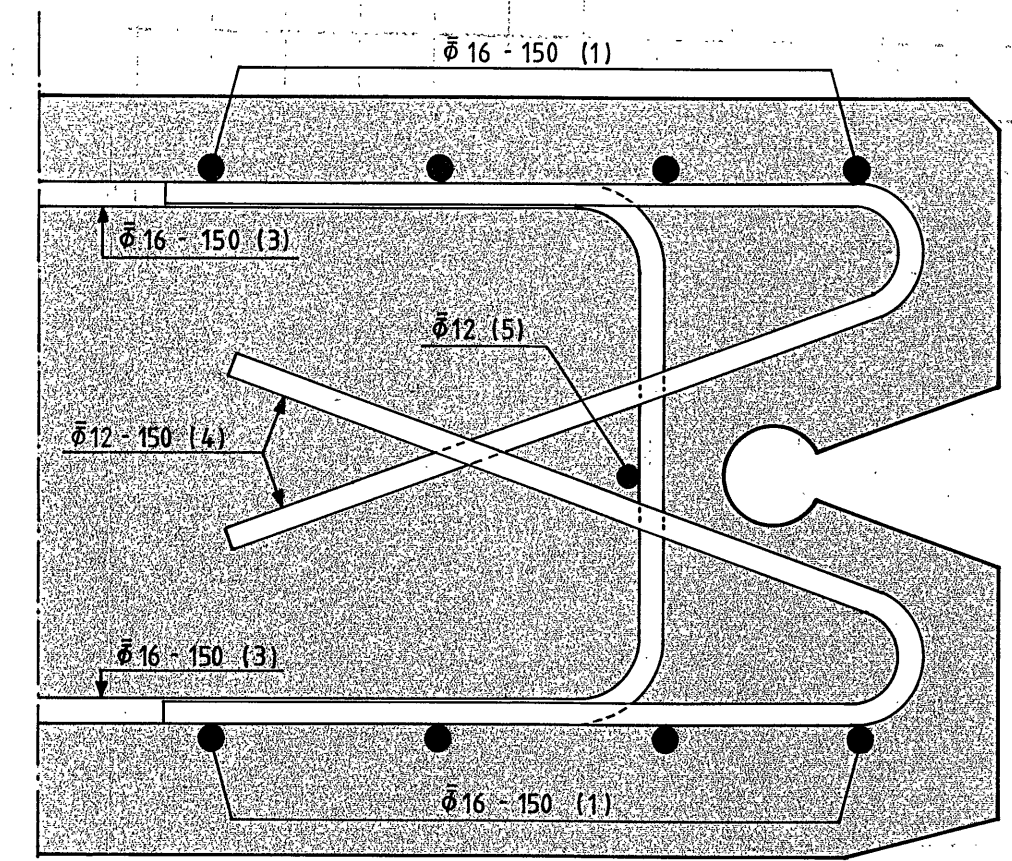
DOORSNEDE A-A
(SCHAAL 1:50)



DOORSNEDE B-B
(SCHAAL 1:50)



DETAIL I
(SCHAAL 1:5)

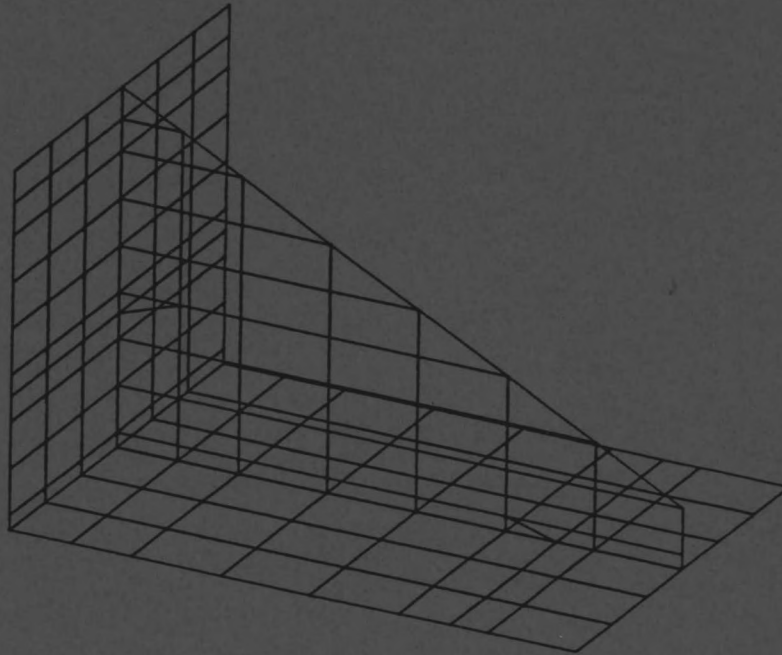


DETAIL II
(SCHAAL 1:5)

Opmerkingen:
 Maten in millimeters
 Minimum betonkwaliteit B30
 Betonstaal FeB 500HWL
 Befondekking c = 40 mm, tenzij anders vermeld
 ↑ Hijspunt

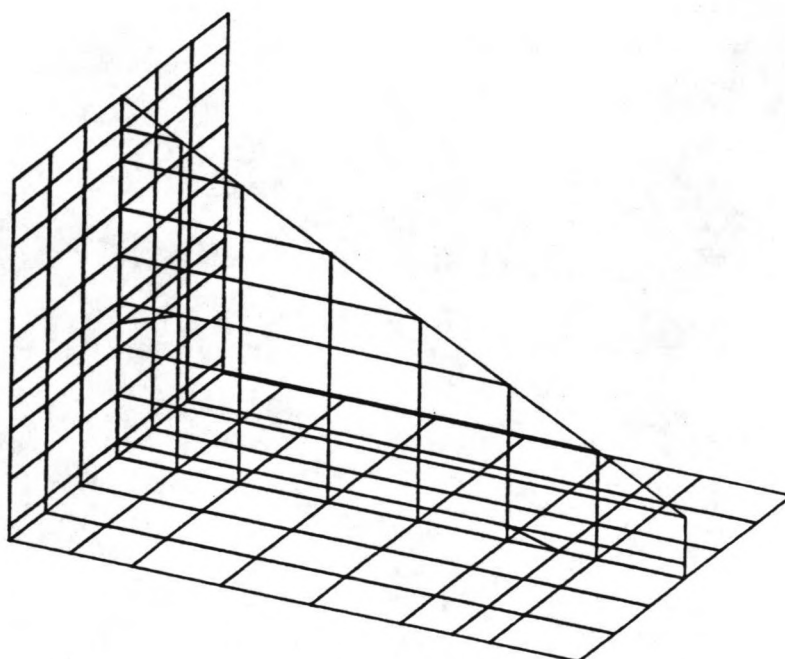
RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE SLUIZEN EN STUWEN Rijkskantorenged. Westraven Utrecht-Z. Postbus 20000 Code 3502 LA Tel. 030-859111			
De hfd. ingenieur in alg. dienst:		Z.-WILLEMSVAART SLUIS SCHIJNDEL	
De technisch inspecteur:		WAPENING PREFAB	
get. : F.M. Westerveld juni 1986		DIEPWAND	
gez. :		Schaal: 1:50, 1:5	
gew. :		Bijlage van afstudeerproject	A2: SSS BIJLAGE 12

BESTEMMING	Nr.	Aantal	Dikte mm	Lengte per staaf in m	TOTALE LENGTE in m						VORM DER STAVEN MATEN in mm. (alle maten t.o.v. buitenkant staaf)			
					ø 12	ø 16	ø 20	ø 25	ø 32	ø 40				
	1	64	16	9,90		633 60						9900		
	2	32	16	1,45		46 40						570 390		
	3	134	16	5,33		714 22						4400 652 358		
	4	268	12	1,00	268 00							500 500 20°		
	5	2	12	9,95	19 90							9950		
	6	2	12	4,42	8 82							4420		
	7	2	16	1,07		2 14						555 555		
	8	2	25	1,77				3 54				200 750 940		
	9	2	25	1,77				3 54				350 250 800 550 70°		
	10	2	20	1,45				2 90				725 725 45°		
TOTALE LENGTE in m:					296 72	1396 36	2 90	7 08					GEWICHT v.d. STAAT: 2500 kg	BEHOORT BIJ TEK. Nr.: BIJL. 12
TOTAAL GEWICHT in kg:					263	2203	7	27						
WIJZIGINGEN:	PAR.	DAT.	Rijkswaterstaat Dir. Sluizen en Stuwen, Tel. 030 - 859111						GET.: F.M. Westerveld		TOTAAL AANTAL			
			Project: ZUID - WILLEMSVAART SLUIS SCHIJNDEL						GEO.:		BLADEN: 1			
			Omschrijving onderdeel:						GEZ.:		BLADNR.: 1			
			<u>PREFAB DIEPWAND</u>						BUIGSTAAT		Nr.: 2			



Prefabricage van sluisen: een haalbare zaak?

Deel B: berekeningen



Prefabricage van sluizen: een haalbare zaak?

Deel B: berekeningen

Inhoud

Ten geleide	iii
B.2. De keuze van de sluisconstructie	1
B.2.7. De sluisvloer	1
B.2.7.2. De uitwerking en keuze van de sluisvloer	1
B.3. Onderzoek naar de haalbaarheid van de hoog gefundeerde L-muur met T-vormige diepwand als onderbouw	42
B.3.2. De sterkte en stijfheid van de elementen	42
B.3.3. De stabiliteitscontrole	45
B.4. Onderzoek naar de haalbaarheid van de hoog-gefundeerde L-muur met vlakke diepwand en paalfundering als onderbouw	67
B.4.2. Ruwe controle van de stabiliteit van de constructie	67
B.4.4. De dimensionering van de constructie	88
B.4.4.1. De diepwand	88
B.4.4.2. De L-muur elementen	104
B.4.4.3. De fundering van de constructie	140
Bijlage B.14 De raming van kosten (berekening van hoeveelheden)	156

Ten geleide

Zoals reeds in deel A uitgelegd, is het eerste deel van het rapport algemeen beschrijvend en bedoeld als leidraad van het verhaal. Deel A bevat geen berekeningen maar wel voldoende informatie voor de lezer om conclusies te kunnen trekken.

Deel B is bedoeld voor de lezer, welke ook is geïnteresseerd in de berekeningen en de achterliggende theorie. In dit deel zijn namelijk niet alleen de "kale" berekeningen uitgevoerd, maar wordt tevens inzicht gegeven in de gehanteerde randvoorwaarden, en zijn bovendien afwegingen welke tot een bepaald resultaat leidden, becommentarieerd. De hoofdstuknummering van dit deel is overeenkomstig die van deel A.

B.2. De keuze van de sluisconstructie

B.2.7. De sluisvloer

B.2.7.2. De uitwerking en keuze van de sluisvloer

Om te bepalen wat voor type sluisvloer het voordeligst kan worden toegepast, zijn een drietal alternatieven onderzocht. Voor alle alternatieven is tevens onderzocht of het financieel haalbaar is de vloer zó te ontwerpen dat de sluiskolk tijdens de bouwfase kan worden drooggezet. Dit heeft het voordeel dat tijdens de bouw de sluiskolk eenvoudiger en beter kan worden afgewerkt. Hier tegenover staat natuurlijk de hogere investering in de sluisvloer, die zwaarder moet worden uitgevoerd.

De alternatieven zijn:

- 1 - een gewichtsvloer van onder water gestort beton. De sluisvloer wordt zo zwaar uitgevoerd dat deze door zijn eigen gewicht op zijn plaats blijft;
- 2 - een vloer van onder water gestort beton, welke wordt gefundeerd met behulp van trekpalen;
- 3 - een vloer van onder water gestort beton, welke wordt verankerd aan de kolkwanden.

De alternatieven zijn uitgesplitst in een alternatief A, waarbij de sluiskolk niet wordt drooggezet en een alternatief B, waarbij de sluiskolk tijdens de bouw wel kan worden drooggezet.

De gebruikte gegevens zijn:

- bovenkant vloer = NAP + 0,50 m
- hoogste te verwachten grondwaterstand = NAP + 7,5 m (gebruiksfase)
- oude kanaalpeil = NAP + 6,53 m
- de grondwaterstand wordt tijdens de bouw verlaagd tot NAP + 5,50 m
- laagste kolkwaterstand = NAP + 4,45 m
- hoogste kolkwaterstand = NAP + 8,55 m
- kwaliteit onderwaterbeton is B 22,5
- volumegewicht onderwaterbeton is ca. 2200 kg/m³

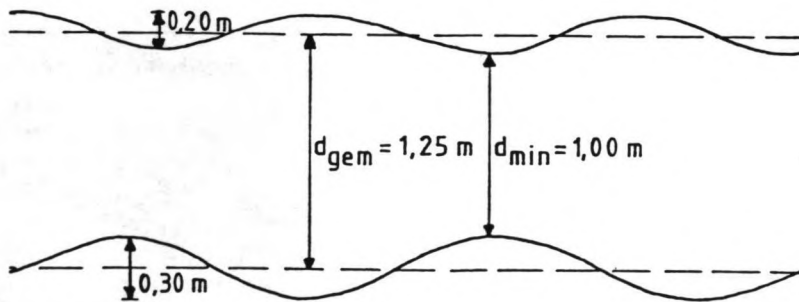
- Zoals reeds in deel A is uitgelegd, is bij een met de Hopdobber gestorte vloer, de minimum te verwachten dikte van de vloer ca. 0,25 m dunner dan de gemiddelde dikte (zie figuur B.1). Indien spanningen in het beton worden toegelaten moet dus worden gerekend met de minimum dikte $d_{\min} = d_{\text{gem}} - 0,25 \text{ m}$. In dit geval moet de rekenwaarde van de buig-trekspanning in het beton σ_b in de gebruikstoestand voldoen aan:

$$\sigma_b \leq 0,7 \cdot f_b = 0,7 \cdot 1,3 = 0,91 \text{ N/mm}^2, \text{ voor alternatief 2} \\ (\text{VB 1974/1984: art. D-503.5}) \text{ en}$$

$$\sigma_b \leq 0,5 \cdot f_b = 0,5 \cdot 1,3 = 0,65 \text{ N/mm}^2, \text{ voor alternatief 3} \\ (\text{VB 1974/1984: art. D-401.1}).$$

De rekenwaarde van de optredende schuifspanning τ_d moet voldoen aan:

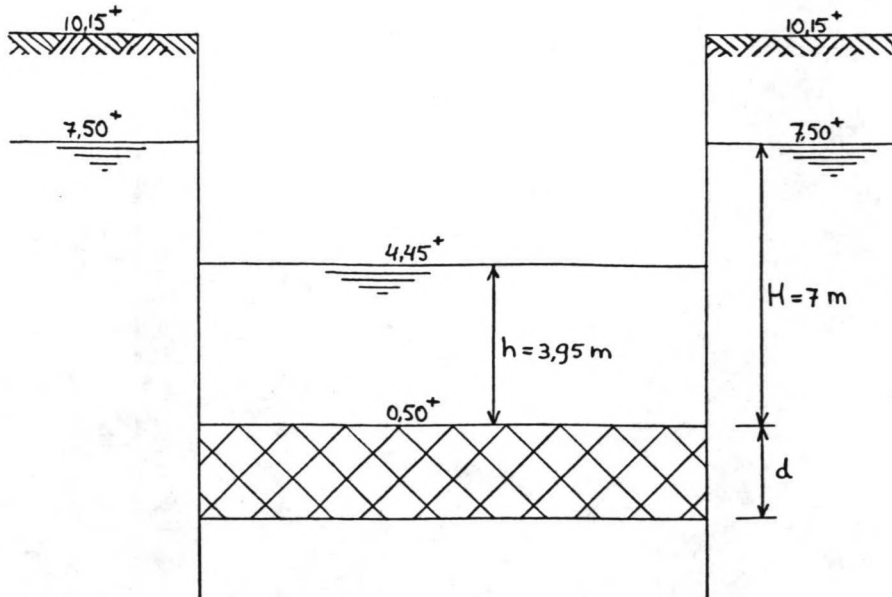
$$\tau_d < \tau_1 = 0,5 \cdot f_b = 0,65 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{VB: art. E 504.2.1}).$$



figuur B.1 Variaties in de dikte van de sluisvloer.

- Bij een gewichtsvloer (alternatief 1) wordt aangehouden: veiligheid tegen opdrukken $\gamma = 1,1$.

Alternatief 1A:



figuur B.2 Belastingssituatie bij alternatief 1A.

$$\text{druk} \downarrow = 1,1 \cdot \text{druk} \uparrow$$

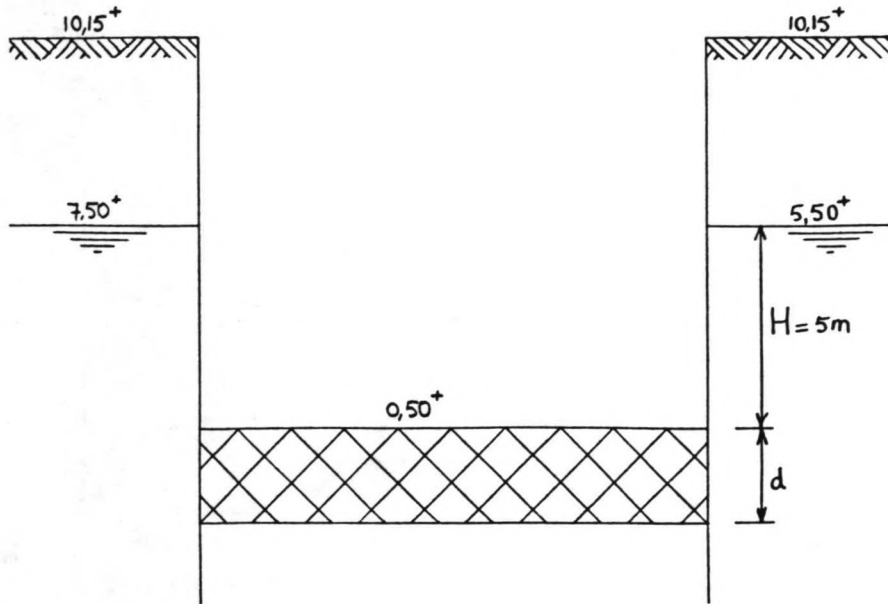
$$h \cdot 10 + d \cdot 22 = 1,1 \cdot (H + d) \cdot 10$$

$$3,95 \cdot 10 + d \cdot 22 = 1,1 \cdot (7 + d) \cdot 10$$

$$11 \cdot d = 37,5$$

$$d = 3,41 \text{ m, afgerond: } 3,5 \text{ m}$$

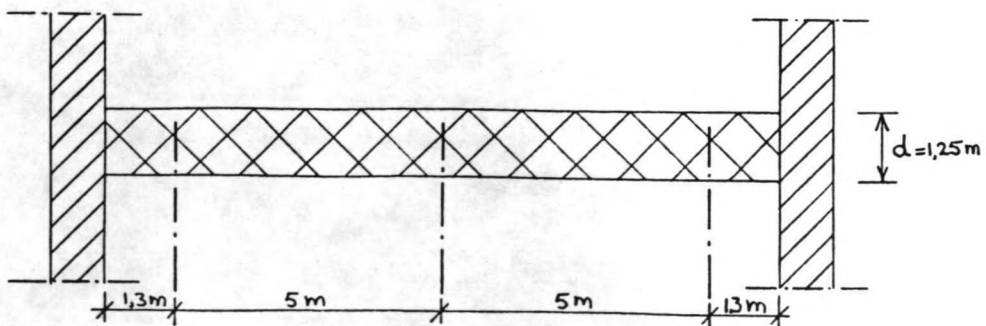
Alternatief 1B:



figuur B.3 Belastingssituatie bij alternatief 1B.

$$\begin{aligned} \text{druk} \downarrow &= 1,1 \cdot \text{druk} \uparrow \\ d \cdot 22 &= 1,1 \cdot (H + d) \cdot 10 \\ d \cdot 22 &= 1,1 \cdot (5 + d) \cdot 10 \\ 11 \cdot d &= 55 \\ d &= 5 \text{ m} \end{aligned}$$

Alternatief 2A: probeer hierbij een paalstramien van $5 \times 5 \text{ m}^2$ en een vloerdikte $d = 1,25 \text{ m}$.



figuur B.4 Belastingssituatie bij alternatief 2A en een vloerdikte van 1,00 m.

Tegen de onderzijde van de vloer heerst een overdruk q :

$$q = (H + d) \cdot 10 - h \cdot 10 - d \cdot 22$$

$$q = (7,0 + 1,25) \cdot 10 - 3,95 \cdot 10 - 1,25 \cdot 22$$

$$q = 15,5 \text{ kN/m}^2$$

Bij een ongewapende vloer kan ter plaatse van de palen rekening worden gehouden met momenten $M = 1/5 \cdot ql^2$, waarbij l de overspanning tussen de palen is. De factor $1/5$ is voortgekomen uit later uitgevoerde computerberekeningen. De waarde bleek bij verschillende paalafstanden in beide richtingen redelijk constant. Dus:

$$M \approx \frac{1}{5} \cdot 15,5 \cdot 5^2 = 77,5 \text{ kNm/m}^1$$

$$M_u = 1,7 \cdot M = 131,8 \text{ kNm/m}^1$$

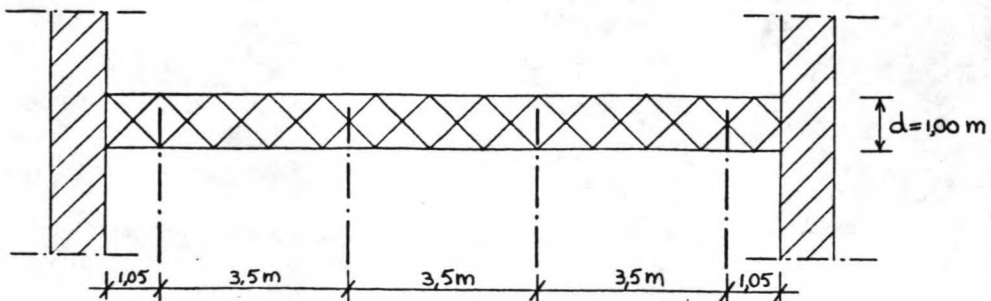
$$\sigma_b = \frac{M_u}{W} = \frac{M_u}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} = \frac{131,8}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 1^2} = 790 \text{ kN/m}^2 = 0,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b < 0,7 \cdot f_b$$

Hierbij is gebruikt: $h = d_{\min} = d - 0,25 \text{ m} = 1 \text{ m}$.

De paalbelasting $T = 5^2 \cdot 15,5 = 388 \text{ kN}$.

Probeer een ander paalstramien van $3,5 \times 3,5 \text{ m}^2$ en een vloerdikte $d = 1 \text{ m}$.



figuur B.5 Belastingssituatie bij alternatief 2A en een vloerdikte van 1,00 m.

Tegen de onderzijde van de vloer heerst een onderdruk q :

$$q = (H + d) \cdot 10 - h \cdot 10 - d \cdot 22$$

$$q = (7,0 + 1,0) \cdot 10 - 3,95 \cdot 10 - 1,0 \cdot 22$$

$$q = 18,5 \text{ kN/m}^2$$

$$M \approx \frac{1}{5} \cdot 18,5 \cdot 3,5^2 = 45,3 \text{ kNm/m}^1$$

$$M_u = 1,7 \cdot M = 77,0 \text{ kNm/m}^1$$

$$\sigma_b = \frac{M_u}{W} = \frac{M_u}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} = \frac{77,0}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 0,75^2} = 822 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_b < 0,7 \cdot f_b$$

Hierbij is gebruikt: $h = d_{\min} = d - 0,25 \text{ m} = 0,75 \text{ m}$.

De paalbelasting $T = 3,5^2 \cdot 18,5 = 227 \text{ kN}$.

Alternatief 2B: Probeer een paalstramien van $3,5 \times 3,5 \text{ m}^2$ en een vloerdikte $d = 1,25 \text{ m}$.

De overdruk q tegen de onderkant van de betonvloer:

$$q = (H + d) \cdot 10 - d \cdot 22$$

$$q = (5,0 + 1,25) \cdot 10 - 1,25 \cdot 22$$

$$q = 35 \text{ kN/m}^2$$

$$M \approx \frac{1}{5} \cdot 35 \cdot 3,5^2 = 85,75 \text{ kNm/m}^1$$

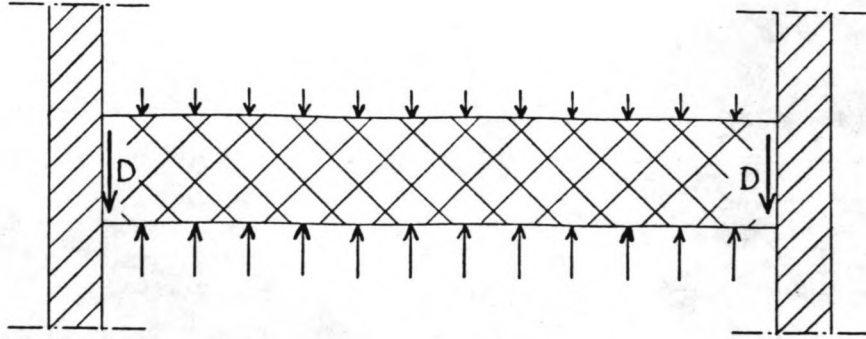
$$M_u = 1,7 \cdot M = 145,8 \text{ kNm/m}^1$$

$$\sigma_b = \frac{M_u}{W} = \frac{M_u}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} = \frac{145,8}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 1,0^2} = 720 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_b < 0,7 \cdot f_b$$

De paalbelasting $T = 3,5^2 \cdot 35 = 429 \text{ kN}$.

Alternatief 3A:



figuur B.6 Belastingssituatie bij alternatief 3A.

De opneembare schuifspanning van B 22,5 is $0,5 \cdot f_b = 0,65 \text{ N/mm}^2$

$$\text{druk} \uparrow = \text{druk} \downarrow + \text{oplegreacties}$$

$$(H + d) \cdot 10 \cdot 12,6 = (h \cdot 10 + d \cdot 22) \cdot 12,6 + 2D$$

probeer $d = 1,9 \text{ m}$:

$$(7 + 1,9) \cdot 10 \cdot 12,6 = (3,95 \cdot 10 + 1,9 \cdot 22) \cdot 12,6 + 2D$$

$$2D = 97 \text{ kN/m}^1$$

De maximaal optredende dwarskracht $D = 48,5 \text{ kN/m}^1$

Controle op afschuiving:

$$\tau_d = \frac{T_d}{d_{\min} \cdot b} = \frac{1,7 \cdot 48,5}{1,65 \cdot 1} = 50 \text{ kN/m}^2 = 0,05 \text{ N/mm}^2 < 0,5 \cdot f_b$$

Controle op buigspanning:

$$\text{overdruk} = \text{druk} \uparrow - \text{druk} \downarrow$$

$$q = (H + d) \cdot 10 - (h \cdot 10 + d \cdot 22)$$

$$q = (7 + 1,9) \cdot 10 - (3,95 \cdot 10 + 1,9 \cdot 22)$$

$$q = 7,7 \text{ kN/m}^2$$

Het maximum optredend moment M in het midden van de overspanning:

$$M = \frac{1}{8} \cdot q l^2 = \frac{1}{8} \cdot 7,7 \cdot 12,6^2 = 153 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b = \frac{M_u}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} = \frac{1,7 \cdot 153}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 1,65^2} = 573 \text{ kN/m}^2 = 0,57 \text{ N/mm}^2 < 0,5 f_b$$

De maximale opbuiging: $v = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E I}$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 1,9^3 = 0,57 \text{ m}^4$$

$$E = 28000 \text{ N/mm}^2 = 28 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$v = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,7 \cdot 12,6^4}{28 \cdot 10^6 \cdot 0,57} = 158 \cdot 10^6 \text{ m} \approx 0,16 \text{ mm}$$

Alternatief 3B:

Uit de berekening van alternatief 3A is reeds gebleken dat de optredende buigspanningen ver maatgevend zijn boven de afschuifspanningen. Het is dus zinloos de controle op afschuiving uit te voeren.

Controle op buigspanning:

$$\text{overdruk} = \text{druk} \uparrow - \text{druk} \downarrow$$

$$q = (H + d) \cdot 10 - d \cdot 22$$

Probeer $d = 3,4 \text{ m}$

$$q = (7 + 3,4) \cdot 10 - 3,4 \cdot 22$$

$$q = 29,2 \text{ kN/m}^2$$

Het maximum optredend moment M in het midden van de overspanning:

$$M = \frac{1}{8} \cdot q l^2 = \frac{1}{8} \cdot 29,2 \cdot 12,6^2 = 580 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b = \frac{M_u}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} = \frac{1,7 \cdot 580}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 3,15^2} = 596 \text{ kN/m}^2 = 0,60 \text{ N/mm}^2 < 0,5 \cdot f_b$$

$$\text{De maximale opbuiging: } v = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$$

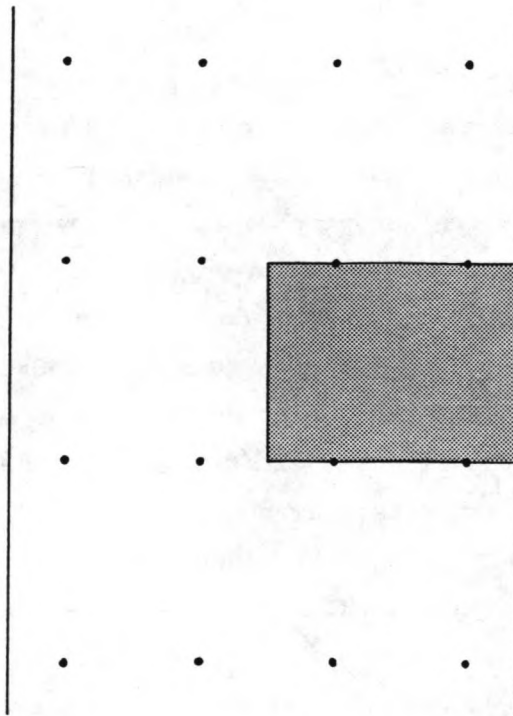
$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 3,4^3 = 3,28 \text{ m}^4$$

$$E = 28000 \text{ N/mm}^2 = 28 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

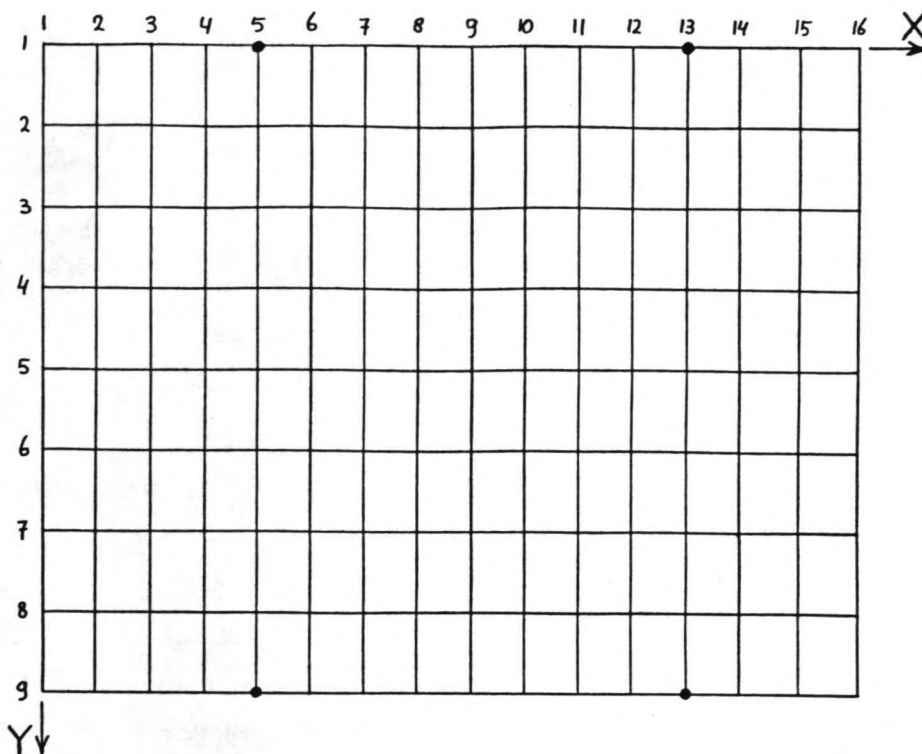
$$v = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,7 \cdot 12,6^4}{28 \cdot 10^6 \cdot 3,28} = 104 \cdot 10^6 \text{ m} \approx 0,10 \text{ mm}$$

Nadere uitwerking van de alternatieven 2A en 2B:

Met behulp van het computerprogramma *PLATEN* zijn de alternatieven 2A en 2B nader bekeken. Hiertoe is een halve strookbreedte van de vloer in elementen verdeeld (zie de figuren B.7 en B.8). Of een alternatief met drie of met vier paalrijen wordt uitgevoerd en wat de onderlinge paalafstanden zijn is in dit stadium nog irrelevant.



figuur B.7 Het gedeelte van de sluisvloer dat met de eindige elementen methode is nagerekend.



figuur B.8 De verdeling in elementen van het in figuur B.7 aangeduide vloerdeel.

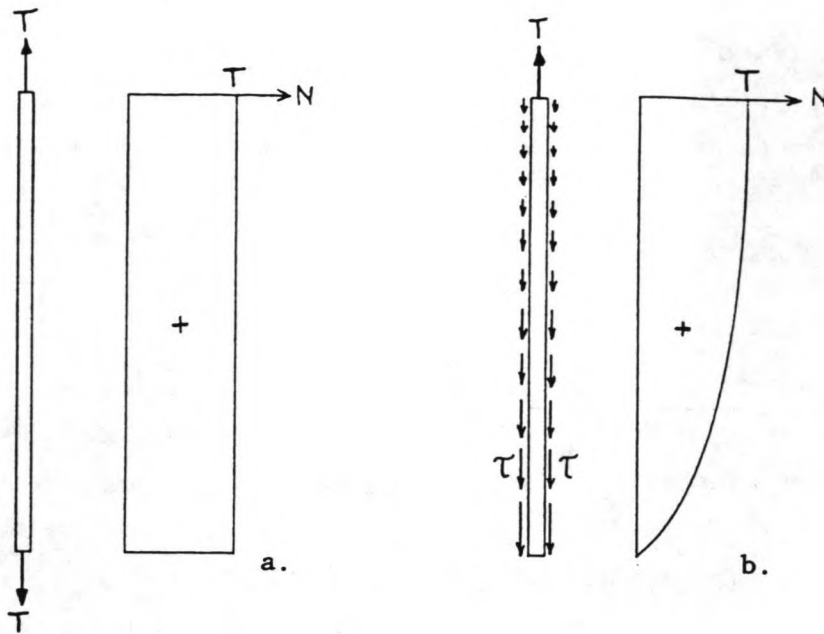
Het is mogelijk dat ten gevolge van een plaatselijk slechtere grondslag een paal minder trekkracht kan opnemen dan uit berekening volgt. Dit heeft uiteraard consequenties voor de momenten in de sluisvloer, welke optreden ter plaatse van de omliggende palen. Omdat hier sprake is van een ongewapende vloer kan er geen sprake zijn van herverdeling van de momenten. Er dient dus voldoende veiligheid in de constructie te zitten zodat wanneer een paal niet de volledige kracht opneemt, de vloer niet scheurt en bezwijkt.

Er zijn verschillende belastinggevallen doorgerekend:

- 1 - alle palen werken even goed mee;
- 2 - een middenpaal werkt minder goed mee;
- 3 - een randpaal werkt minder goed mee.

In het computermodel zijn de palen ingevoerd als puntveren. Er is uitgegaan van stalen palen HE 300A, welke een lengte van 12 m hebben.

De normaalkracht in de palen zal niet over de gehele lengte constant zijn zoals in figuur B.9.a, maar in de diepte afnemen zoals in figuur B.9.b is geschetst.



figuur B.9 Twee verschillende normaalkrachtverdelingen in de trekpalen.

Omdat de diepere grondlagen een grotere bijdrage leveren aan het paal draagvermogen dan de bovenste grondlagen, zal de normaalkracht in het onderste gedeelte van de palen sneller afnemen dan in het bovenste gedeelte. Daarom zal de verlenging van de palen per eenheid van lengte ook niet over de paallengte constant zijn.

Indien men uitgaat van een parabolische afname van de normaalkracht in de palen zal de verlenging van de paal $\frac{2}{3}$ van de verlenging bedragen welke optreedt wanneer de normaalkracht over de paallengte constant zou zijn verdeeld. Immers, de oppervlakte van een parabool is $\frac{2}{3}$ van de oppervlakte van de omschreven rechthoek. Een parabolische afname van de normaalkracht in de palen komt redelijk overeen met wat het L.G.M. te Delft heeft gevonden bij op trek belaste trekpalen (zie lit. [10]). Voor de veerconstante van de palen wordt om deze reden met tweederde van de paallengte gerekend:

$$k = \frac{E \cdot A}{\frac{2}{3} \cdot L}$$

Voor de palen welke minder goed meewerken moet een veerconstante worden gekozen welke ligt tussen de bovenvermelde waarde en 0.

Indien men $k = 0$ kiest, is men wel veilig, maar niet erg reëel bezig. Een dergelijke oplossing is veel te duur. Een waarde welke $2/3$ van de normale veerconstante bedraagt lijkt een goede keuze:

$$k = \frac{E \cdot A}{L}$$

Men moet aan de absolute waarden van de gekozen veerconstanten ook weer niet te veel waarden hechten, omdat de deformaties in de grond niet zijn meegenomen. De kleef langs een paalschacht ontwikkelt zich namelijk pas bij een bepaalde verplaatsing van de paal in de grond. Gebleken is dat de kleef zeer gevoelig is voor de relatieve verplaatsing van de paal ten opzichte van die van de grond en de aard van de belasting (continue of wisselbelasting). De maximale wrijving tussen paalschacht en grond blijkt bij een relatieve verplaatsing van 10 à 20 mm op te treden (zie hiervoor lit. [6] en [10]). Onder normale omstandigheden zal in dicht gepakte zandgrond (hier het geval) de verplaatsing van een paal in de grond 1 tot enkele millimeters bedragen. Dit geldt voor alle palen.

Waar het om gaat is dat de verhouding van de veerconstanten van de wel goed en de minder goed meewerkende palen in grote van orde bekend is en dat is hier het geval.

Er is met diverse paalafstanden geëxperimenteerd, drie en vier paalrijen en met verschillende plaatdikten van de betonvloer. De uitgangspunten hierbij waren:

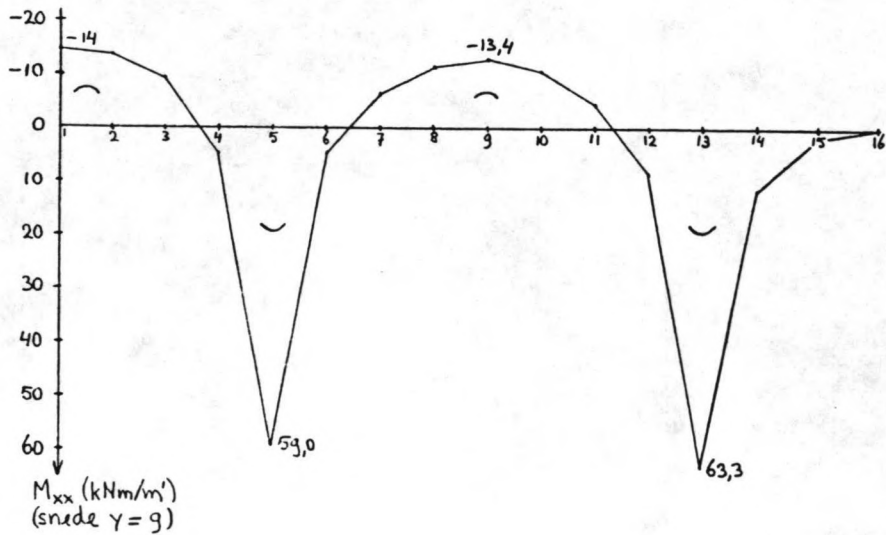
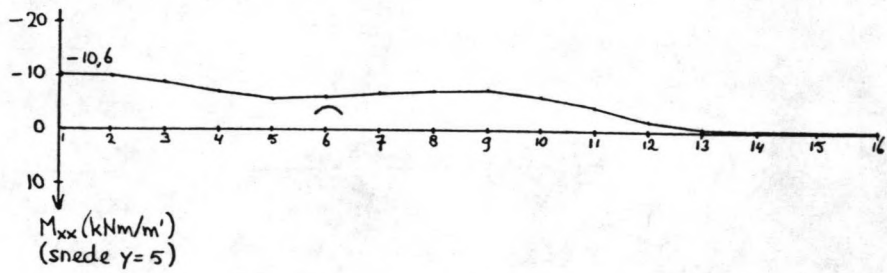
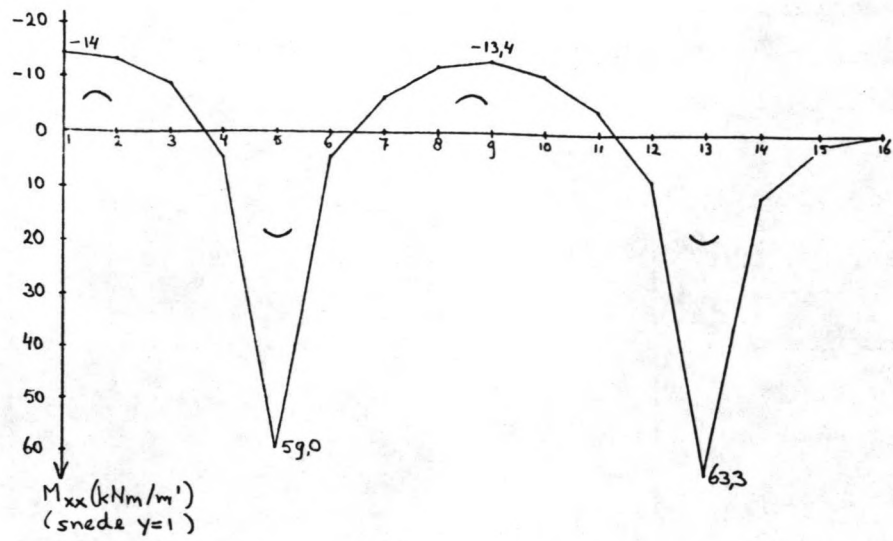
- bij belastinggeval 1 (alle palen werken even goed mee) moeten de hoofdmomenten in de plaat ter plaatse van alle palen ongeveer gelijk zijn, terwijl de paalkrachten ook ongeveer even groot moeten zijn;
- de maximaal optredende paalkracht mag niet groter zijn dan ca. 300 kN, teneinde de momenten in de vloerplaat niet te hoog te doen oplopen en niet te lange palen te hoeven toepassen. Dit zou oneconomisch zijn;
- de plaatdikte mag niet te groot zijn, anders heeft het toepassen van trekpalen economisch gezien geen zin.

De listing van de invoer van het programma is, voor één belastinggeval van alternatief 2A, hieronder weergegeven. Het betreft belastinggeval 1 (alle palen werken even goed mee), bij een vloer met 4 paalrijen en een dikte van 1,25 m. De gebruikte elementenverdeling is die welke in figuur B.8 is weergegeven.

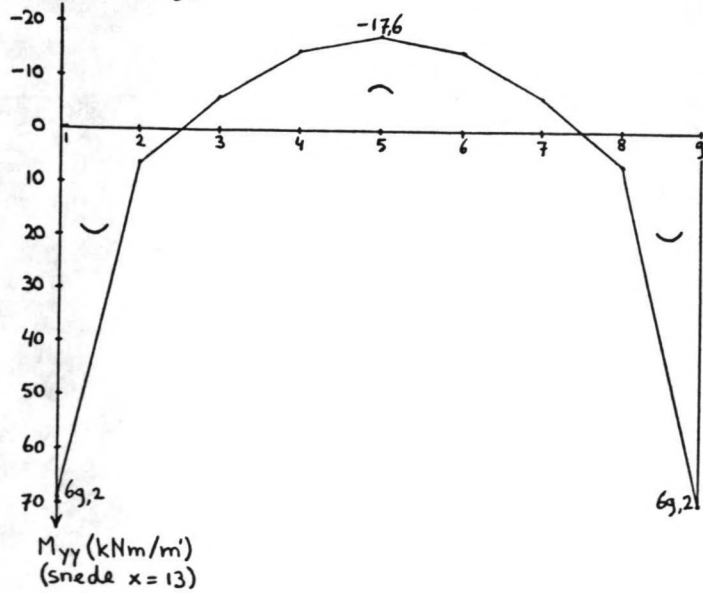
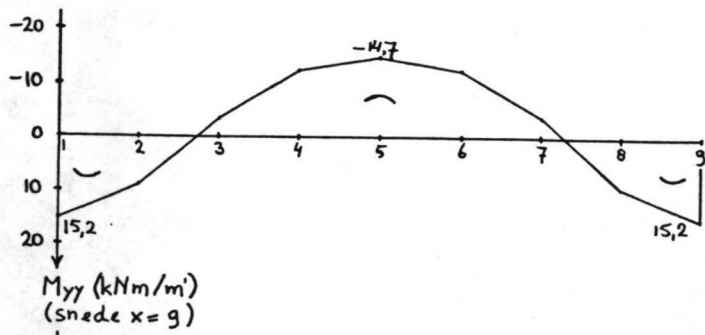
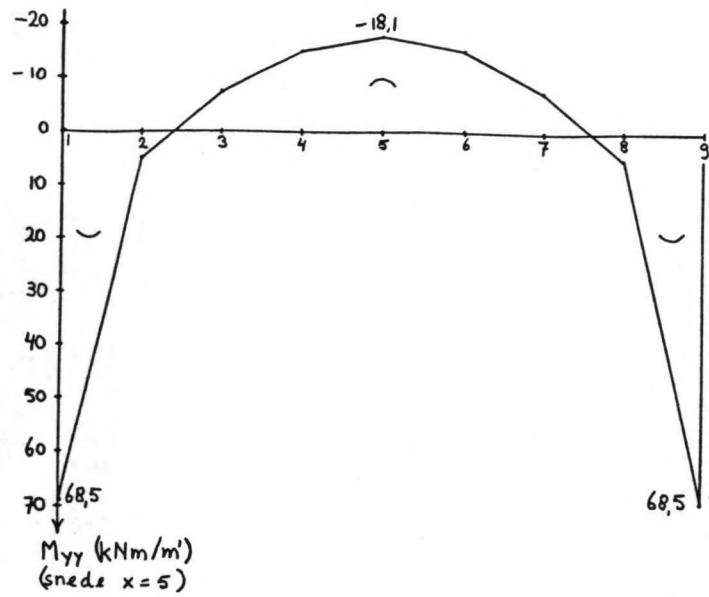
```
*GENESYS
*START 'PLATEN/3'
MINIMISE WORKFILE SIZE
JOB BEREKENING SLUISBODEM MET PALENFUNDERING
"
"
"-----"
" | BEREKENING SLUISBODEM MET PALENFUNDERING |
" | BODEMDIKTE 1,25 M / BETONKWALITEIT B22,5 |
" | PALENSTRAMIEN 3,30 M x 5,00 M |
"-----"
"
'SNEDEN'
AS SNEDENUMMERS AFSTAND
'X' 1,14 0.4125
'X' 14,16 0.46875
'Y' 1,9 0.625
'ELEMENTEN'
TYPE MASSA E NU H
1 0. 28000. 0.2 1000.
'PUNTONDERSTE'
KNOOP RICHTING
I=2,16 1,1 'RX'
I=2,16 1,9 'RX'
I=1,9 1,1 'RY'
'PUNTVAREN/F'
KNOOP KRACHTCONSTANTE
5,1 147.7
13,1 147.7
5,9 147.7
13,9 147.7
'VLAKLASTEN'
GEVAL KNOOP1 KNOOP2 KNOOP3 KNOOP4 KRACHT
1 1,1 16,1 16,9 1,9 -15.5
'COMBINATIES'
NUMMER GEVAL FAKTOR
1 1 1.
*MASTER
BOUW GEOMETRIEMODEL
BOUW BELASTINGMODEL
REKEN
DRUK REAKTIES VOOR COMBINATIE 1
DRUK VERPLAATSINGEN VOOR COMBINATIE 1
DRUK SPANNINGEN VOOR COMBINATIE 1 IN ASSENSTELSEL 'XY'
*FINISH
*EXIT
```

Uit de berekeningen is gebleken dat het niet mogelijk is drie paalrijen toe te passen, omdat anders de momenten in de plaat extreem hoog kunnen oplopen. Ook is het niet mogelijk gebleken een vloer met een dikte van 1 m te maken. Voor alternatief 2A bleek het optimale paalstramien: 3,30 m x 5,00 m (weergegeven in de figuren B.7 en B.8). Voor alternatief 2B bleek het optimale paalstramien: 3,30 m x 2,80 m. Voor de beide alternatieven bleek een plaatdikte van 1,25 m goed te voldoen.

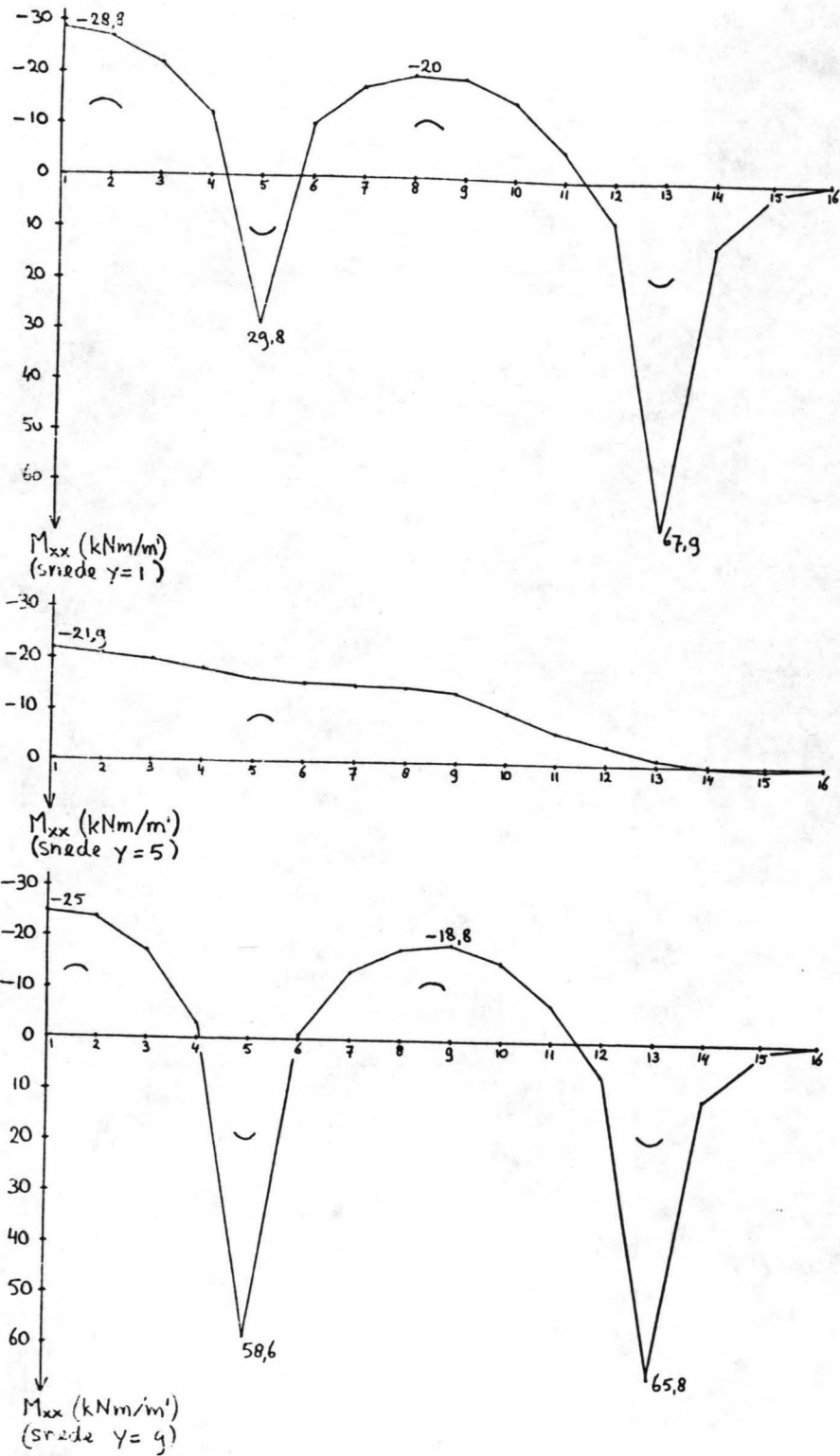
Het momentenverloop voor alle belastinggevallen van alternatief 2A, bij een vloer met vier paalrijen en een dikte van 1,25 m, is weergegeven in de figuren B.10.1 tot en met B.10.3. Van de beide alternatieven 2A en 2B zijn de maatgevende waarden in tabelvorm gegeven. Dit betreft de waarden van de maximale hoofdmomenten $(M_{xx})_{max}$, de maximale dwarskrachten D_{max} en de minimale en maximale paalkrachten T_{min} en T_{max} . De hoofdmomenten zijn uitgerekend met de theorie van Mohr. De waarden van alternatief 2A zijn gegeven in tabel B.1, die van alternatief 2B in tabel B.2.



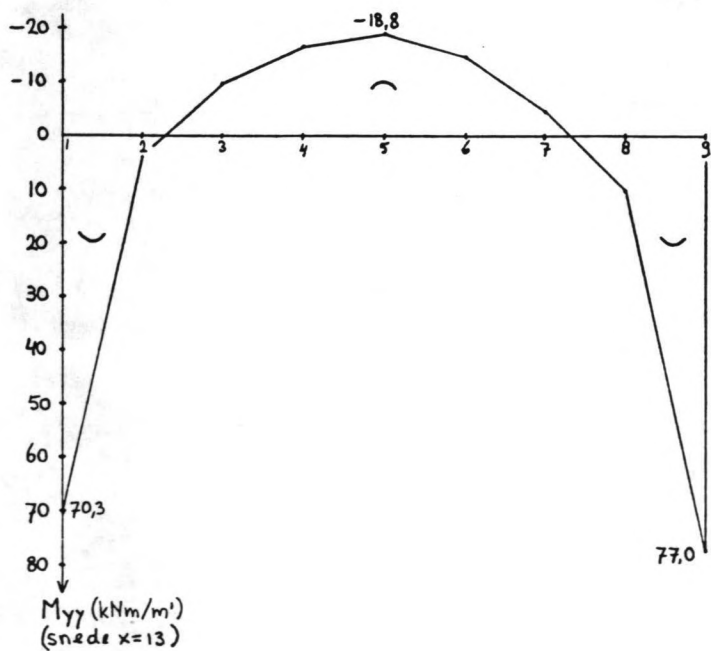
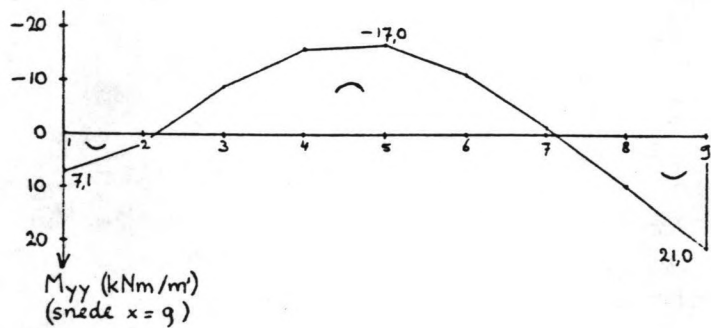
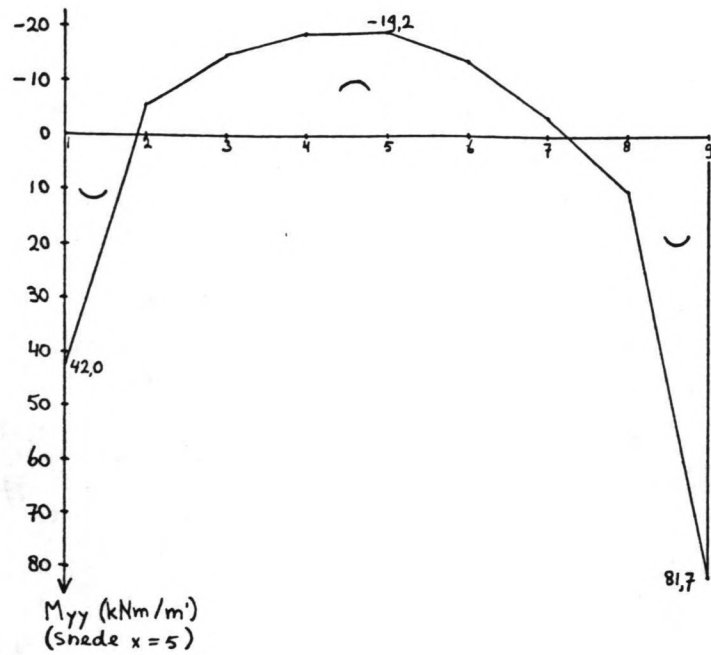
figuur B.10.1.a Momentenverloop van alternatief 2A in de x-richting, bij belastinggeval 1.



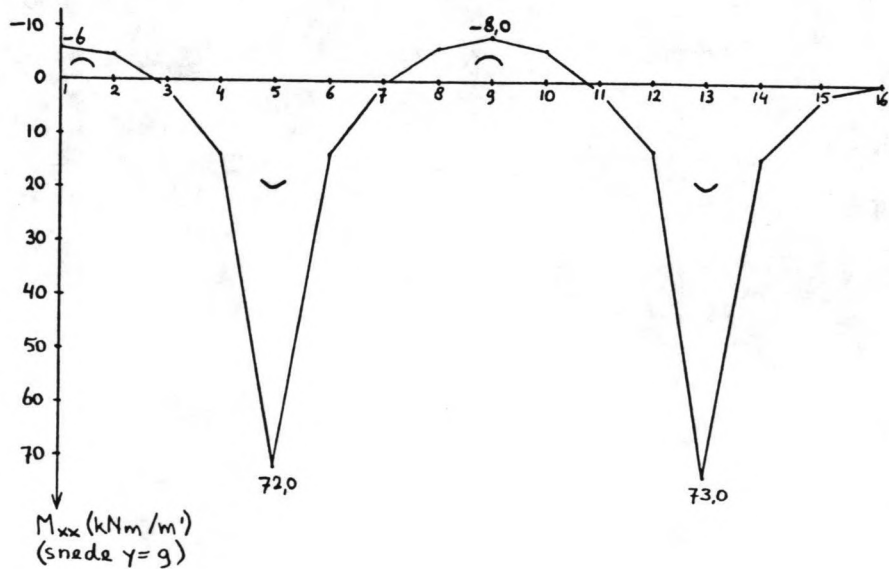
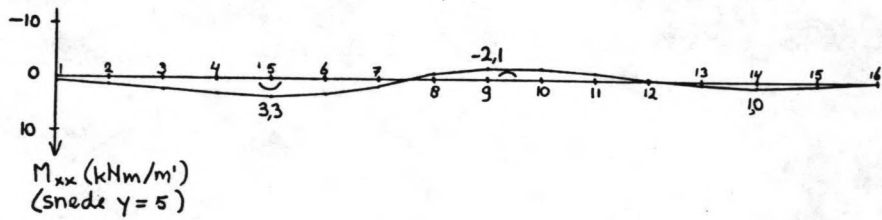
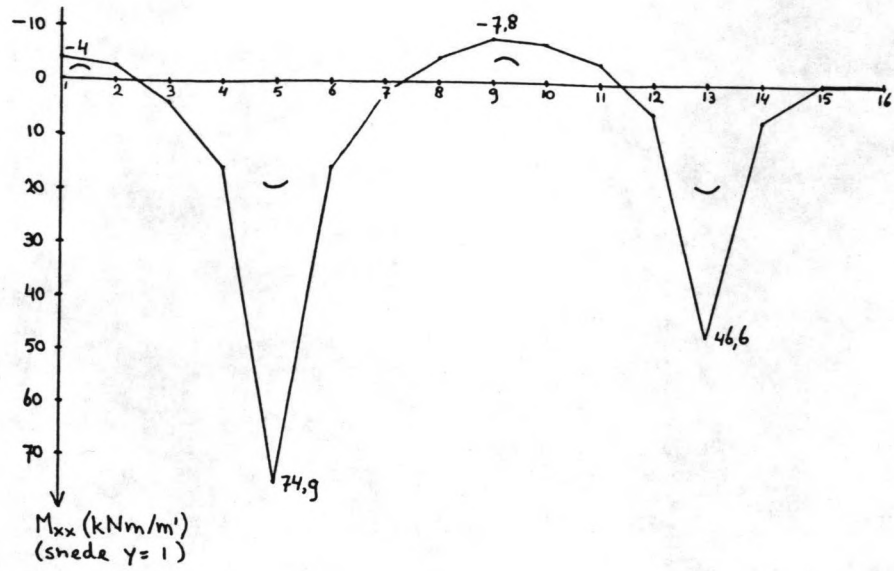
figuur B.10.1.b Momentenverloop van alternatief 2A in de y-richting, bij belastinggeval 1.



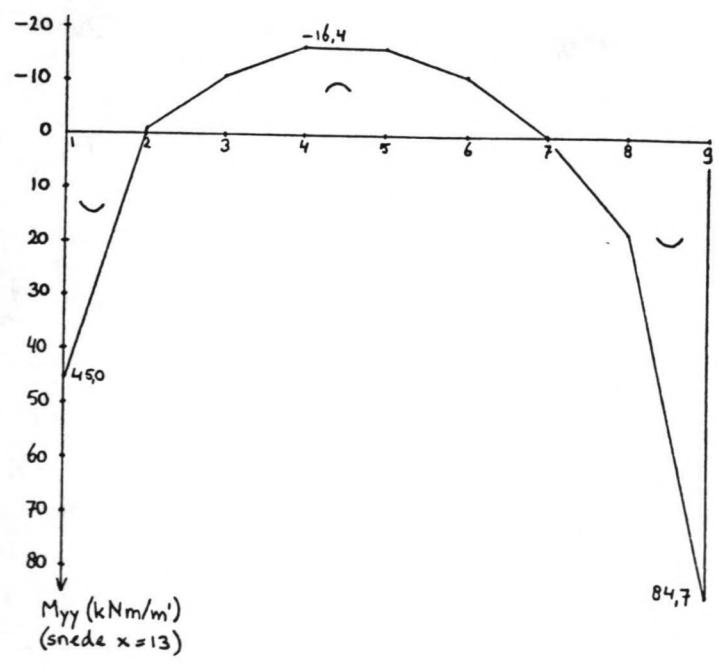
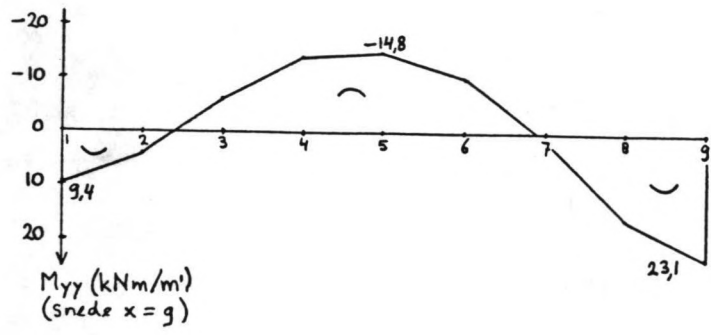
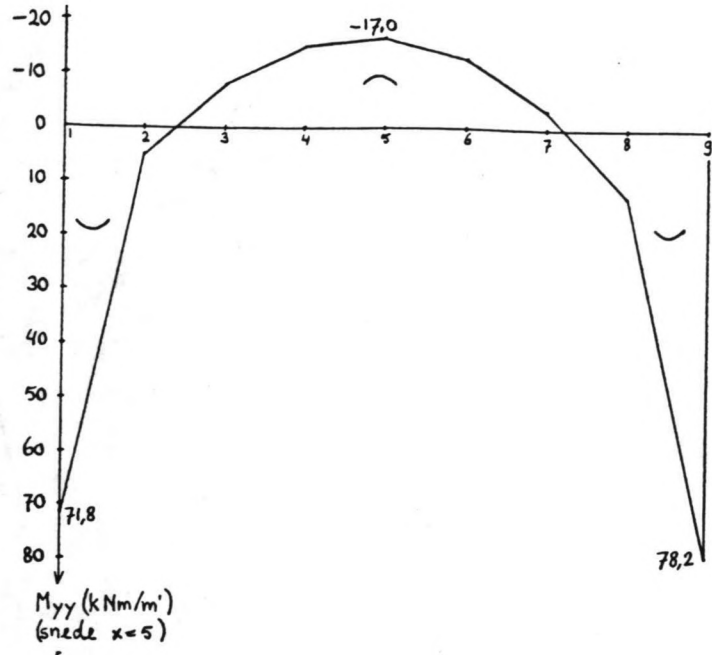
figuur B.10.2.a Momentenverloop van alternatief 2A in de x-richting, bij belastinggeval 2.



figuur B.10.2.b Momentenverloop van alternatief 2A in de y-richting, bij belastinggeval 2.



figuur B.10.3.a Momentenverloop van alternatief 2A in de x-richting, bij belastinggeval 3.



figuur B.10.3.b Momentenverloop van alternatief 2A in de y-richting, bij belastinggeval 3.

	$(M_{xx})_{max}$ (kNm/m ¹)	D_{max} (kN/m ¹)	T_{min} (kN)	T_{max} (kN)
bel. geval 1	71,5	172,3	241	247
bel. geval 2	82,7	192,4	187	274
bel. geval 3	86,5	189,5	182	267

tabel B.1 Numerieke waarden behorend bij alternatief 2A.

		$(M_{xx})_{max}$ (kNm/m ¹)	D_{max} (kN/m ¹)	T_{min} (kN)	T_{max} (kN)
bouwfase	bel. geval 1	88,7	285,4	304	314
	bel. geval 2	96,2	322,6	237	353
	bel. geval 3	105,1	312,0	229	342
gebruiksf.	bel. geval 1	39,3	126,4	135	139
	bel. geval 2	42,6	142,9	105	156
	bel. geval 3	46,5	138,2	101	151

tabel B.2 Numerieke waarden behorend bij alternatief 2B.

Controle-berekeningen m.b.t. de sterkte van de betonvloer

Alternatief 2A:

$$M_{max} = 86,5 \text{ kNm/m}^1$$

$$M_u = 1,7 \cdot 86,5 = 147,0 \text{ kNm/m}^1$$

$$\sigma_b = \frac{M_u}{W} = \frac{M_u}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} = \frac{147,0}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 1^2} = 882 \text{ kN/m}^2 = 0,88 \text{ N/mm}^2$$

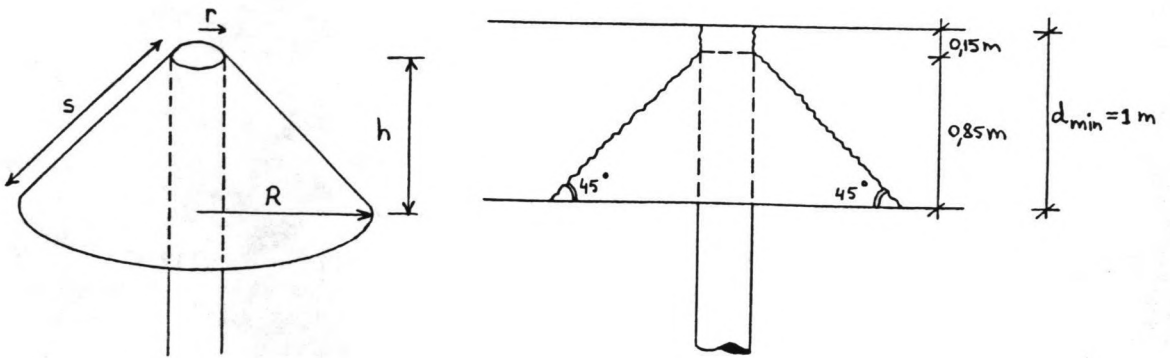
$$\sigma_b < 0,7 \cdot f_b \quad (= 0,91 \text{ N/mm}^2)$$

$$D_{\max} = 192,4 \text{ kN/m}^1$$

$$T_d = 1,7 \cdot 192,4 = 327,1 \text{ kN/m}^1$$

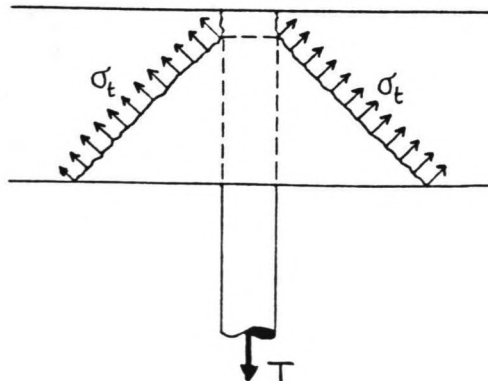
$$\tau_d = \frac{T_d}{d_{\min} \cdot b} = \frac{327,1}{1 \cdot 1} = 327,1 \text{ kN/m}^2 = 0,33 \text{ N/mm}^2 < \tau_1$$

Verder kan men zich voorstellen dat een paal van de bodem afscheurt volgens onderstaand (kegelvormig) breukvlak.



figuur B.11 Kegelvormig breukvlak bij het afscheuren van een paal van de sluisvloer.

Beschouwing vanuit evenwicht:



figuur B.12 Spanningen in het breukvlak, welke evenwicht moeten maken met de paalkracht.

De beton-trekspanningen loodrecht op het scheurvlak moeten evenwicht maken met de rekenwaarde van de trekkracht T in de paal. Eventuele trekspanningen in het scheurvlakje boven de paalkop worden verwaarloosd.

$$\begin{aligned} \text{De oppervlakte van het kegelsegment } O &= \pi \cdot s \cdot (R + r) \\ s &= \{h^2 + (R - r)^2\}^{\frac{1}{2}} \end{aligned}$$

(R, r, h en s als in figuur B.11)

r is de straal van de equivalente ronde paal met gelijke omtrek:

$$r = \frac{4 \cdot 0,3}{2\pi} = 0,19 \text{ m}$$

$$h = 0,85 \text{ m}$$

$$R = 0,19 + 0,85 = 1,04 \text{ m}$$

$$s = 0,85 \cdot \sqrt{2} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Hieruit volgt: } O = \pi \cdot 1,20 \cdot (1,04 + 0,19) = 4,65 \text{ m}^2$$

De verticaal ontbondene van $\sigma_t \cdot O$ moet nu in de rekenfase evenwicht maken met T, ofwel:

$$\sigma_t = 1,7 \cdot \frac{T}{O} \cdot \sqrt{2} = 1,7 \cdot \frac{274}{4,65} \cdot \sqrt{2} = 142 \text{ kN/m}^2 = 0,14 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t < 0,5 \cdot f_b \quad (= 0,65 \text{ N/mm}^2)$$

Bovenstaande evenwichtsbeschouwing komt overeen met VB art. E-504.1, betreffende pons bij platen.

Verder is het mogelijk dat een paal, indien deze niet in het beton zou zijn verankerd, uit het beton wordt getrokken waarbij een schuifvlak langs het paaloppervlak ontstaat. Er moet tenslotte over een kleine oppervlakte een betrekkelijk grote dwarskracht worden overgedragen.

De (reken-)schuifspanning langs de paal:

$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot 274}{4 \cdot 0,3 \cdot 0,85} = 457 \text{ kN/m}^2 = 0,46 \text{ N/mm}^2 < \tau_1 = 0,65 \text{ N/mm}^2$$

Het is dus niet strikt noodzakelijk ankers in de vorm van strippen op de paalkoppen aan te brengen, doch het is wel te prefereren.

Alternatief 2B:

$$\text{Bouwfase: } M_{\text{max}} = 105,1 \text{ kNm/m}^1$$

$$M_u = 1,4 \cdot 105,1 = 147,1 \text{ kNm/m}^1$$

$$\sigma_b = \frac{M_u}{W} = \frac{M_u}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} = \frac{147,1}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 1^2} = 886 \text{ kN/m}^2 = 0,86 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b < 0,7 \cdot f_b \quad (= 0,91 \text{ N/mm}^2)$$

$$D_{\text{max}} = 322,6 \text{ kN/m}^1$$

$$T_d = 1,4 \cdot 322,6 = 451,6 \text{ kN/m}^1$$

$$\tau_d = \frac{T_d}{d_{\text{min}} \cdot b} = \frac{451,6}{1 \cdot 1} = 451,6 \text{ kN/m}^2 = 0,45 \text{ N/mm}^2 < \tau_1$$

De weerstand tegen kegelvormig afscheuren van het beton rond de paalkoppen:

$$\sigma_t = 1,4 \cdot \frac{353}{4,65} \cdot 2 = 150 \text{ kN/m}^2 < 0,5 \cdot f_b$$

De weerstand tegen uittrekken van de palen:

$$\tau_d = \frac{1,4 \cdot 353}{4 \cdot 0,3 \cdot 0,85} = 485 \text{ kN/m}^2 < \tau_1$$

De bepaling van de maximaal toelaatbare trekkrachten van de trekpalen

In bijlage 3 is een tweetal methoden beschreven om de grenstrekkracht van palen met behulp van het kleefkriterium te bepalen.

De eerste methode gaat uit van de gesommeerde kleef langs de paalschacht, verdeeld over het bovenste $\frac{1}{4}$ deel, de middelste helft en het onderste $\frac{1}{4}$ deel van de paal. Deze methode wordt wel aangeduid als de Methode Begemann.

Wanneer de trekpalen door een wisselbelasting worden belast, wordt geadviseerd om de kleef langs de middelste helft van de paalschacht te reduceren tot 30% van de berekende waarde. Deze reductie is echter nog steeds onderwerp van discussie. De achterliggende gedachte ervan wordt door sommigen als "vaag" bestempeld. Voor zover bekend is de reductie gebaseerd op de resultaten van trekproeven op enkele vrijstaande stalen palen, welke door een fluctuerende belasting zijn belast (zie lit. [10]). De proeven zijn genomen bij de Hemwegcentrale te Amsterdam en bij Hellevoetsluis, beide gebieden met een zeer slechte grondslag. In Amsterdam bleek inderdaad dat de ontwikkelde kleef over de middelste helft van de paal niet verder kwam dan 30% van de berekende waarde. In Hellevoetsluis was dit echter maar ten dele het geval.

Een oorzaak hiervan zou kunnen zijn dat een paal tijdens het heien niet alleen verticale verplaatsingen ondergaat, maar ook horizontale bewegingen maakt. Een andere oorzaak kan zijn dat een paal mogelijk niet helemaal recht is en dat deze eventueel door een heiblok niet centrisch wordt belast, zodat de paal telkens op het moment van impact enigszins uitbuigt (Eulerse knik). Het gevolg van de beide oorzaken, tesamen met het feit van de slappe grond, is dat het gat in de grond ruimer wordt gemaakt dan is gewenst en dat van opspanning van de grond rond de paal nauwelijks of geen sprake kan zijn.

Bij de sluis te Schijndel is de situatie wezenlijk anders. In de eerste plaats is hier sprake van zeer sterk geconsolideerde zandgrond, welke beslist anders reageert dan de klei en het veen te Amsterdam en Hellevoetsluis. In de tweede plaats is hier geen sprake van een enkele vrijstaande paal, maar van paalgroepen. Wanneer in eerste instantie tijdens het heien een ruimte rond een paal wordt gecreëerd (op de bovenomschreven wijze), dan zal in

tweede instantie de grond toch weer tegen de paal worden aangedrukt als de volgende (buur-)paal wordt geheid.

Toch wordt voor de palen van de sluisvloer de reductie van 70% volledig aangehouden en wel om de volgende redenen:

- De palen van de vloer worden belast door een zuivere wisselbelasting. Bij een gevulde schutkolk krijgen de palen ongeveer een even grote drukbelasting als de trekbelasting bij de laagste kolkwaterstand. Deze belastingssituatie kan als de ongunstigst denkbare worden beschouwd.
- Omdat gebruik wordt gemaakt van HE-profielen zal de grondverdringing, ook al is er sprake van paalgroepen, niet zo groot zijn als bij ronde of vierkante palen.
- Bij het ontgraven van de sluis kolk zal een deel van de bovenbelasting van de diepere grondlagen worden weggenomen. Hierdoor zal ongetwijfeld over enige diepte ontspanning van de grond optreden. De gevolgen hiervan zitten verwerkt in de reductie van de kleef van 70% over de middelste helft van de palen.

Om de laatste reden wordt ook nog een reductie van $1/3$ toegepast op de kleef van het bovenste $\frac{1}{4}$ deel van de paal. Voor het onderste $\frac{1}{4}$ deel van de paal wordt er van uitgegaan dat de situatie hier onveranderd blijft en geen ontspanning van de grond optreedt. De kleef wordt hier dan ook ten volle meegerekend.

Het voordeel van deze methode is dat hij snel werkt en dat men in korte tijd een redelijke indruk verkrijgt van de op een paal toe te laten trekkracht. Een nadeel is dat de methode vrij grof is. Men moet wel heel nauwkeurig de gemiddelde plaatselijke wrijving over de afzonderlijke drie paaldelen schatten om tot een goed resultaat te komen. De hierna te bespreken "L.G.M.-methode" heeft dit nadeel niet.

De tweede methode gaat uit van door het Laboratorium voor Grondmechanica ontwikkelde grafieken welke de relatie weergeven tussen de gemeten conuswaarden, de plaatselijke wrijving en het gebruikte paaltype. De methode is in eerste instantie ontwikkeld voor met de mechanische kleefmantelconus gemeten kleefwaarden, maar is met enig inzicht wel aan te passen voor de met de hier gebruikte cilindrische kleefmantelconus gemeten kleefwaarden (zie bijlage 3). In de praktijk komt men voor de toe te passen reductie van de

kleefwaarden uit op de in tabel b3.1 gegeven vormfactoren voor de verschillende paaltypen. De overige reducties van de kleefwaarden worden hetzelfde toegepast als bij de Methode Begemann. In feite is deze methode een verfijning van de eerste methode. Het grootste voordeel ervan is dat men de kleef per grondlaagje bekijkt, zodat een nauwkeuriger beeld ontstaat.

De berekening van de toelaatbare paalkracht volgens de Methode Begemann

De meest ongunstige van de in bijlage 1 gegeven sonderingen lijkt sondering 07, gemaakt nabij het benedenhoofd. Daarom wordt voor deze sondering de paalkrachtberekening uitgevoerd. Later, wanneer eenzelfde berekening volgens L.G.M.-methode is uitgevoerd, kunnen de resultaten worden vergeleken en kan een keuze worden gemaakt welke methode verder toe te passen.

Ten aanzien van de sonderingen kan nog de volgende opmerking worden gemaakt. Terwijl in figuur A.5 is aangegeven dat het maaiveldniveau ongeveer NAP + 6,60 m is, wordt op de sonderingen aangegeven dat het maaiveld tot ongeveer NAP + 7,90 m reikt. Dit is echter te verklaren doordat de sonderingen bovenop de zuidelijke kanaaldijk zijn verricht.

Wanneer men om te beginnen uitgaat van palen HE 300A met een lengte van 12 m (paalkop voor gemiddeld 1,00 m opgenomen in de betonvloer), kan men de voor deze palen geldende toelaatbare trekbelasting uitrekenen. Uit controle zal blijken of de gekozen paallengte de juiste is.

De palen worden denkbeeldig in drie delen verdeeld:

- bovenste $\frac{1}{3}$ deel: van 0,90⁻ tot 3,60⁻; lengte is 2,70 m;
- middelste $\frac{1}{3}$ deel: van 3,60⁻ tot 9,00⁻; lengte is 5,40 m;
- onderste $\frac{1}{3}$ deel: van 9,00⁻ tot 11,75⁻; lengte is 2,75 m.

De geschatte gemiddelde plaatselijke wrijving over de drie paaldelen is als volgt:

- bovenste $\frac{1}{3}$ deel: $W_1 = 110 \text{ kN/m}^2$;
- middelste $\frac{1}{3}$ deel: $W_2 = 140 \text{ kN/m}^2$;
- onderste $\frac{1}{3}$ deel: $W_3 = 160 \text{ kN/m}^2$.

Deze waarden, vermenigvuldigd met de vormfactor van het gebruikte paalttype ($f = 0,7$) en eventuele andere reductiecoëfficiënten, mogen om de in bijlage 3 genoemde reden niet groter zijn dan 120 kN/m^2 . Dit is ook niet het geval.

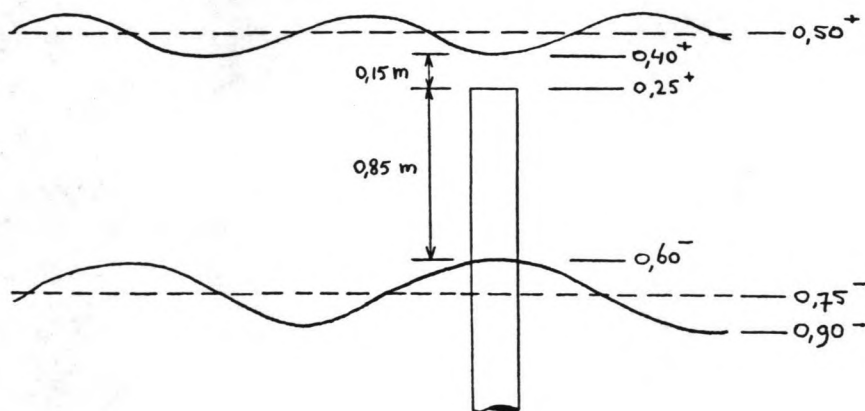
De te gebruiken formule voor de bepaling van de bezwijkbelasting luidt:

$$T = l \cdot 0 \cdot f \cdot (\frac{1}{4} \cdot W_1 + \frac{1}{2} a \cdot W_2 + \frac{1}{4} \cdot W_3)$$

Met toepassing van de eerder genoemde extra reductie op de kleefwaarden langs het bovenste $\frac{1}{4}$ deel van de paal levert dit:

$$\begin{aligned} T &= 10,85 \cdot 1,20 \cdot 0,7 \cdot (\frac{1}{4} \cdot 0,67 \cdot 110 + \frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 140 + \frac{1}{4} \cdot 160) \\ &= 724 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bij de bepaling van l is alleen de grond beneden het niveau NAP - 0,90 m meegerekend. Dit is (in theorie) het absoluut laagste niveau van de betonnen sluisvloer (zie figuur B.13).



figuur B.13 Variatie in de dikte van de sluisvloer en het niveau waarover de palen in de vloer zijn opgenomen.

Met invoering van een veiligheidscoëfficiënt ($\gamma = 2,5$) wordt de toelaatbare paalbelasting:

$$\bar{T} = \frac{724}{2,5} = 290 \text{ kN}$$

Voor alternatief 2A (kolk wordt niet drooggezet), met een maximale paalbelasting van 274 kN, voldoet deze paallengte dus goed. Voor alternatief 2B (kolk kan tijdens de bouw worden drooggezet), met een maximale paalbelasting van 353 kN, zou deze paallengte, met de gebruikte veiligheidscoëfficiënt $\gamma = 2,5$, niet voldoende zijn. Echter, omdat deze hoge paalbelasting slechts tijdens de bouwfase kan voorkomen, kan ook met een lagere veiligheid worden volstaan. Met $\gamma = 2,0$ wordt de toelaatbare paalbelasting:

$$\bar{T} = \frac{724}{2,0} = 362 \text{ kN}$$

Met deze veiligheid voldoet dus ook een paallengte van 12 m.

Berekening van de toelaatbare paalbelasting volgens de L.G.M.-methode

In tabel B.3.1 is voor sondering 07, op overeenkomstige wijze als in bijlage 3 beschreven, de toelaatbare paalkracht bepaald. Daar, waar de in rekening te brengen wrijving de $0,12 \text{ MN/m}^2$ overschrijdt, is deze om de in bijlage 3 genoemde reden gelimiteerd en aangegeven met $0,120^+ \text{ MN/m}^2$.

De paal van 12 m lengte levert ter plaatse van het benedenhoofd een grenstrekkracht van 703 kN, zodat in de gebruiksfase met $\gamma = 2,5$ een trekkracht is toegestaan van 281 kN en in de bouwfase met $\gamma = 2,0$ een belasting is toegestaan van 352 kN. Hiermee voldoet ook volgens deze berekening een paallengte van 12 m voor de beide alternatieven 2A en 2B.

Toch geeft de laatste berekening meer vertrouwen omdat de gemiddelde plaatselijke kleef per grondlaag beter kan worden afgeschat. Tevens wordt met deze methode beter duidelijk welke grondlagen een relatief grote bijdrage leveren aan de draagkracht van de paal.

Om deze redenen wordt met de L.G.M.-methode voortgegaan en zullen ook voor de overige sonderingen, ter bepaling van de toelaatbare belastingen, soortgelijke berekeningen worden gemaakt. Deze berekeningen zijn weergegeven in de tabellen B.3.2 t.m. B.3.6.

Omdat sondering 15 niet dieper reikt dan tot NAP - 9,5 m, zijn hier de waarden in de diepere grondlagen geïnterpoleerd tussen de waarden van de sonderingen 13 en 17A. De geïnterpoleerde waarden zijn aangegeven met *.

Het is duidelijk dat palen met een lengte van 12 m ook voor de sonderingen 09 tot en met 17A voldoen. In principe is het mogelijk hier iets kortere palen toe te passen, doch het is de vraag of dit wenselijk is. Naarmate de palen korter worden, is de kans groter dat bij een plaatselijke verslechtering van de grondslag (eventuele aanwezigheid van kleilenzen) de toelaatbare trekkracht wordt overschreden. Bovendien is het voor de uitvoering eenvoudiger om palen met een gelijke lengte toe te passen.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 07	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conus-weerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen kleef (MN/m ²)	Δ T (kN)	Σ (ΔT) (kN)	Σ (kN)	07	
-0,90										0	
-2,00	1,10	10	10	0,08	0,67 · 0,70	0,038	50,2	50,2	50,2	20	
-3,00	1,00	19	19	0,13	0,67 · 0,70	0,061	73,2	123,4	123,4	49	
-3,60	0,60	22	22	0,15	0,67 · 0,70	0,070	50,4	173,8	173,8	70	
-4,50	0,90	20	20	0,12	0,30 · 0,70	0,025	27,0	200,8	200,8	80	
-5,25	0,75	16	16	0,11	0,30 · 0,70	0,023	20,7	221,5	221,5	89	
-5,75	0,50		KLEILAAG							89	
-7,00	1,25	18	18	0,13	0,30 · 0,70	0,027	40,5	262,0	262,0	105	
-8,00	1,00	26	26	0,17	0,30 · 0,70	0,036	43,2	305,2	305,2	122	
-9,00	1,00	28	28	0,20	0,30 · 0,70	0,042	50,4	355,6	355,6	142	
-10,00	1,00	31	31	0,21	0,70	0,120 ⁺	144,0	499,6	499,6	200	
-11,00	1,00	27	27	0,16	0,70	0,112	134,4	634,0	634,0	254	
-11,75	0,75	20	20	0,11	0,70	0,077	69,3	703,3	703,3	281	

tabel B.3.1 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 07.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 09	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conus-weerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen kleef (MN/m ²)	Δ T (kN)	Σ (ΔT) (kN)	T̄ (kN)		
-0,90											
-2,00	1,10	19	19	0,10	0,67 · 0,70	0,047	62,0	62,0	0		
-3,00	1,00	25	25	0,14	0,67 · 0,70	0,066	79,2	141,2	25		
-3,60	0,60	34	34	0,20	0,67 · 0,70	0,094	67,7	208,9	56		
-4,50	0,90	34	34	0,23	0,30 · 0,70	0,048	51,8	260,8	84		
-5,50	1,00	30	30	0,22	0,30 · 0,70	0,046	55,2	316,0	104		
-6,75	1,25	24	24	0,16	0,30 · 0,70	0,034	51,0	367,0	126		
-7,00	0,25		KLEILAAG						147		
-8,00	1,00	29	29	0,21	0,30 · 0,70	0,044	52,8	419,8	147		
-9,00	1,00	30	30	0,23	0,30 · 0,70	0,048	57,6	477,4	168		
-10,00	1,00	28	28	0,21	0,70	0,120 ⁺	144,0	621,4	191		
-11,00	1,00	28	28	0,21	0,70	0,120 ⁺	144,0	765,4	249		
-11,75	0,75	20	20	0,14	0,70	0,098	88,2	853,6	306		
									341		

tabel B.3.2 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 09.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 11	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conus-weerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen k _{kleef} (MN/m ²)	ΔT (kN)	Σ(ΔT) (kN)	T̄ (kN)		
-0,90											
-2,00	1,10	21	21	0,15	0,67 · 0,70	0,070	92,4	92,4	0		
-3,00	1,00	35	35	0,29	0,67 · 0,70	0,120 ⁺	144,0	236,4	37		
-3,60	0,60	29	29	0,19	0,67 · 0,70	0,089	64,1	300,5	94		
-4,50	0,90	28	28	0,16	0,30 · 0,70	0,034	36,7	337,2	120		
-5,25	0,75	30	30	0,11	0,30 · 0,70	0,023	20,7	357,9	135		
-5,50	0,25		KLEELAAG						143		
-6,50	1,00	25	25	0,15	0,30 · 0,70	0,032	38,4	396,3	143		
-7,50	1,00	32	32	0,22	0,30 · 0,70	0,046	55,2	451,5	159		
-9,00	1,50	27	27	0,15	0,30 · 0,70	0,032	57,6	509,1	181		
-10,00	1,00	25	25	0,13	0,70	0,091	109,2	618,3	204		
-11,00	1,00	24	24	0,13	0,70	0,091	109,2	727,5	247		
-11,75	0,75	24	24	0,12	0,70	0,084	75,6	803,1	291		
									321		

tabel B.3.3 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 11.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 13	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conusweerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen kleef (MN/m ²)	ΔT (kN)	$\Sigma (\Delta T)$ (kN)	\bar{T} (kN)		
-0,90									0		
-1,25	0,35		KLEILAAG						0		
-1,50	0,25	25	25	0,18	0,67 · 0,70	0,084	25,2	25,2	10		
-2,00	0,50		KLEILAAG						10		
-3,60	1,60	40	40	0,29	0,67 · 0,70	0,120 ⁺	230,4	255,6	102		
-5,00	1,40	35	35	0,23	0,30 · 0,70	0,048	80,6	336,2	134		
-6,00	1,00	25	25	0,13	0,30 · 0,70	0,027	32,4	368,6	147		
-7,25	1,25	15	15	0,09	0,30 · 0,70	0,019	28,5	397,1	159		
-7,75	0,50		KLEILAAG						159		
-9,00	1,25	16	16	0,11	0,30 · 0,70	0,023	43,5	431,6	173		
-10,00	1,00	35	35	0,22	0,70	0,120 ⁺	144,0	575,6	230		
-11,00	1,00	27	27	0,17	0,70	0,119	142,8	718,4	287		
-11,75	0,75	27	27	0,16	0,70	0,112	100,8	819,2	328		

tabel B.3.4 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 13.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 15	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conusweersf. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen kleef (MN/m ²)	ΔT (kN)	$\Sigma(\Delta T)$ (kN)	\bar{T} (kN)		
-0,90	1,10	35	35	0,22	0,67 · 0,70	0,103	136,0	136,0	0		
-2,00	1,00	38	38	0,26	0,67 · 0,70	0,120 ⁺	144,0	280,0	54		
-3,00	0,60	30	30	0,17	0,67 · 0,70	0,080	57,6	337,6	112		
-3,60	0,90	28	28	0,16	0,30 · 0,70	0,034	36,7	374,3	135		
-4,50	1,00	19	19	0,12	0,30 · 0,70	0,025	30,0	404,3	150		
-5,50	1,25	18	18	0,10	0,30 · 0,70	0,021	31,5	435,8	162		
-6,75	1,00		KLEILAAG						174		
-7,75	1,25	14	14	0,10	0,30 · 0,70	0,021	31,5	467,3	174		
-9,00	1,00	25*	25*	0,15*	0,70	0,105	126,0	593,3	187		
-10,00	1,00	30*	30*	0,15*	0,70	0,105	126,0	719,3	237		
-11,00	0,75	30*	30*	0,15*	0,70	0,105	94,5	813,8	288		
-11,75									326		

tabel B.3.5 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 15.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 17A	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conus-weerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen k _{leef} (MN/m ²)	Δ T (kN)	Σ (Δ T) (kN)	T̄ (kN)		
-0,90										0	
-2,00	1,10	30	30	0,14	0,67 · 0,70	0,066	87,1	87,1			
-3,00	1,00	45	45	0,23	0,67 · 0,70	0,108	129,6	216,7		35	
-3,60	0,60	50	50	0,26	0,67 · 0,70	0,120 ⁺	86,4	303,1		87	
-5,00	1,40	38	38	0,20	0,30 · 0,70	0,042	70,6	373,7		121	
-6,00	1,00	35	35	0,16	0,30 · 0,70	0,034	40,8	414,5		149	
-7,00	1,00	14	14	0,06	0,30 · 0,70	0,013	15,6	430,1		166	
-8,00	1,00	24	24	0,10	0,30 · 0,70	0,021	25,2	455,3		172	
-9,00	1,00	28	28	0,15	0,30 · 0,70	0,032	38,4	493,7		182	
-10,00	1,00	32	32	0,17	0,70	0,119	142,8	636,5		197	
-11,00	1,00	32	32	0,14	0,70	0,098	117,6	754,1		255	
-11,75	0,75	40	40	0,18	0,70	0,120 ⁺	108,0	862,1		302	
										345	

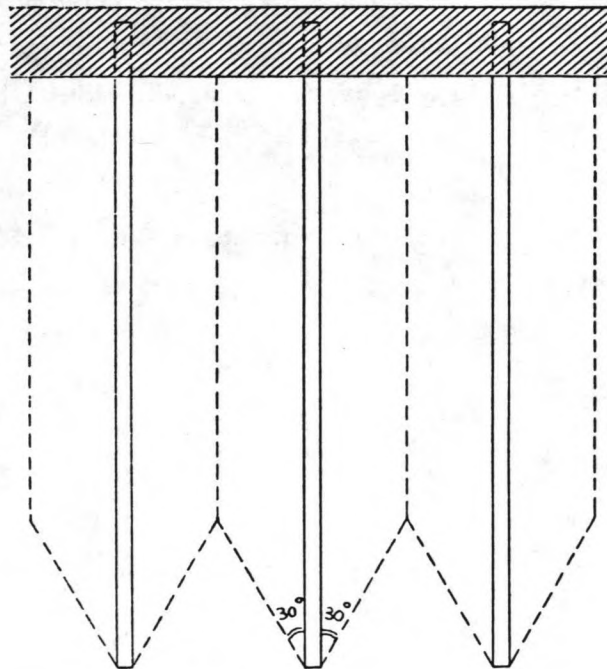
tabel B.3.6 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 17A.

De bepaling van de toelaatbare belasting van de trekpalen met betrekking tot het kluitkriterium

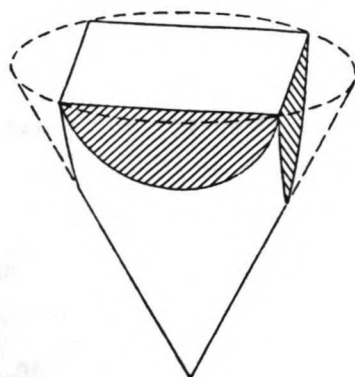
Tot nu toe is de toelaatbare belasting van de afzonderlijke palen met betrekking tot het kleefkriterium bepaald. Hierbij wordt er van uitgegaan dat een paal voldoende grond om zich heen kan mobiliseren, zodat dit grondvolume ook werkelijk voldoende tegenwicht kan geven tegen de geboden paalbelasting.

In werkelijkheid staan de palen op zekere afstand van elkaar, zodat nooit meer grond kan worden gemobiliseerd, dan zich tussen de palen bevindt.

De bepaling van de grenstrekkkracht met betrekking tot het kluitkriterium is niet zo eenvoudig. Niet alle grond tussen de palen zal kunnen worden gemobiliseerd. Aan de onderzijde van de palen zal slechts een kegelvormig grondprofiel meewerken. De tophoek van deze kegel is ongeveer 60° (zie figuur B.14). Ruimtelijk gezien ziet de kegel er uit als in figuur B.15.



figuur B.14 Meewerkend grondmassief tussen de palen.

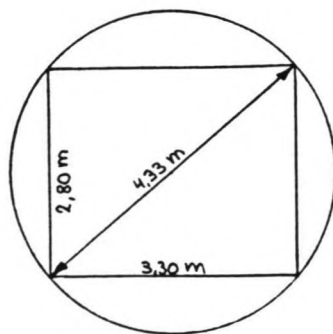


figuur B.15 Kegelvormig grondprofiel aan de onderzijde van de trekpalen, ruimtelijk gezien.

Het probleem is het grondvolume van dit afgesnotten kegeldeel te bepalen.

Het draagvermogen van de palen, met betrekking tot het kluitkriterium zal in eerste instantie voor het meest dichte paalstramien van alternatief 2B worden bepaald. Wanneer hierbij wordt voldaan aan de eis, zal bij het veel wijdere paalstramien van alternatief 2A het kluitkriterium zeker niet maatgevend zijn, zodat derhalve in het laatste geval de controle achterwege kan blijven.

Indien de in figuur B.15 geschetste kegel niet afgesnotten zou zijn, zou het grondvlak, bij een paalstramien van $3,30 \times 2,80 \text{ m}^2$, een diameter van $4,33 \text{ m}$ hebben (zie figuur B.16).



figuur B.16 Omgeschreven cirkel van het grondvlak van de in figuur B.15 geschetste kegel, bij het paalstramien van alternatief 2B.

De hoogte van deze kegel is dan 3,75 m. De inhoud zou dan zijn:

$$V_1 = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot \left(\frac{4,33}{2}\right)^2 \cdot 3,75 = 18,4 \text{ m}^3$$

Het onderste deel van de afgesneden kegel, waar nog van een "zuivere" kegel kan worden gesproken, heeft een grondvlak met een diameter van 2,80 m, en een hoogte van 2,42 m. Dit kegeldeel heeft een volume:

$$V_2 = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot \left(\frac{2,80}{2}\right)^2 \cdot 2,42 = 5,0 \text{ m}^3$$

De werkelijke inhoud van de afgesneden kegel ligt dus ergens tussen $5,0 \text{ m}^3$ en $18,4 \text{ m}^3$. Een goede schatting lijkt 12 m^3 .

De meewerkende hoogte van het totale grondmassief reikt van de gemiddelde onderzijde van de sluisvloer tot aan de onderzijde van de palen. Dit is 11 m. Het rechthoekige grondblok bovenop de afgesneden kegel heeft dus een hoogte: $11 - 3,75 = 7,25 \text{ m}$.

De totale hoeveelheid gemobiliseerde grond rond een paal wordt hiermee:

$$V = 7,25 \cdot 2,80 \cdot 3,30 + 12 = 79,0 \text{ m}^3$$

Dit grondvolume heeft een schijnbaar gewicht:

$$V \cdot (\gamma_g - \gamma_w) = 79,0 \cdot (20 - 10) = 790 \text{ kN}$$

Met een veiligheid $\gamma = 1,1$ wordt de toelaatbare belasting van de trekpalen, bij het dichte paalstramien van $2,80 \times 3,30 \text{ m}^2$, met betrekking tot het kluitkriterium:

$$\bar{T} = \frac{790}{1,1} = 718 \text{ kN}$$

Dit is ruimschoots voldoende, zodat ook bij het wijdere paalstramien van $5,00 \times 3,30 \text{ m}^2$ aan het kluitkriterium wordt voldaan.

De keuze van de sluisvloer

Om een verantwoorde keuze maken uit één van de zes alternatieven 1A tot en met 3B, zal een zo goed mogelijke schatting van de kosten moeten worden gemaakt. Het gaat hierbij niet om de absolute kosten, maar wat belangrijk is, het verschil tussen de kosten van de alternatieven.

De kosten van alle alternatieven worden vergeleken met die van het nul-alternatief: niets doen, geen vloer. Verder wordt er gemakshalve van uitgegaan, dat de hoogte van de diepwand evenredig toeneemt met de dikte van de vloer: indien een 2 m dikke vloer wordt toegepast, moet ook de diepwand 2 m dieper steken. In werkelijkheid is dit niet correct, want naarmate de sluisolk dieper moet worden ontgraven, moet ook dat deel van de diepwand dat zich onder het ontgravingsniveau uitstrekt, groter worden, zodat de grond voldoende passieve gronddruk kan leveren. Dit geldt uiteraard alleen wanneer de kolk wel is ontgraven, maar de betonnen sluisvloer nog niet is gestort. De hoogte van de diepwand zal dus meer dan evenredig toenemen met de dikte van de vloer.

Voor het ontgraven van de sluisolk, tesamen met het storten van het onderwaterbeton kan men rekenen: $f 151,--/m^3$.

Voor palen HE 300A leveren en heien kan men rekenen: $f 150,--/m^1$.

Voor geprefabriceerde diepwand, leveren en plaatsen, kan men rekenen: $f 500,--/m^2$, de achterpoot van de T-wand niet meegerekend.

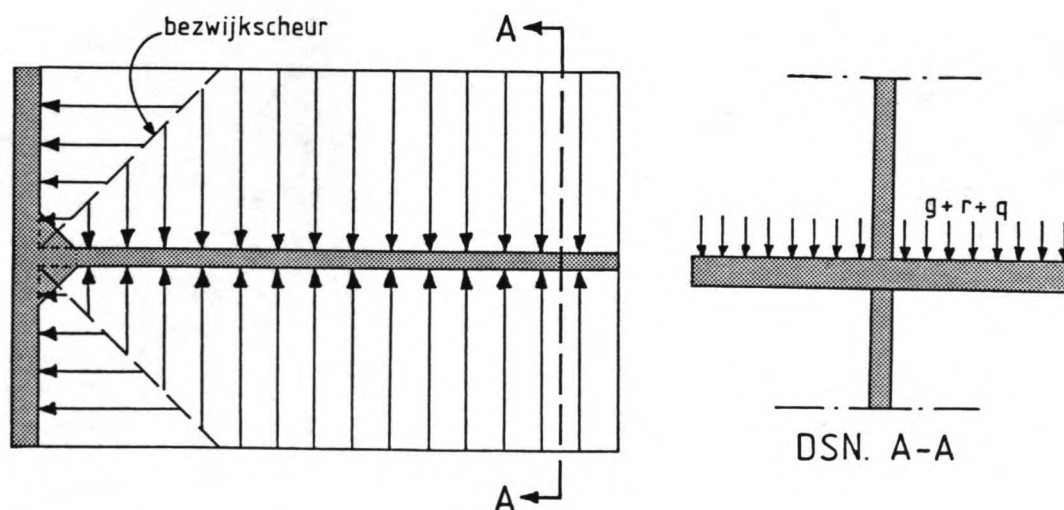
Dit is gebaseerd op eerder uitgevoerde werken, waarin een vlakke geprefabriceerde diepwand is verwerkt. Eventuele beton-ankers, aan de paalkoppen of aan de diepwanden, zijn niet meegerekend.

	<u>bedrag</u>
Alternatief 1A:	
ontgraven + beton storten: $105 \cdot 12,6 \cdot 3,5 = 4631 \text{ m}^3$	<i>f</i> 699.280
extra oppervlak diepwand: $2 \cdot 105 \cdot 3,5 = 735 \text{ m}^2$	367.500
totaal:	<u><i>f</i> 1.066.780</u>
Alternatief 1B:	
ontgraven + beton storten: $105 \cdot 12,6 \cdot 5,0 = 6615 \text{ m}^3$	<i>f</i> 998.870
extra oppervlak diepwand: $2 \cdot 105 \cdot 5,0 = 1050 \text{ m}^2$	525.000
totaal:	<u><i>f</i> 1.523.870</u>
Alternatief 2A:	
84 palen heien: $84 \cdot 12 = 1008 \text{ m}^1$	<i>f</i> 151.200
ontgraven + beton storten: $105 \cdot 12,6 \cdot 1,25 = 1654 \text{ m}^3$	249.750
extra oppervlak diepwand: $2 \cdot 105 \cdot 1,25 = 263 \text{ m}^2$	131.500
totaal:	<u><i>f</i> 532.450</u>
Alternatief 2B:	
152 palen heien: $152 \cdot 12 = 1824 \text{ m}^1$	<i>f</i> 273.600
ontgraven + beton storten: $105 \cdot 12,6 \cdot 1,25 = 1654 \text{ m}^3$	249.750
extra oppervlak diepwand: $2 \cdot 105 \cdot 1,25 = 263 \text{ m}^2$	131.500
totaal:	<u><i>f</i> 654.850</u>
Alternatief 3A:	
ontgraven + beton storten: $105 \cdot 12,6 \cdot 1,9 = 2514 \text{ m}^3$	<i>f</i> 379.610
extra oppervlak diepwand: $2 \cdot 105 \cdot 1,9 = 399 \text{ m}^2$	199.500
totaal:	<u><i>f</i> 579.110</u>
Alternatief 3B:	
ontgraven + beton storten: $105 \cdot 12,6 \cdot 3,4 = 4498 \text{ m}^3$	<i>f</i> 679.200
extra oppervlak diepwand: $2 \cdot 105 \cdot 3,4 = 714 \text{ m}^2$	357.000
totaal:	<u><i>f</i> 1.036.200</u>

B.3. Onderzoek naar de haalbaarheid van de hoog gefundeerde L-muur met T-vormige diepwand als onderbouw

B.3.2. De sterkte en stijfheid van de elementen

De kolkwand-elementen laten zich niet zo gemakkelijk met de hand berekenen. In één doorsnede echter, kan wel een ruwe controleberekening worden uitgevoerd met betrekking tot de sterkte, stijfheid en scheurwijdte van het beton. Het zal geen betoog behoeven dat de ontlastplaat van de L-muur elementen het zwaarst belaste onderdeel van de constructie is. Deze ontlastplaat betreft een langwerpige tweezijdig ingeklemde plaat. De belastingafdracht zal vermoedelijk ongeveer zo zijn als in figuur B.17 is aangegeven.



figuur B.17 Belastingafdracht van de ontlastplaat.

Omdat de achterste rand van de ontlastplaat het minst van de inklemming door de kolkwand "merkt", zal hier het moment, de dwarskracht en de doorbuiging het grootst zijn. Deze strook (snede A-A) kan worden beschouwd als een uitkragende ligger.

De meest ongunstige belasting treedt tijdens de gebruiksfase op, wanneer de grondwaterstand lager is dan NAP + 5,75 m en een mobiele bovenbelasting van 10 kN/m^2 aanwezig is. De geschatte plaatdikte is 0,40 m. Om de hoogst mogelijke weerstand tegen afschuiven te bieden wordt voor de ontlastplaat een hoge betonkwaliteit gebruikt: B 45. Deze betonkwaliteit is met toepassing van een super-

plastificeerder toch nog goed verwerkbaar. Als wapeningsstaal wordt FeB 500 HWL gebruikt.

De controles zullen geschieden voor een strook met een breedte van 1 m.

$$\begin{array}{ll} \text{eigen gewicht:} & g = 0,40 \cdot 24 = 9,6 \text{ kN/m}^1 \\ \text{rustende belasting:} & r = 4 \cdot 18 = 72,0 \text{ kN/m}^1 \\ \text{mobiele bovenbelasting:} & q = \underline{10,0 \text{ kN/m}^1} \\ \text{totale belasting:} & t = 91,6 \text{ kN/m}^1 \end{array}$$

Nabij de inklemming geldt:

$$\begin{array}{ll} M = \frac{1}{2} t l^2 = \frac{1}{2} \cdot 91,6 \cdot 2,4^2 = 263,8 \text{ kNm} & \longrightarrow M_u = 448 \text{ kNm} \\ T = t \cdot l = 91,6 \cdot 2,4 = 219,8 \text{ kN} & \longrightarrow T_d = 374 \text{ kN} \end{array}$$

Bovenwapening van de ontlastplaat in de dwarsrichting

$$M_u = 448 \text{ kNm}$$

$$c = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Schat wapening } \varnothing 25 \text{ mm, zodat: } h &= h_t - c - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_k \\ &= 400 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 347,5 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{448}{1 \cdot 0,3475^2} = 3710 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hieruit volgt: } (\omega_0)_{\text{benodigd}} = 0,79 \%$$

$$(A_a)_{\text{benodigd}} = 2744 \text{ mm}^2$$

In verband met de beperking van de scheurwijdte (zie aldaar) wordt gekozen voor: $\varnothing 25 - 150 \text{ mm}$ (3272 mm^2)

Controle op de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \cdot \frac{c}{c_{\min}} = 0,25 \cdot \frac{40}{30} = 0,33 \text{ mm}$$

$$\xi_3 = 4$$

$$x = 59 \text{ mm} \rightarrow h_t - x = 400 - 59 = 341 \text{ mm}$$

$$h_e = h_e = 8 \cdot \phi_{km} + \bar{c} = 8 \cdot 25 + 40 = 240 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\phi_{km}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 40 + 4 \cdot \frac{25}{100 \cdot 3272} \cdot 1000 \cdot 240 = 153 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{2744}{3272} = 247 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De scheurwijdte } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$$

$$w = 0,8 \cdot 247 \cdot 153 \cdot 10^{-5} = 0,30 \text{ mm} \quad \text{voldoet!}$$

Controle op doorbuiging

$$h \geq \frac{1}{35} \cdot l_{\text{min}} = \frac{1}{35} \cdot 2 \cdot 1 = \frac{1}{35} \cdot 5000 = 143 \text{ mm} \quad (\text{eis 1})$$

$$h \geq \frac{\sigma_a}{7 \cdot 10^3} \cdot l_{\text{min}} = \frac{\sigma_a}{7 \cdot 10^3} \cdot 21 = \frac{247}{7 \cdot 10^3} \cdot 5000 = 176 \text{ mm} \quad (\text{eis 2})$$

$$h = 347,5 \text{ mm} \quad (\text{voldoet aan beide eisen})$$

Controle op dwarskracht

De maximum optredende dwarskracht in de rekenfase bedraagt:

$$T_d = 374 \text{ kN.}$$

$$\tau_d = \frac{T_d}{b \cdot h} = \frac{374 \cdot 10^3}{1000 \cdot 347,5} = 1,08 \text{ N/mm}^2 > \tau_1 (= 1,00 \text{ N/mm}^2)$$

Hieruit volgt dat de toelaatbare schuifspanning plaatselijk wordt overschreden. Het is dus noodzakelijk de ontlastplaat ter plaatse van de inklemming gedeeltelijk de verdikken tot 430 mm.

B.3.3. De stabiliteitscontrole

Wanneer men de uitwendige stabiliteit tegen bezwijken van de constructie bekijkt, zijn er een aantal stadia tijdens de levensduur van de constructie, welke nadere bestudering behoeven.

In de eerste plaats is er de bouwfase, waarbij de kolk wel is ontgraven, maar de onderwaterbeton sluisvloer nog niet is gestort en verhard. De kolkwaterstand is dan gelijk aan de grondwaterstand.

Er zijn in dit stadium drie bezwijkmechanismen: de constructie kan kantelen om de teen van de diepwand, afschuiven of de grond onder diepwanden kan niet voldoende weerstand bieden tegen de geboden belasting, zodat de kolkwanden, of delen daarvan, ontoelaatbare zettingen ondergaan. Hierbij moet nog worden onderzocht of, alvorens met het ontgraven van de kolk wordt begonnen, de T-vormige diepwand-elementen alléén voldoende weerstand kunnen bieden tegen de aanwezige gronddruk, of dat het noodzakelijk is eerst de L-muur elementen erop te plaatsen en de grond aan te vullen. In beide gevallen moet rekening worden gehouden met de invloed van bovenbelasting op het terrein en de elementen, ten gevolge van werktuigen.

Is het mogelijk de kolk te ontgraven, zonder de L-muur elementen op de diepwanden te plaatsen, dan zou dit de graafwerkzaamheden vereenvoudigen. Er kan dan worden volstaan met een eenvoudige hydraulische graafmachine. Is het daarentegen noodzakelijk eerst de L-muur elementen te plaatsen, dan is het noodzakelijk een hydraulische graafmachine met oplanger of een grijperkraan te gebruiken.

Als tweede levensstadium kan de bouwfase worden aangemerkt, waarbij de onderwaterbeton sluisvloer is gestort en verhard. De kolkwanden worden nu door de betonnen vloer gestempeld, zodat nog twee bezwijkmechanismen overblijven: de constructie kan kantelen om de bovenkant van de sluisvloer of de grond onder de diepwanden kan ontoelaatbaar deformeren.

Als laatste maatgevende levensstadium kan worden aangemerkt: de gebruiksfase, met of zonder bovenbelasting op de grond achter de kolkwanden, met een op de elementen uitgeoefende bolderkracht van 200 kN, een kolkwaterstand van NAP + 4,45 m en de hoogst verwachte grondwaterstand van NAP + 7,50 m.

Tevens zal de stabiliteit worden onderzocht voor de gebruiksfase, met belastingen als hierboven beschreven, echter met de verwachte gemiddelde grondwaterstand van NAP + 6,50 m.

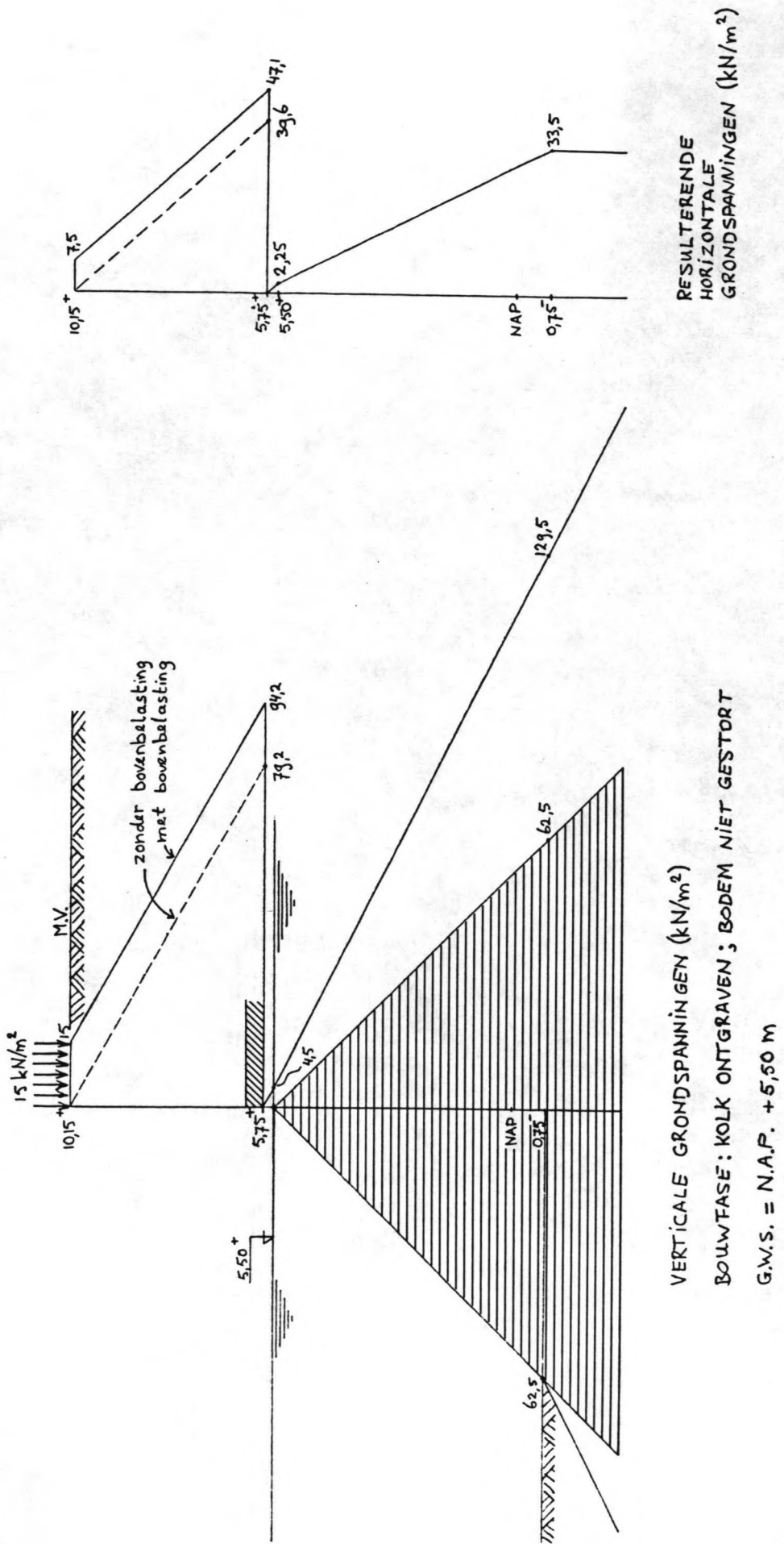
De gegevens betreffende de constructie zijn:

- bovenkant van de L-wand: NAP + 10,15 m;
- onderzijde van de L-wand (= bovenkant diepwand): NAP + 5,75 m;
- onderzijde van de diepwand: NAP - 1,75 m;
- bovenkant van de sluisvloer: NAP + 0,50 m;
- onderkant van de sluisvloer: NAP - 0,75 m.

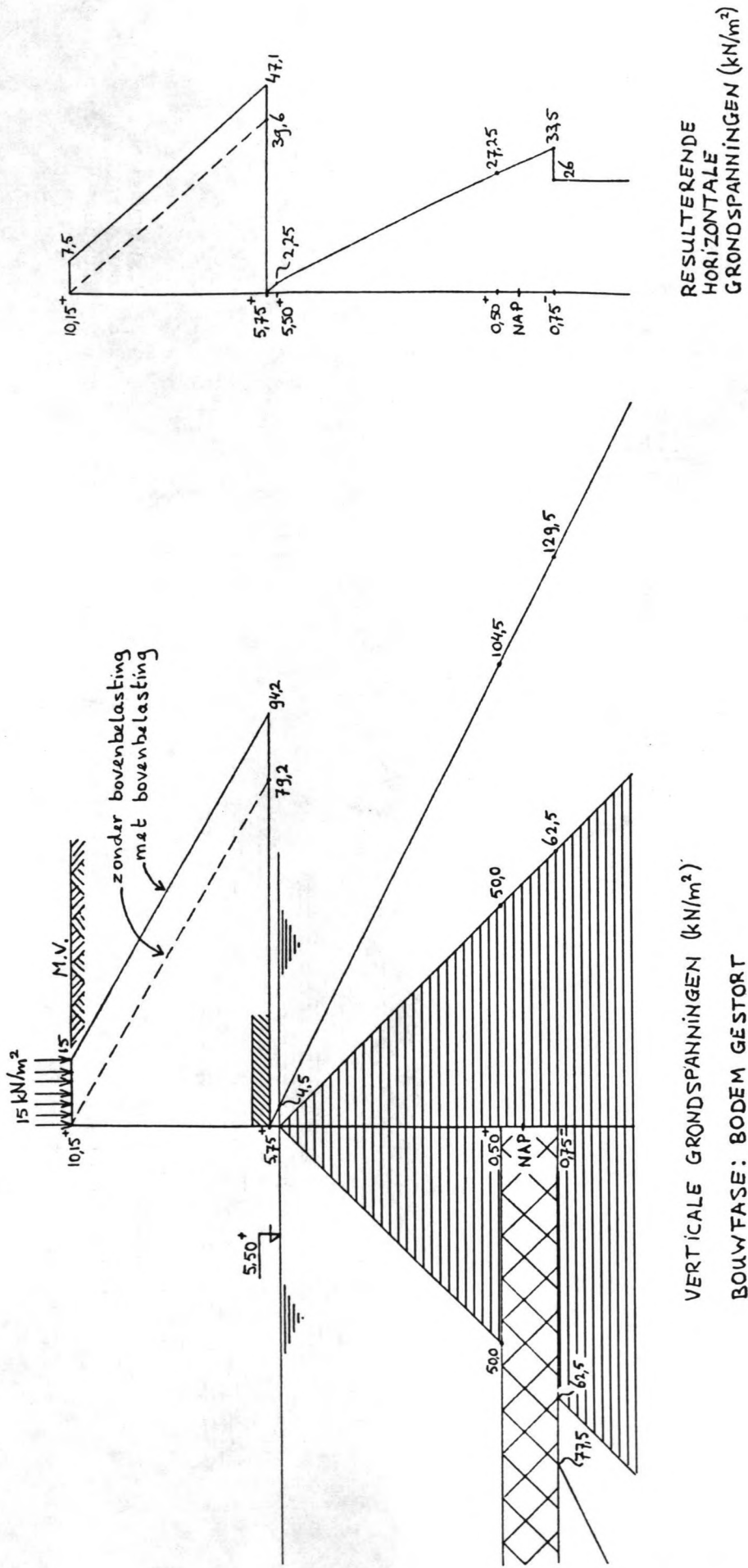
De gegevens betreffende de belastingen zijn:

- grondwaterstand tijdens de bouwfase: NAP + 5,50 m;
- verwachte gemiddelde grondwaterstand tijdens de gebruiksfase: NAP + 6,50 m;
- hoogst verwachte grondwaterstand tijdens de gebruiksfase: NAP + 7,50 m;
- hoogste kolkwaterstand tijdens de gebruiksfase: NAP + 8,55 m;
- laagste kolkwaterstand tijdens de gebruiksfase: NAP + 4,45 m;
- boven grondwaterpeil: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;
- onder grondwaterpeil: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- bovenbelasting tijdens de bouwfase: 15 kN/m^2 ;
- bovenbelasting tijdens de gebruiksfase: 10 kN/m^2 ;
- maximum bolderkracht tijdens de gebruiksfase: 200 kN.

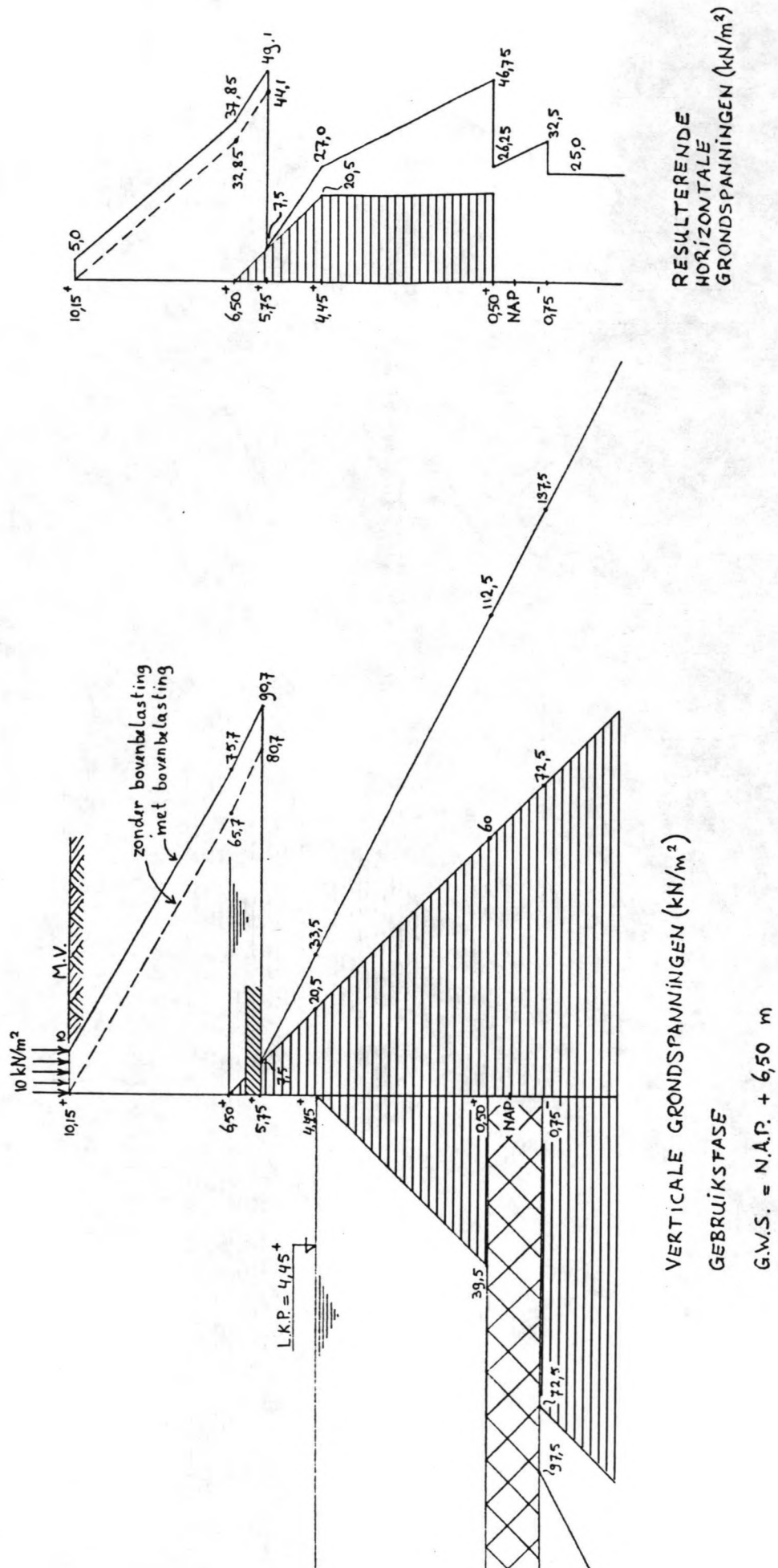
In de figuren B.18.1 tot en met B.18.4 zijn de verticale en horizontale grondspanningen weergegeven. Omdat verplaatsingen van de constructie ontoelaatbaar worden geacht, is in de figuren van de horizontale grondspanningen de neutrale gronddruk-coëfficiënt ($\lambda_n = 0,5$) aangehouden.



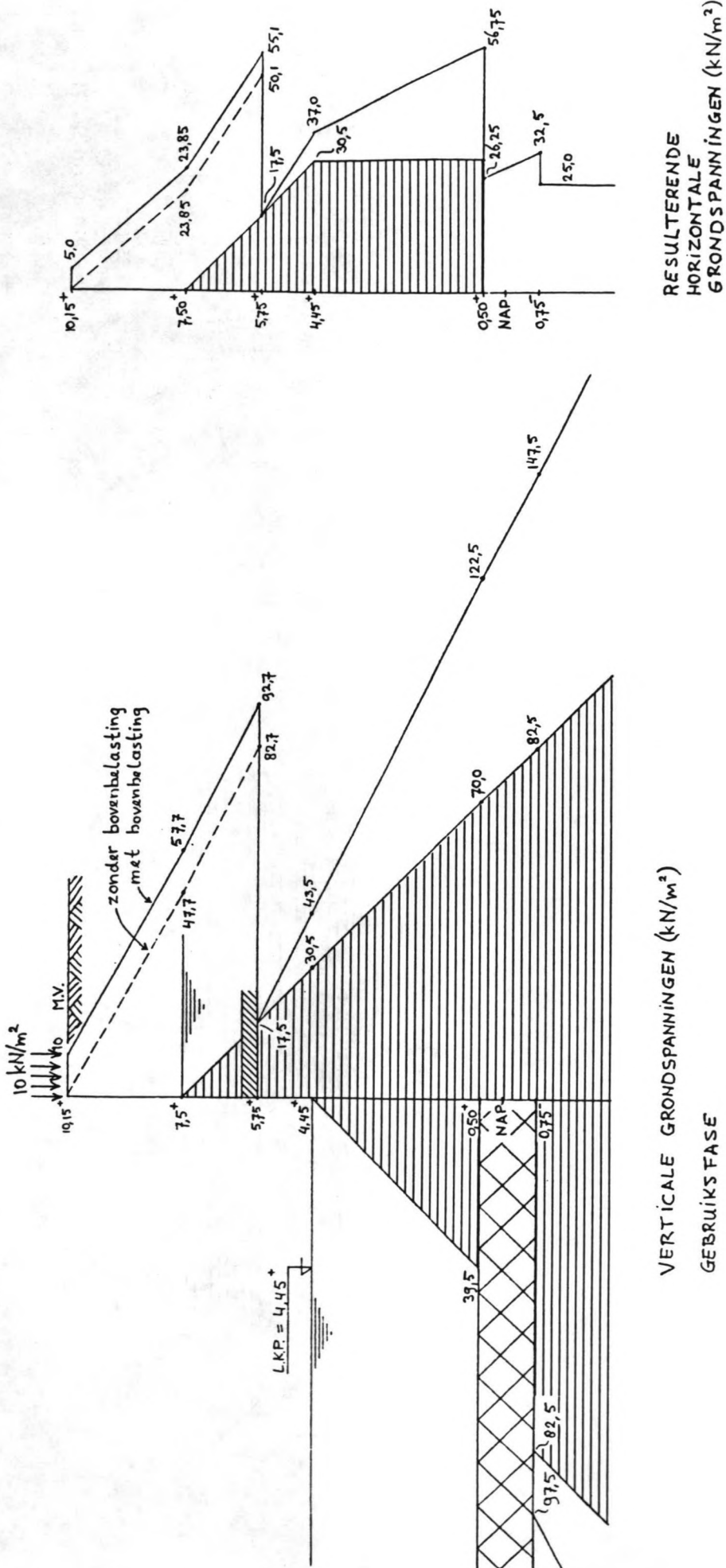
figuur B.18.1 Grondspanningen in de bouwfase, wanneer de sluisvloer nog niet is gestort.



figuur B.18.2 Grondspanningen in de bouwfase, wanneer de sluisvloer is gestort (en verhard).



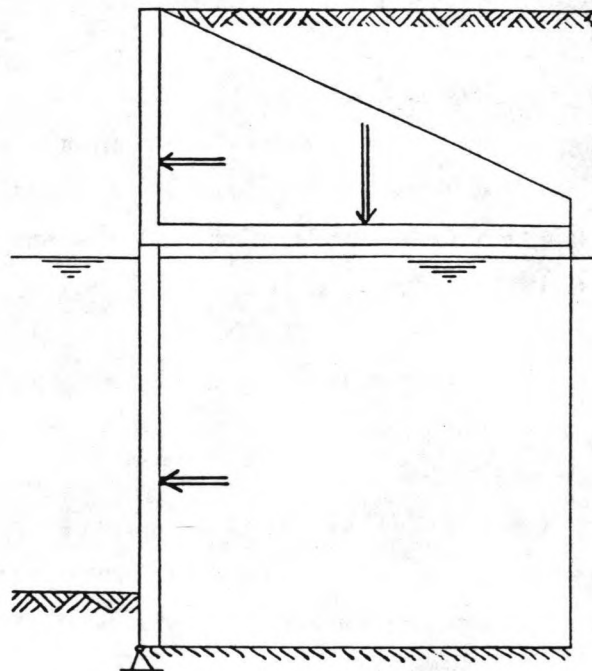
figuur B.18.3 Grondspanningen in de gebruiksfase bij de verwachte gemiddelde grondwaterstand.



figuur B.18.4 Grondspanningen in de gebruiksfase bij de hoogst verwachte grondwaterstand.

Controle van de constructie in de bouwfase (vloer nog niet gestort)

Zoals hiervoor vermeld, zou de constructie na het ontgraven van de kolk kunnen kantelen om de teen van de diepwand. Dit kantelen wordt veroorzaakt door een aandrijvend moment, ten gevolge van de resulterende horizontale gronddruk. De kanteling moet worden tegengegaan door een tegenwerkend moment, veroorzaakt door het eigen gewicht van de constructie, de aanvulgrond (wanneer de L-muur op de diepwand is geplaatst) en de bovenbelasting (zie figuur B.19).



figuur B.19 Horizontale grondbelasting, welke kanteling van de constructie ten gevolge kan hebben en verticale belasting, welke kanteling tegengaat.

Uiteraard dient er een bepaalde veiligheid tegen kantelen in acht te worden genomen, welke hier wordt gesteld op 2:

$$\gamma = \frac{M_{\text{tegenwerkend}}}{M_{\text{aandrijvend}}} \geq 2$$

De eventuele wrijving, welke wordt ontwikkeld door de grond langs de achterpoot van de T-vormige diepwand, wordt niet meegerekend bij de bepaling van het tegenwerkend moment. Wanneer de diepwand namelijk in een met behulp van een bentoniet gegraven sleuf wordt geplaatst, is het nog maar de vraag of de wrijvingshoek tussen grond en wand nog van enige betekenis is. De bentoniet zal zich niet zo gemakkelijk laten verdringen en als een glij-middel tussen de grond en de wand blijven fungeren.

Wanneer de diepwand wordt ingespoten, zal de pakking van de grond rond de wand flink worden verstoord en ook nu is het nog maar de vraag of de gronddeeltjes weer volledig tegen de wand aansluiten, zodanig dat wrijving van betekenis kan worden opgebouwd.

Zelfs wanneer in bovenstaande gevallen wel wrijving wordt ontwikkeld, dan nog is de wrijvingshoek δ tussen grond en wand onbekend ($0^\circ \leq \delta \leq \varphi$). Om deze redenen is het dus veiliger, de wrijving langs de achterpoot van de diepwand-elementen niet mee te rekenen bij de stabiliteitscontrole.

Eerst zal het geval van alléén de diepwand worden bekeken. De kolk wordt dus ontgraven voordat de L-wand is geplaatst. De aandrijvende en tegenwerkende momenten, per constructie-element met een breedte van 5 m, worden verder zonder berekeningen weergegeven. De momenten zijn namelijk opgebouwd uit een groot aantal kleine en grotere componenten, en het is niet interessant deze uitgesplitst weer te geven.

Zonder bovenbelasting:

- aandrijvend moment: $M \curvearrowright = 1890 \text{ kNm}$;
- tegenwerkend moment: $M \curvearrowleft = 728 \text{ kNm}$.
- veiligheid tegen kantelen: $\gamma = \frac{728}{1890} = 0,4 < 1 \rightarrow$ bezwijken

Met bovenbelasting:

- aandrijvend moment: $M \curvearrowright = 2945 \text{ kNm}$;
- tegenwerkend moment: $M \curvearrowleft = 728 \text{ kNm}$.
- veiligheid tegen kantelen: $\gamma = \frac{728}{2945} = 0,2 < 1 \rightarrow$ bezwijken

Het is dus niet zonder meer mogelijk de kolk te ontgraven, zonder dat de L-wanden zijn geplaatst en de grond hierop is aangevuld. Dit was ook wel te verwachten.

Er zal nu het geval worden beschouwd, dat de kolk pas wordt ontgraven, nadat de volledige constructie gereed is gekomen.

Zonder bovenbelasting:

- aandrijvend moment: $M^{\curvearrowright} = 5795 \text{ kNm}$;
- tegenwerkend moment: $M^{\curvearrowleft} = 13803 \text{ kNm}$.
- veiligheid tegen kantelen: $\gamma = \frac{13803}{5795} = 2,4 \quad \rightarrow \quad \text{voldoet}$

Met bovenbelasting:

- aandrijvend moment: $M^{\curvearrowright} = 7395 \text{ kNm}$;
- tegenwerkend moment: $M^{\curvearrowleft} = 16200 \text{ kNm}$.
- veiligheid tegen kantelen: $\gamma = \frac{16200}{7395} = 2,2 \quad \rightarrow \quad \text{voldoet}$

Een ander bezwijkmechanisme tijdens deze bouwfase is dat de complete constructie kolkinwaarts kan afschuiven. Omdat reeds is gebleken dat de enkele diepwand, zonder de L-muur er op te plaatsen en de grond aan te vullen, bij ontgraving van de sluiskolk zal bezwijken, heeft het geen zin de dwarskrachten voor dit geval te controleren. Hier zal slechts de complete constructie worden beschouwd.

Bij de berekeningen wordt er weer van uitgegaan dat verplaatsingen onaanvaardbaar zijn, zodat zowel aan de voorzijde, als aan de achterzijde van de kolkwand met neutrale gronddruk wordt gerekend. Omdat het funderingsniveau van de diepwand zich slechts 1,5 m onder het ontgravingsniveau uitstrekt, en omdat er geen sprake is van passieve maar van neutrale gronddruk, is de invloed van de gronddruk tegen dit gedeelte, met betrekking tot de dwarskracht, slechts gering. Het grootste gedeelte van de dwarskracht zal dus moeten worden opgenomen door middel van wrijving aan de voet van de diepwand.

Door het grote gewicht van de constructie zal de pakking van de onderliggende grond maximaal zijn, zodat de wrijving tussen de voet van de diepwand en de grond ook maximaal is. Voor beton kan

men rekenen: de hoek van wrijving tussen constructie en grond is gelijk aan de hoek van inwendige wrijving van de grond ($\delta = \varphi$). De wrijvingscoëfficiënt tussen de constructie en de grond wordt weergegeven door $\tan \varphi$. Hierop wordt bovendien een veiligheidscoëfficiënt $\gamma = 2$ toegepast.

De afschuifkracht per element van 5 m breedte, zonder bovenbelasting, is in de bouwfase: $D = 995$ kN.

Het totale gewicht van de constructie, met de daarop gelegen grond is: $G = 3743$ kN.

De toelaatbare afschuifkracht is dus:

$$\bar{D} = \frac{1}{2} \cdot \tan \varphi \cdot G = \frac{1}{2} \cdot \tan(30^\circ) \cdot 3743 = 1081 \text{ kN}$$

Wanneer bovenbelasting wel aanwezig is, is de afschuifkracht: $D = 1160$ kN.

Het totale gewicht van de constructie, met de daarop aanwezige belasting is: $G = 4321$ kN.

De toelaatbare afschuifkracht is in dit geval dus:

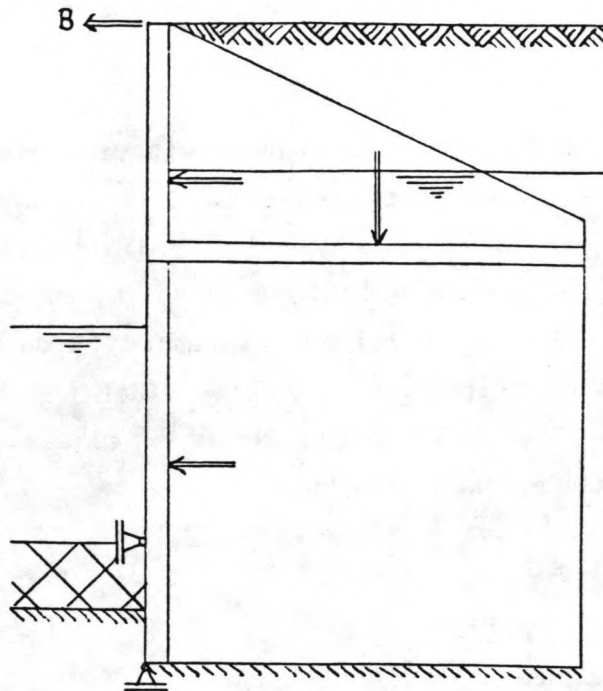
$$\bar{D} = \frac{1}{2} \cdot \tan \varphi \cdot G = \frac{1}{2} \cdot \tan(30^\circ) \cdot 4321 = 1247 \text{ kN}$$

In beide gevallen is de constructie voldoende stabiel tegen afschuiven.

Controle van de constructie in de bouwfase (vloer wel gestort)

Omdat reeds is gebleken dat in een eerder stadium (kolk ontgraven; vloer nog niet gestort) de enkele diepwand, zonder de daarop geplaatste L-muur met grondaanvulling, zou bezwijken, behoeven voor dit geval geen controle-berekeningen te worden uitgevoerd.

Wanneer de onderwaterbeton sluisvloer is gestort en verhard, dient deze als stempeling voor de kolkwanden, zodat de elementen nog slechts kunnen kantelen. Dit zou dan gebeuren om het niveau bovenkant vloer (zie figuur B.20).



figuur B.20 Stempeling van de constructie door de sluisvloer.

In deze bouwfase zijn de momenten, die de kanteling van de elementen tegenwerken, uiteraard even groot als in de voorgaande bouwfase:

Zonder bovenbelasting:

- aandrijvend moment: $M = 3245$ kNm;
- tegenwerkend moment: $M = 13803$ kNm.
- veiligheid tegen kantelen: $\gamma = \frac{13803}{3245} = 4,3 \rightarrow$ voldoet

Met bovenbelasting:

- aandrijvend moment: $M = 4475$ kNm;
- tegenwerkend moment: $M = 16200$ kNm.
- veiligheid tegen kantelen: $\gamma = \frac{16200}{4475} = 3,6 \rightarrow$ voldoet

Controle van de constructie in de gebruiksfase (g.w.s. = NAP + 6,5 m)

In de gebruiksfase wordt de stabiliteit van de constructie veel zwaarder op de proef gesteld dan in de bouwfase. In de eerste plaats is de grondwaterstand veel hoger dan in de bouwfase (verwachte gemiddelde grondwaterstand is NAP + 6,5 m; hoogst verwachte grondwaterstand is NAP + 7,5 m). Daarnaast is de laagste kolkwaterstand tijdens de gebruiksfase lager (NAP + 4,55 m) dan in de bouwfase. Bovendien moet nog rekening worden gehouden met een bolderkracht van maximaal 200 kN.

Zonder bovenbelasting:

- aandrijvend moment: $M \curvearrowright = 6375 \text{ kNm}$;
- tegenwerkend moment: $M \curvearrowleft = 12647 \text{ kNm}$.
- veiligheid tegen kantelen: $\gamma = \frac{12647}{6375} = 2,0 \rightarrow$ voldoet

Met bovenbelasting:

- aandrijvend moment: $M \curvearrowright = 7195 \text{ kNm}$;
- tegenwerkend moment: $M \curvearrowleft = 14245 \text{ kNm}$.
- veiligheid tegen kantelen: $\gamma = \frac{14245}{7195} = 2,0 \rightarrow$ voldoet

Controle van de constructie in de gebruiksfase (g.w.s. = NAP + 7,5 m)

Uit de voorgaande berekeningen is reeds gebleken dat de veiligheid tegen kantelen van de elementen, bij een grondwaterstand van NAP + 6,5 m, nog maar net aan de gestelde eis voldoet. Het ligt dus in de lijn der verwachtingen dat deze veiligheid, bij een hogere grondwaterstand van NAP + 7,5 m, onvoldoende is.

Zonder bovenbelasting:

- aandrijvend moment: $M^{\curvearrowright} = 7285 \text{ kNm}$;
- tegenwerkend moment: $M^{\curvearrowleft} = 11427 \text{ kNm}$.
- veiligheid tegen kantelen: $\gamma = \frac{11427}{7285} = 1,6 \rightarrow$ onvoldoende

Met bovenbelasting:

- aandrijvend moment: $M^{\curvearrowright} = 8105 \text{ kNm}$;
- tegenwerkend moment: $M^{\curvearrowleft} = 13025 \text{ kNm}$.
- veiligheid tegen kantelen: $\gamma = \frac{13025}{8105} = 1,6 \rightarrow$ onvoldoende

Inderdaad is de veiligheid in beide gevallen onvoldoende. Dit is niet alleen gelegen in het feit dat door de hogere grondwaterstand de horizontale grondspanningen groter worden. Een belangrijke factor is ook dat een deel van de grond op de L-muur, welke voor een belangrijk deel de kanteling tegen moet gaan, onder grondwaterniveau komt. Door de opwaartse druk van het water wordt het schijnbare gewicht van de grond aanzienlijk minder, zodat belangrijk aan effectiviteit wordt ingeboet.

Het is dus noodzakelijk in dit geval maatregelen te treffen, hetzij door de constructie groter te maken, hetzij door er voor te zorgen dat de grondwaterstand niet hoger kan komen dan het niveau NAP + 6,5 m.

Controle van de draagkracht van de ondergrond

Omdat bij het inbrengen van de diepwandpanelen geen sprake is van verdringing van de grond, kan voor de bepaling van het voetdraagvermogen van de diepwanden een berekening zoals gangbaar bij de bepaling van het draagvermogen van geheide grondverdringende palen niet juist zijn.

Bij een met behulp van bentoniet gegraven diepwandsleuf treedt rond de sleuf ontspanning van de grond op. Met grote kans op zekerheid kan worden aangenomen dat de oorspronkelijke spanningstoestand niet meer wordt bereikt zodat men zich moet beperken tot de oorspronkelijke theorie van Prandtl (zie bijlage 4).

In het geval van een ingespoten diepwand treedt ook ontspanning van de grond op. Echter, omdat de ontspannen grond naderhand met grout wordt geïnjecteerd, kan toch van grond met een hoog draagvermogen worden gesproken. Van opspanning van de grond rond de onderkant van de diepwand is evenwel geen sprake, zodat men toch is aangewezen op de in bijlage 4 beschreven methode ter bepaling van het voetdraagvermogen.

In de berekeningen wordt er van uitgegaan dat de injectievloeistof rond de voet van de diepwand ongeveer een halve meter in de grond dringt, zodat de voet een meewerkende breedte heeft van ca. 1 m en het funderingsniveau op NAP - 2,25 m kan worden gesteld (een halve meter beneden de voet van de diepwand).

Het zal duidelijk zijn dat de meest kritieke fase die voorkomt de bouwfase is, wanneer de kolk wel is ontgraven, maar de vloer nog niet is gestort. In de eerste plaats is tijdens de bouwfase de mobiele bovenbelasting het grootst. Daarnaast kan zich in deze fase onder de kolkwand gemakkelijk een glijvlak in de grond vormen, langs welke de grond kolkinwaarts wordt verdrongen. Is de sluisvloer eenmaal gestort en verhard, dan zal dit niet zo gauw meer gebeuren. De grond kan dan namelijk nergens meer heen, omdat deze onder de vloer zit opgesloten.

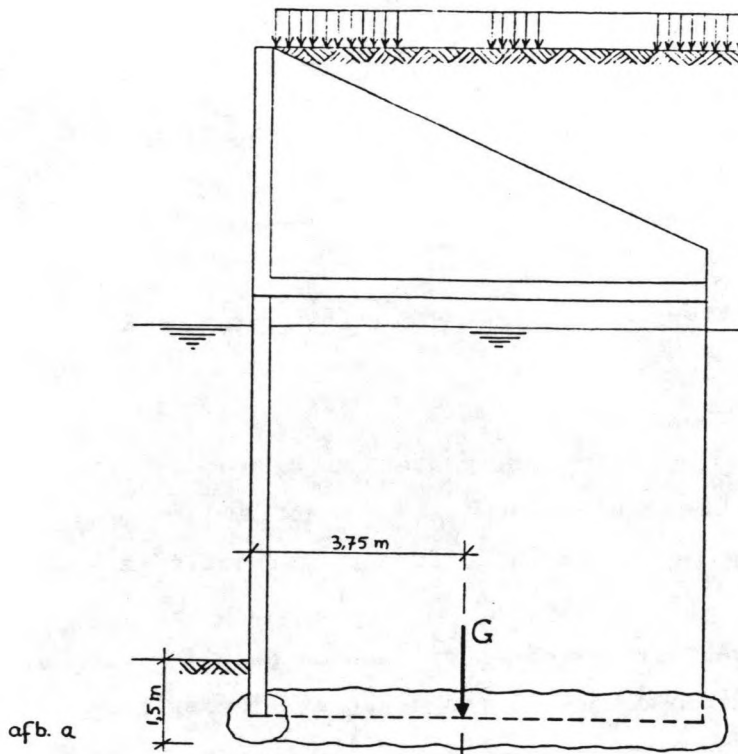
Bij de berekening van de korrelspanningen onder de diepwand wordt uitgegaan van een lineaire verdeling. Dit zal ongetwijfeld niet juist zijn, omdat het medium grond zich nu eenmaal niet lineair-elastisch gedraagt. Voor een controle-berekening is een dergelijke aanname wel geschikt, omdat een lineair-elastische berekening eenvoudig is uit te voeren en toch een redelijke indruk van de korrelspanningen wordt verkregen.

Het gewicht van de constructie en de bovenbelasting geeft een samengestelde belasting van 4321 kN, op 3,75 m van de dagzijde van de kolkwand (zie figuur B.21.a).

In figuur B.21.b is het bovenaanzicht van het geschematiseerde funderingsoppervlak weergegeven. Het aangenomen funderingsoppervlak bedraagt 12,75 m².

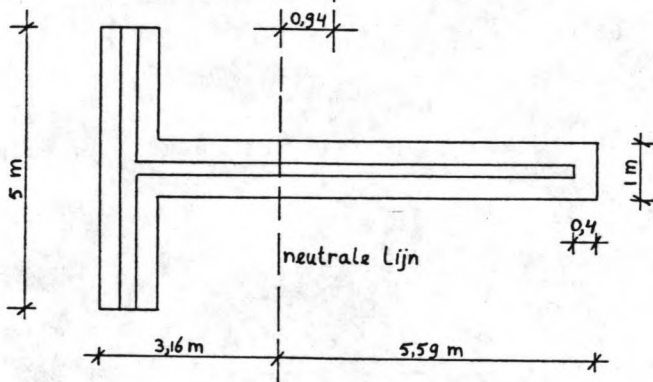
Wanneer de belasting gelijkmatig zou zijn verdeeld, zou deze onder de fundering een reactie geven van:

$$q_0 = \frac{4321}{12,75} = 388,9 \text{ kN/m}^2$$



samengesteld gewicht $G = 4321 \text{ kN}$

afb. a



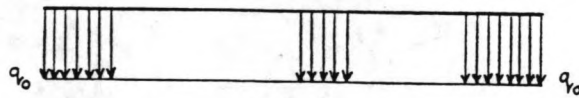
moment om de neutrale lijn:

$$M = 4321 \cdot 0,94 = 4062 \text{ kNm}$$

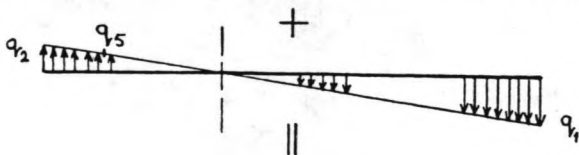
funderings oppervlak kolkwand = $5,00 \text{ m}^2$
 funderings oppervlak achterschot = $7,75 \text{ m}^2$
 totaal funderings oppervlak = $12,75 \text{ m}^2$

afb. b

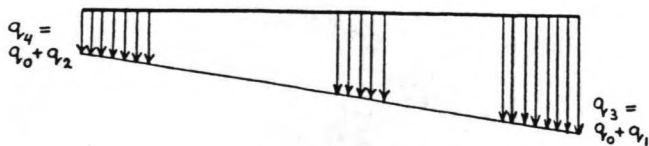
REAKTIES:



$$q_0 = \frac{4321}{12,75} = 338,9 \text{ kN/m}^2$$

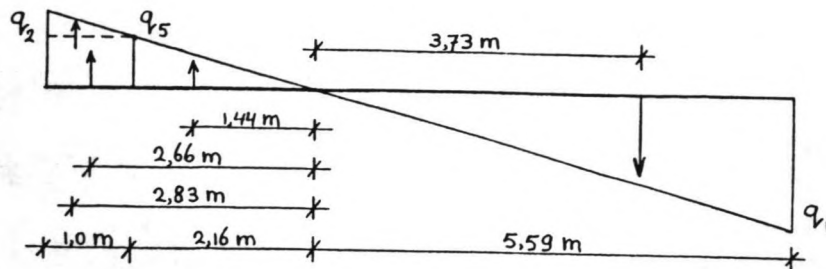


$$q_{r2} = -\frac{3,16}{5,59} \cdot q_{r1} = -0,565 q_{r1}$$



afb. c

figuur B.21 De funderingsreacties onder de diepwand.



figuur B.22 Nadere detaillering van de middelste grafiek van figuur B.21.c.

De samengestelde belasting bevindt zich echter op 0,94 m van de neutrale lijn van het funderingsoppervlak. Dit geeft een moment van 4062 kNm, wat is terug te vinden in de funderingsreactie (zie figuur B.21.c).

Uit de genoemde figuur valt af te leiden dat aan de dagzijde van de kolkwand, ten gevolge van het moment, een negatieve funderingsdruk heerst van:

$$q_2 = - \frac{3,16}{5,59} \cdot q_1 = - 0,565 \cdot q_1$$

Aan de grondzijde van de kolkwand heerst een negatieve funderingsdruk:

$$q_5 = - \frac{2,16}{5,59} \cdot q_1 = - 0,386 \cdot q_1$$

Het momenten-evenwicht om de neutrale lijn:

$$\Sigma M = 0: 4321 \cdot 0,94 - |q_5| \cdot 1 \cdot 5 \cdot 2,66 - \left(\frac{|q_2| - |q_5|}{2} \right) \cdot 1 \cdot 5 \cdot 2,83$$

$$- \frac{|q_5|}{2} \cdot 1 \cdot 2,16 \cdot 1,44 - \frac{q_1}{2} \cdot 1 \cdot 5,59 \cdot 3,73 = 0 \iff$$

$$4321 \cdot 0,94 - 0,386 \cdot q_1 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 2,66 - \left(\frac{0,565 - 0,386}{2} \right) \cdot q_1 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 2,83$$

$$- \frac{0,386}{2} \cdot 1 \cdot 2,16 \cdot 1,44 - \frac{q_1}{2} \cdot 1 \cdot 5,59 \cdot 3,73 = 0 \iff$$

$$4061,740 - 5,134 \cdot q_1 - 1,266 \cdot q_1 - 0,600 \cdot q_1 - 10,425 \cdot q_1 = 0 \iff$$

$$4061,740 - 17,426 \cdot q_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad q_1 = 233,1 \text{ kN/m}^2$$
$$q_2 = -0,565 \cdot 233,1 = -131,7 \text{ kN/m}^2$$

De samengestelde reacties (zie figuur B.21.c) zijn nu te bepalen:

$$q_3 = 338,9 + 233,1 = 572 \text{ kN/m}^2$$

$$q_4 = 338,9 - 131,7 \approx 207 \text{ kN/m}^2$$

Zoals reeds vermeld moet voor niet-grondverdringende palen en diepwanden de voetweerstand worden bepaald met de formule van Brinch-Hansen (zie bijlage 4). Ter recapitulatie:

$$vw = c \cdot N_c \cdot s_c + d \cdot (\gamma_b - \gamma_w) \cdot N_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot (\gamma_o - \gamma_w) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

waarbij: c = cohesie van de grond onder de voet

d = aanlegdiepte

B = breedte van de diepwand

γ_b = volumegewicht van de grond boven het voetniveau;

γ_o = volumegewicht van de grond onder het voetniveau;

γ_w = soortelijk gewicht van het grondwater.

N_c , N_q en N_γ zijn draagkrachtfactoren, welke kunnen worden bepaald met behulp van tabel b4.1.

s_c , s_q en s_γ zijn vormfactoren.

Bij de te bouwen sluis te Schijndel is op het funderingsniveau sprake van cohesieloze grond, zodat de eerste term in de formule vervalt.

Wanneer men tabel b4.1 bestudeert, wordt duidelijk dat vooral bij gronden met een grote hoek van inwendige wrijving de draagkrachtfactoren gevoelig zijn voor een juiste keuze van φ .

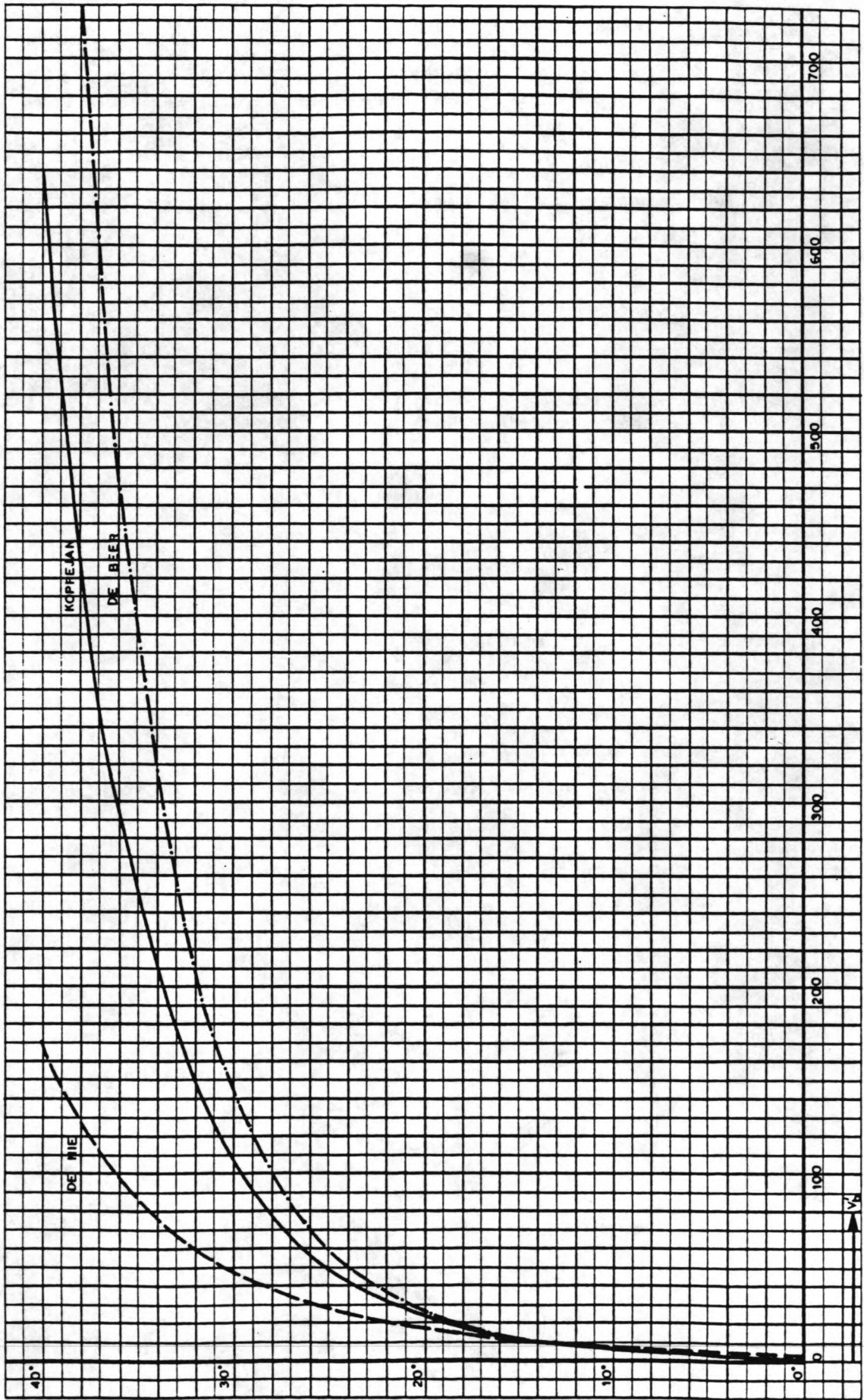
De in het L.G.M., met behulp van celproeven, gemeten waarden van φ kunnen niet juist zijn. De proeven zijn uitgevoerd op zogenaamde "ongeroderde" grondmonsters. Het nemen van een ongeroerd monster is echter onmogelijk. Een dergelijk (cylindrisch) monster moet in het laboratorium, onder atmosferische druk, in stukken worden gesneden. Nooit kan meer dezelfde drie-dimensionale spanningstoestand worden gereproduceerd, welke op x meter diepte in de grond heerst. Daarom zal men met laboratoriumproeven op zand zel-

den hogere waarden tegenkomen dan de natuurlijke hoek van inwendige wrijving voor zand (ca. 30°), terwijl in overgeconsolideerde zandpakketten φ gemakkelijk kan oplopen tot 35° à 40°. Er zal dus, op basis van bekende gegevens, een goede schatting van φ moeten worden gemaakt.

Koppejan heeft voor cohesieloze grond een relatie vastgelegd waarmee men uit sonderingswaarden en de verticale korrelspanning de hoek van inwendige wrijving kan bepalen. Eerst wordt het quotiënt van de op een bepaalde diepte gemeten conusweerstand en de bij die diepte behorende verticale korrelspanning bepaald:

$$V_b' = \frac{S}{\sigma_v'}$$

Uit de gevonden waarde van V_b' kan men met behulp van figuur B.23 de "echte" waarde van φ bepalen. De resultaten voor de zes sonderingen zijn voor het funderingsniveau (NAP - 2,25 m) gegeven in tabel B.4.



figuur B.23 Verband tussen V_b' en ϕ , volgens o.a. Koppejan.

sondering	conusweerstand S (kN/m ²)	verticale korrelsp. σ_v' (kN/m ²)	V_b'	φ (°)
07	17000	101,5	167	32,5
09	25000	101,5	246	35
11	44000	101,5	433	38
13	39000	101,5	384	37,5
15	39000	101,5	384	37,5
17A	49000	101,5	483	38,5

tabel B.4 Geschatte waarden van φ op NAP - 2,25 m.

Wanneer $\varphi = 32,5^\circ$, geldt: $N_q = 24,663$;
 $N_\gamma = 22,549$.

Wanneer $\varphi = 35,0^\circ$, geldt: $N_q = 33,296$;
 $N_\gamma = 33,921$.

Voor het achterschot van een diepwand-element zijn de vormfactoren respectievelijk:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) = 1 + \frac{1}{7,75} \cdot \sin(\varphi)$$

$$\varphi = 32,5^\circ: s_q = 1,07$$

$$\varphi = 35,0^\circ: s_q = 1,07$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L} = 1 - 0,4 \cdot \frac{1}{7,75} = 0,95$$

Bij de kolkwanden geldt: $L \gg B$, zodat:

$$s_q \approx 1;$$

$$s_\gamma \approx 1.$$

Indien $\varphi = 32,5^\circ$, geldt voor het achterschot:

$$\begin{aligned}vw &= 8,0 \cdot (20 - 10) \cdot 24,663 \cdot 1,07 + \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot (20 - 10) \cdot 22,549 \cdot 0,95 = \\ &= 2218 \text{ kN/m}^2.\end{aligned}$$

De veiligheid tegen bezwijken van de grond onder de poot van de T:

$$\gamma = \frac{vw}{q_3} = \frac{2218}{572} = 3,9$$

Indien $\varphi = 35,0^\circ$, geldt voor het achterschot:

$$\begin{aligned}vw &= 8,0 \cdot (20 - 10) \cdot 33,296 \cdot 1,07 + \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot (20 - 10) \cdot 33,921 \cdot 0,95 = \\ &= 3011 \text{ kN/m}^2.\end{aligned}$$

De veiligheid tegen bezwijken van de grond onder de poot van de T:

$$\gamma = \frac{vw}{q_3} = \frac{3011}{572} = 5,3$$

Wanneer de sluisvloer nog niet is gestort, geldt voor de kolkwand bij $\varphi = 32,5^\circ$:

$$\begin{aligned}vw &= 1,5 \cdot (20 - 10) \cdot 24,663 \cdot 1,0 + \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot (20 - 10) \cdot 22,549 \cdot 1,0 = \\ &= 483 \text{ kN/m}^2.\end{aligned}$$

De veiligheid tegen bezwijken van de grond onder de kolkwand:

$$\gamma = \frac{vw}{q_4} = \frac{483}{207} = 2,3$$

Indien $\varphi = 35^\circ$ geldt:

$$\begin{aligned}vw &= 1,5 \cdot (20 - 10) \cdot 33,296 \cdot 1,0 + \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot (20 - 10) \cdot 33,921 \cdot 1,0 = \\ &= 669 \text{ kN/m}^2.\end{aligned}$$

De veiligheid tegen bezwijken van de grond onder de kolkwand:

$$\gamma = \frac{vw}{q_4} = \frac{669}{207} = 3,2$$

Men ziet dat alleen ter plaatse van het benedenhoofd voor de kolkwand een iets lagere veiligheid dan 2,5 wordt bereikt. Omdat het hier een vrij korte periode uit de bouwfase betreft, is een veiligheid van 2,3 zeker acceptabel. Zodra de onderwaterbeton sluisvloer is gestort, kan men een grotere waarde voor de aanlegdiepte d invullen, zodat de veiligheid dan zeker is gewaarborgd.

B.4. Onderzoek naar de haalbaarheid van de hoog-gefundeerde L-muur met vlakke diepwand en paalfundering als onderbouw

B.4.2. Ruwe controle van de stabiliteit van de constructie

Zoals reeds uit hoofdstuk A.4.1 duidelijk is geworden, wordt de onderbouw van de kolkwandconstructie gevormd door een prefab diepwand en een paalfundering. Tesaamen vormen de diepwand en de palen een statisch onbepaalde fundering, zodat bij de berekening van de één, gegevens van de ander benodigd zijn. Daar dit niet altijd mogelijk is, is deze berekening een iteratief proces. Men zal eerst een aanname moeten doen van bijvoorbeeld bepaalde gegevens, betreffende de paalfundering, alvorens men de diepwand kan berekenen. In de volgende paragraaf wordt hier nader op ingegaan.

Om de genoemde reden zal het in het navolgende soms noodzakelijk zijn, dat er soms wordt vooruit gelopen op zaken, die in hoofdstuk B.4.4.1 nog moeten worden behandeld.

Om de stabiliteit van de kolkwanden te bepalen, moet de bouwvolgorde van de sluisconstructie goed worden geëvalueerd en moeten alle belastinggevallen worden bekeken. De bouwvolgorde is ruwweg als volgt:

- 1 - diepwandsleuf graven en de diepwandpanelen afhangen;
- 2 - palen heien en funderingskessp maken;
- 3 - L-muur elementen plaatsen, zodat de diepwand aan de bovenzijde is opgelegd. De diepwandpanelen kunnen vanaf nu aan de bovenzijde nagenoeg niet meer verplaatsen;
- 4 - de grond op de L-muur elementen aanvullen;
- 5 - de kolk ontgraven tot NAP - 0,75 m;
- 6 - de onderwaterbeton sluisvloer storten, zodat de diepwand vanaf nu ook aan de onderzijde is opgelegd.

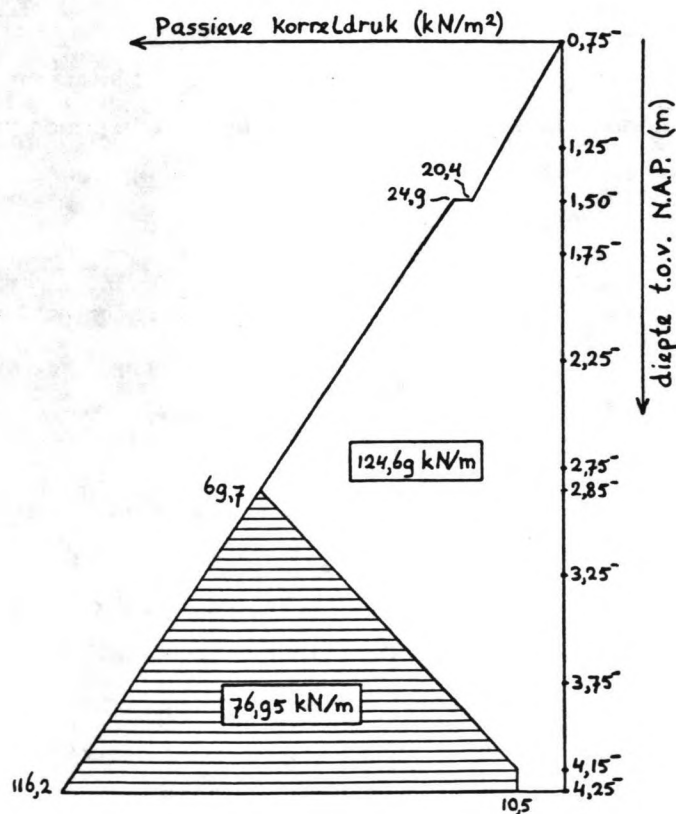
Voor een meer gedetailleerde beschouwing van de bouwvolgorde zie de hoofdstukken A.4.1, A.4.3 en bijlage 10.

Het GENESYS-subprogramma DIEPWAND is een aantal malen gedraaid om de benodigde lengte van de diepwand te bepalen, zodanig dat deze met een minimum veiligheid van 1,5 niet onderuit gaat, wanneer de kolk wel is ontgraven, maar de sluisvloer nog niet is

gestort. Het is gebleken dat een diepwand met een lengte van 10 m voldoende lang is om deze veiligheid te bereiken. De voet van de diepwand bevindt zich dan op NAP - 4,25 m en reikt na ontgraving van de sluiskolk tot 3,5 m onder het ontgravingsniveau.

De passieve gronddruk van de onderste 3,5 m tijdens de bouwphase is in figuur B.24 uitgezet (niet-gearceerde gedeelte). Het gearceerde gedeelte is de reserve die voor de vereiste veiligheid zorgt.

$$\text{De verkregen veiligheid } \gamma = \frac{124,69}{124,69 + 76,95} = 1,6$$



figuur B.24 Passieve gronddruk tegen de diepwand tijdens de bouwphase.

Wanneer men de op de fundering werkende belastingen wil bepalen, kan men de diepwand en de palen niet als op zichzelf staande onderdelen van de constructie bekijken. Wanneer men de constructie als geheel bekijkt, zal men tot de conclusie komen dat er een interactie bestaat tussen de funderingspalen en de diepwand.

Door de op de diepwand uitgeoefende grond- en waterdruk, zal de kop van de diepwand kolkinwaarts willen verplaatsen. Deze verplaatsing wordt gedeeltelijk verhinderd door de druk- en trekpalen, welke middels de L-muur in verbinding staan met de diepwand. De kop van de diepwand zal dus een horizontale trekkracht op het paaljuk uitoefenen.

Als gevolg van de verticale en vooral de horizontale belasting op de palen, zullen deze onvermijdelijk een zetting ondergaan. Door deze zetting van de palen, zal de constructie een kleine horizontale verplaatsing kolkinwaarts ondergaan. Het gevolg hiervan is dat de diepwand op buiging wordt belast zodat deze, door zijn grote stijfheid, een deel van de horizontale belasting gaat opnemen. De palen worden dus met de toenemende zetting steeds minder zwaar belast, zodat de zetting zal afnemen.

Wil men dus de stabiliteit van de kolkwand beschouwen, dan zal eerst een schatting van de zetting van de palen moeten worden gemaakt, als gevolg waarvan de kop van de diepwand horizontaal verplaatst.

De verplaatsing van een paalkop in de richting van de as van de paal is opgebouwd uit twee componenten: de zetting van de paalvoet en de elastische verkorting (verlenging) van de paal. Naast de grondgegevens zijn dus meer gegevens nodig, namelijk de gebruikte paaltypen en de afmetingen van de druk- en trekpalen en de belastingen op de palen. Echter, de paalgegevens zijn afhankelijk van de uitgeoefende belastingen en de belastingen van de palen zijn weer (onder andere) afhankelijk van de oplegreactie, voortkomend uit de diepwand. Er moet dus eerst een schatting worden gemaakt van de paalgegevens en de paalbelastingen, om hiermee de verplaatsing van de paalkoppen te kunnen bepalen.

Aannamen drukpalen:

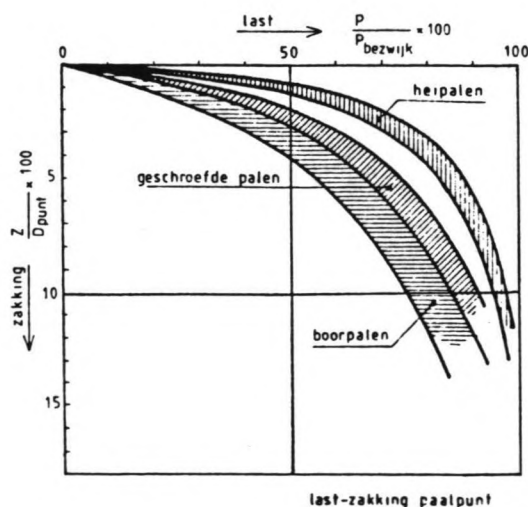
- type : vibro paal \varnothing 508 mm;
- lengte : ca. 8 m (paalvoet op NAP - 2,5 m);
- betonkwaliteit: B 22,5 ($E_b' = 28000 \text{ N/mm}^2$);
- belasting : 1400 kN.

Aannamen trekpalen:

- type : open stalen buispaal \varnothing 457 mm (wanddikte = 10 mm);
- lengte : ca. 14 m (paalvoet op NAP - 8,30 m);
- belasting : 450 kN.

Later zal blijken of deze aannamen correct zijn geweest.

Zoals reeds vermeld bestaat de paalkopzakking van drukpalen uit twee componenten: de zakking van de paalvoet en de elastische verkorting van de paal. De zakking van de paalvoet kan met behulp van onderstaande figuur B.25 worden bepaald. Het blijkt dat voor geheide palen, met toepassing van een veiligheidsfactor 2, kan worden gerekend op een zetting van 1% van de paaldiameter. Dit is dus 5 mm.



figuur B.25 Last-zakkingsgedrag van de voeten van geheide, geschroefde en geboorde palen in zandgrond.

De elastische verkorting van de paal is moeilijker te bepalen. Deze wordt namelijk ook bepaald door het optreden van eventuele negatieve en positieve kleeft. Omdat de drukpalen zich onder de ontlastplaat bevinden, is het optreden van negatieve kleeft wel uit te sluiten.

Door de zakking van de paalvoet zal positieve kleeft waarschijnlijk wel optreden en dit beïnvloedt het paal draagvermogen in positieve zin. Tevens wordt hierdoor de elastische verkorting van de paal beperkt. De grootte van de positieve kleeft en de verdeling hiervan langs de paalschacht is echter moeilijk te schatten. Men blijft echter aan de veilige kant wanneer de positieve kleeft geheel wordt verwaarloosd. In dit geval is de normaalkracht over de paalschacht constant en is de elastische verkorting van de paal:

$$\Delta l = \frac{P \cdot l}{E \cdot A} = \frac{1400 \cdot 10^3 \cdot 8000}{28000 \cdot 200 \cdot 10^3} = 2 \text{ mm}$$

Men ziet dat de elastische verkorting van de paal ondergeschikt is aan de zetting van de paalvoet.

De totale paalkopzakking van de drukpalen is: $5 + 2 = 7 \text{ mm}$.

Ook bij trekpalen bestaat de verplaatsing van de paalkop uit een component van de zetting van de paalvoet en een component van de elastische verlenging van de paal.

Reeds in hoofdstuk B.2.7.2 is besproken dat een trekpaal de grootste wrijving ontleent aan de diepere grondlagen, nabij de paalvoet. Wil de kleeft nabij de paalvoet zich goed kunnen ontwikkelen, dan is het noodzakelijk dat deze paalvoet een verplaatsing ondergaat. Uit figuur b3.2 (bijlage 3) is op te maken dat, indien een paal in harde zandgrond is geheid (hier het geval), een verplaatsing van 1 mm voldoende is voor 50% ontwikkeling van de maximale wrijving, zodat een verplaatsing van 1 mm van de paalvoet een veilige aanname is.

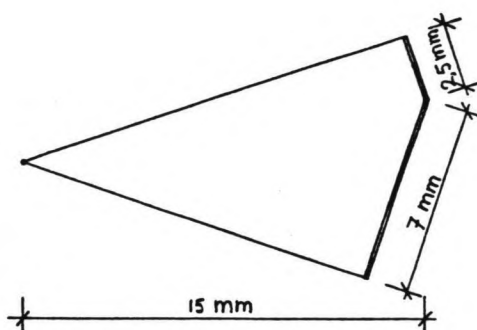
De elastische verlenging van de paal is afhankelijk van de verdeling van de kleeft langs de paalschacht. Wanneer men van de in figuur B.9.b gegeven verdeling uitgaat, neemt de normaalkracht exponentieel (parabolisch) met de diepte af. De gemiddelde normaalkracht in de paal bedraagt dan $2/3$ van de normaalkracht aan de

paalkop. De elastische verlenging van de paal bedraagt dan:

$$\Delta l = \frac{\frac{2}{3} \cdot T \cdot l}{E \cdot A} = \frac{\frac{2}{3} \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 14000}{210000 \cdot 14000} \approx 1,5 \text{ mm}$$

De verplaatsing van de paalkop bedraagt: $1 + 1,5 = 2,5 \text{ mm}$.

Met behulp van een Williot kan de horizontale verplaatsing van de kesp, en daarmee die van de kop van de diepwand worden bepaald.



figuur B.26 Horizontale verplaatsing van de kesp, samengesteld uit de verplaatsing van de paalkoppen.

Het blijkt dat de horizontale verplaatsing van de kop van de diepwand kan oplopen tot wel 15 mm. Dit is geen probleem, indien er van te voren rekening mee wordt gehouden.

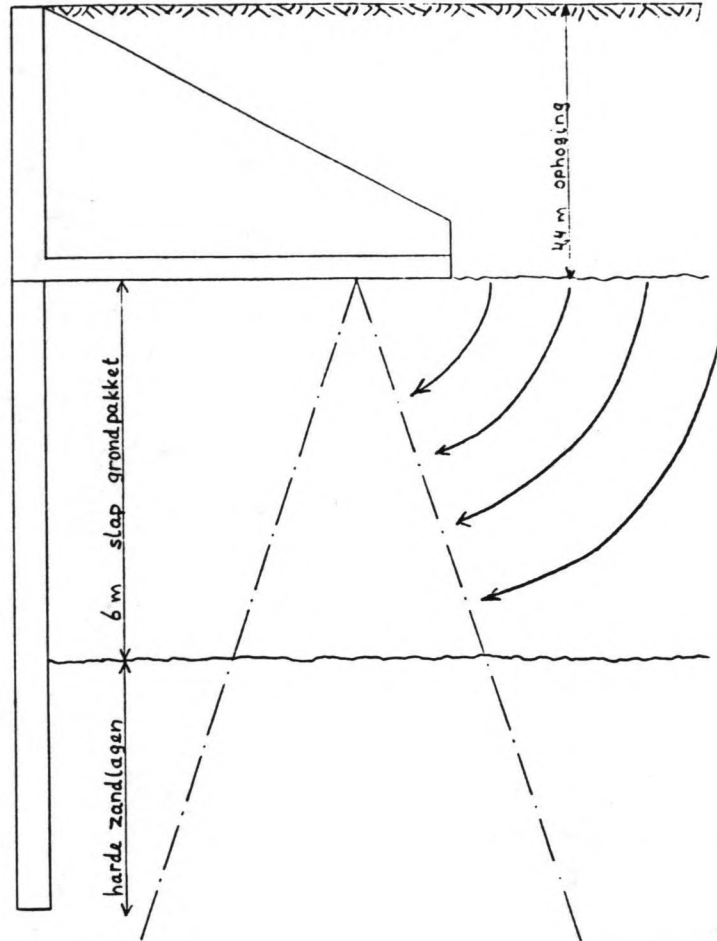
Uitgaande van de op de diepwand werkende horizontale grondbelasting en de kopverplaatsing van de diepwand, kan de horizontale belasting worden bepaald, welke de diepwand op het paaljuk uitoefent. Deze belasting is met een computerberekening in hoofdstuk B.4.4.1 bepaald. Omdat de genoemde belasting, bij verschillende grondwaterstanden, voor de stabiliteitsbeschouwing nu reeds nodig is, is deze vooruitlopend op de resultaten van hoofdstuk B.4.4.1 weergegeven in tabel B.5.

grondwaterstand in m t.o.v. NAP	oplegkracht T aan de kop van de diepwand (kN/m ¹)
5,75 ⁺	25,47
6,50 ⁺	34,83
7,50 ⁺	42,31

tabel B.5 De door de diepwand op het paaljuk uitgeoefende horizontale belasting, bij verschillende grondwaterstanden.

Bekend zijn nu de belastingen, horizontaal en verticaal, welke door de L-wand, de daarop liggende grond en de eventuele bovenbelasting, op de palen worden uitgeoefend. Bovendien is de belasting, welke door de diepwand op de palen wordt uitgeoefend, in grootte bekend. Daarmee zijn echter nog niet alle op het paaljuk werkende belastingen bekend.

Met betrekking tot de trekpalen treedt er nog een probleem op en wel het volgende. Tijdens de bouw is het maaiveld op niveau NAP + 5,75 m. Het terrein wordt later opgehoogd tot NAP + 10,15 m. Nu bevindt zich tussen 5,75⁺ en 0,25⁻ een betrekkelijk slap grondpakket wat onder invloed van de terreinophoging van 4,40 m zal gaan inklinken. Door de consolidatie van deze 6 m dikke laag zal een belasting loodrecht op de paalas van de trekpalen worden uitgeoefend (zie figuur B.27). Door deze belasting zal zowel een dwarskracht als een buigend moment in de palen ontstaan, terwijl de belasting ook zijn invloed doet gelden op de uiteindelijke paalreacties. Het is daarom zaak een goede schatting te maken van de belasting loodrecht op de paalas.

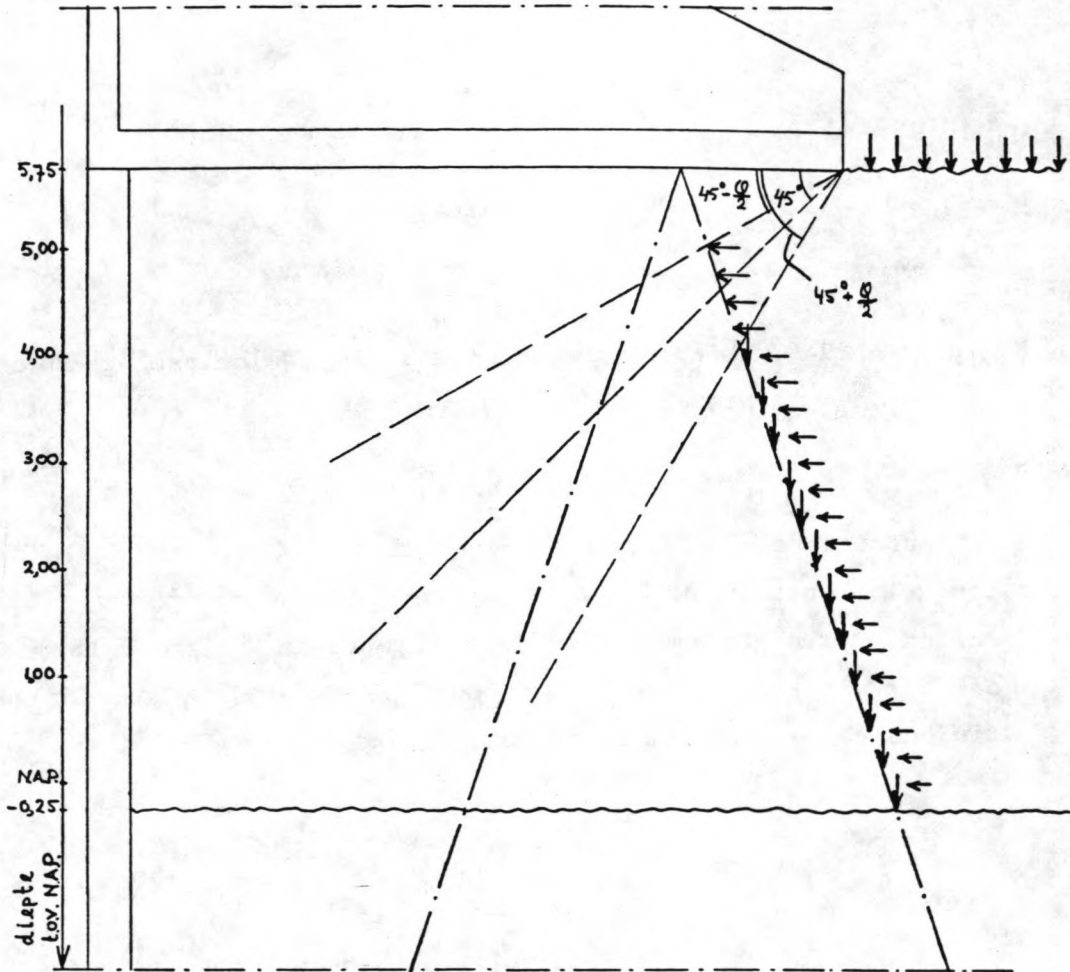


figuur B.27 Belasting loodrecht op de as van de trekpalen door consolidatie van het slappe grondpakket.

Om de haakse paalbelasting te bepalen is het noodzakelijk eerst een paar aannamen te doen:

- de haakse paalbelasting is zuiver afkomstig van de bovenbelasting (terreinophoging), m.a.w. het slappe pakket heeft zelf geen invloed op deze belasting. Immers, wanneer de palen juist in de grond zijn geheid en er heeft nog geen terreinophoging plaatsgevonden, dan zijn de radiale krachten rond de palen overal even groot. Er zal dan nog niets met de palen gebeuren. Pas wanneer het terrein wordt opgehoogd, zal deze bovenbelasting voor een deel op de palen worden overgedragen;
- de belasting loodrecht op de trekpalen is te ontbinden in een verticale component (Rechtstreeks van de bovenbelasting) en een horizontale component (afkomstig van de "dwarscontractie" van de grond).

De horizontale en verticale component van de bovenbelasting werken als volgt op de trekpalen.

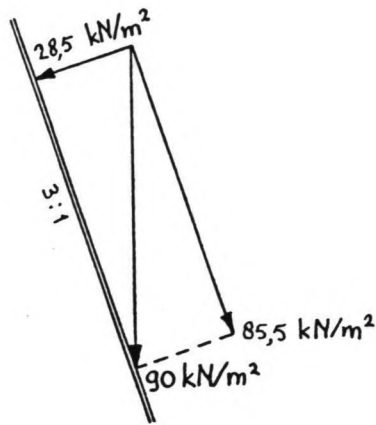


figuur B.28 De haakse paalbelasting is opgebouwd uit een verticale en een horizontale component.

De verticale component is rechtstreeks af te leiden uit de bovenbelasting (4,4 m grond + de mobiele bovenbelasting). Bij een grondwaterstand van NAP + 5,75 m geldt:

$$V_{paal} = 4,4 \cdot 18 + 10 \approx 90 \text{ kN/m}^2$$

Deze belasting laat zich als volgt ontbinden langs en loodrecht op de paalas:



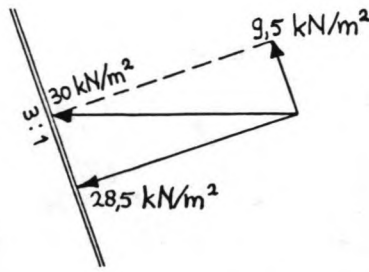
figuur B.29 Ontbinding van de verticale paalbelasting in componenten langs en loodrecht op de paalas.

De horizontale belasting is af te leiden uit de verticale belasting. Hiervoor wordt er van uitgegaan dat de trekpalen voldoende zullen doorbuigen om een actief glijvlak in de grond te veroorzaken *. Er kan dan worden gerekend met de actieve gronddrukcoëfficiënt ($\lambda_a = 1/3$). Er geldt dan:

$$H_{paal} = \frac{1}{3} \cdot 90 = 30 \text{ kN/m}^2.$$

Deze belasting laat zich als volgt ontbinden langs en loodrecht op de paalas:

* Opmerking: In een later stadium van de berekening zijn de inzichten veranderd. Doordat de trekpaal zich stijver zal gedragen dan de omringende grond, zal de grond rond, en gedeeltelijk langs de paal schuiven. Boven de paal ontstaat dus een soort opstuwning van de grond. Hierdoor zal de gronddrukcoëfficiënt meer passief worden ($\lambda_n \leq \lambda \leq \lambda_p$). Dit is in de berekeningen verwerkt door in plaats van de paaldiameter een fictieve paaldiameter van $2,5 \cdot D$ in rekening te brengen, waarover later meer.



figuur B.30 Ontbinding van de horizontale paalbelasting in componenten langs en loodrecht op de paalas.

De belasting loodrecht op de paalas is dus als volgt:

- tussen $5,75^+$ en $5,00^+$: $D = 0$;
- tussen $5,00^+$ en $4,00^+$: $D = 28,5 \text{ kN/m}^2$;
- tussen $4,00^+$ en $0,25^-$: $D = 28,5 + 28,5 = 57,0 \text{ kN/m}^2$.

Om nu de optredende momenten in de palen en de oplegkrachten ten gevolge van de haakse paalbelasting te bepalen is de rij trekpalen als een gesloten damwandscherm voorgesteld en is de berekening volgens de grafische methode van Blum gemaakt. Een dergelijke berekening is misschien niet zo nauwkeurig als een computerberekening met behulp van de eindige elementenmethode, maar geeft wel veel meer inzicht in het beschouwde probleem. Een computerberekening zou overigens een schijnnaauwkeurigheid geven, omdat de aangenomen gegevens, welke als randvoorwaarde zijn ingevoerd, niet zo nauwkeurig zijn.

Bij de grafische berekening zijn de volgende aannamen aangehouden:

- de slappe laag brengt de bovenbelasting wel over op de palen, maar achter dit "damwandscherm" wordt de slappe laag verondersteld niet aanwezig te zijn;
- om evenwicht te maken wordt in de harde zandlaag beneden NAP - 0,25 m passieve gronddruk opgebouwd. Bij de berekening van deze passieve gronddruk is de bovenbelasting door de slappe laag wél meegerekend;
- de lengte van de trekpalen wordt zodanig verondersteld, dat de palen op bepaalde diepte als volkomen ingeklemd kunnen worden beschouwd;
- het "damwandscherm" wordt als verticaal beschouwd.

De grafische berekening is uitgevoerd in figuur B.31. Hierbij zijn twee gevallen beschouwd:

- 1 - de trekpaal (het "damwandscherm") is aan de bovenzijde vrij opgelegd (scharnier);
- 2 - de trekpaal is aan de bovenzijde ingeklemd, zodanig dat het inklemmingsmoment ongeveer even groot is als het veldmoment.

In beide gevallen is de sluitlijn zodanig bepaald dat de paal (het "scherm") onder als volledig ingeklemd kan worden beschouwd (som van de statische momenten om de top is gelijk aan nul). De resultaten zijn als volgt:

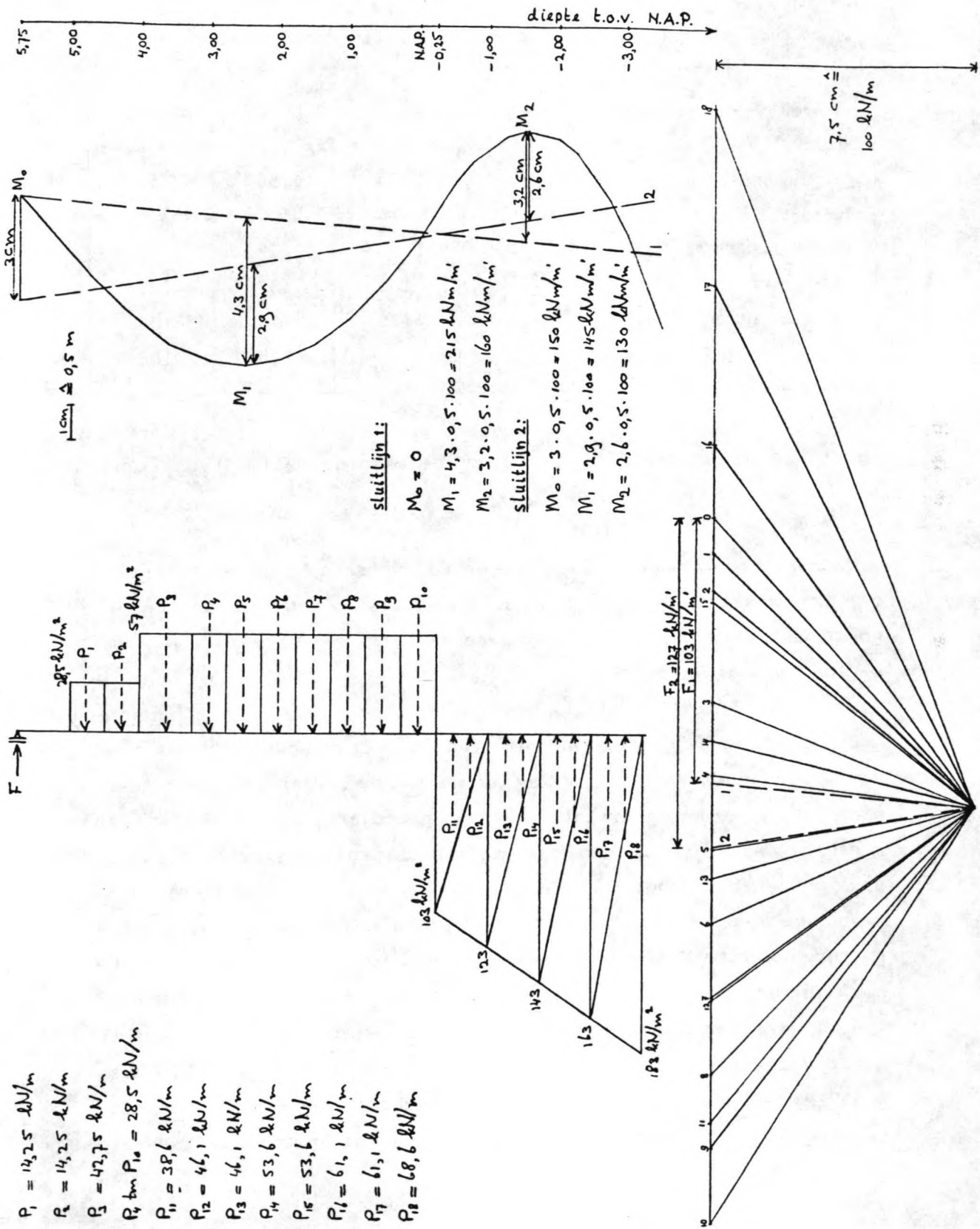
	paalkop vrij opgelegd	paalkop ingeklemd
inklemmingsmoment M_0 (kNm/m ¹)	0	150
veldmoment M_1 (kNm/m ¹)	215	145
veldmoment M_2 (kNm/m ¹)	160	130
oplegkracht F (kN/m ¹)	103	127

tabel B.6 Resultaten van de "Blum"-berekening, bij een grondwaterstand van NAP + 5,75 m.

Omdat over de paalkoppen een stevige betonnen kesp wordt gemaakt, lijken de resultaten uit de rechter kolom de werkelijkheid beter te benaderen. Daarom zullen deze worden aangehouden.

De in tabel B.6 gegeven waarden gelden voor een grondwaterstand van NAP + 5,75 m of lager (volumegewicht van de bovenliggende grond is 18 kN/m³).

De in rekening te brengen bovenbelasting bij een grondwaterstand van NAP + 6,5 m is: $3,65 \cdot 18 + 0,75 \cdot 10 + 10 \approx 85$ kN/m². Omdat de in tabel B.6 vermelde waarden recht evenredig zijn met de bovenbelasting moeten in dit geval alle waarden worden vermenigvuldigd met 85/90.



figuur B.31 Grafische berekening volgens de methode "Blum", voor de bepaling van de paalreacties t.g.v. de horizontale paalbelasting.

De in rekening te brengen bovenbelasting bij een grondwaterstand van NAP + 7,5 m is: $2,65 \cdot 18 + 1,75 \cdot 10 + 10 \approx 75 \text{ kN/m}^2$. De in tabel B.6 vermelde waarden moeten dan worden vermenigvuldigd met 75/90.

De verkregen resultaten zijn samengevat in tabel B.7.

	g.w.s.= 5,75 [†]	g.w.s.= 6,50 [†]	g.w.s.= 7,50 [†]
inklemmingsmoment M_0 (kNm/m ¹)	150	142	125
veldmoment M_1 (kNm/m ¹)	145	137	121
veldmoment M_2 (kNm/m ¹)	130	123	108
oplegkracht F (kN/m ¹)	127	120	106

tabel B.7 Resultaten van de "Blum"-berekening, bij verschillende grondwaterstanden.

Vanwege de optredende momenten en de dwarskracht in de trekpalen zal het zeker noodzakelijk zijn deze in staal uit te voeren. Er wordt in eerste instantie uitgegaan van stalen buispalen \varnothing 457 mm, met een wanddikte van 10 mm.

De in tabel B.7 berekende momenten en oplegkrachten gelden voor een gesloten damwand. De vraag is nu hoeveel voor palen in rekening moet worden gebracht. Bij de grondverplaatsing botst een gedeelte van de grond, ter breedte van de paaldiameter D, tegen de paal en de rest schuift er langs, zodat de grond een grotere weerstand ontmoet dan alleen uit de paaldiameter zou volgen. Die grotere weerstand wordt dan weergegeven door aan te nemen dat de horizontale gronddruk optreedt tegen een fictieve paaldiameter $> D$. In literatuur wordt zowel 2D als 3D gebruikt. In dit rapport wordt $2,5 \cdot D$ in rekening gebracht. Bij toepassing van buispalen \varnothing 457 mm moeten de in tabel B.7 verkregen waarden worden vermenigvuldigd met $2,5 \cdot 457/1000 = 1,14$. De resultaten zijn weergegeven in tabel B.8.

	g.w.s. = 5,75 ⁺	g.w.s. = 6,50 ⁺	g.w.s. = 7,50 ⁺
inklemmingsmoment M_0 (kNm)	171	162	143
veldmoment M_1 (kNm)	166	157	138
veldmoment M_2 (kNm)	149	141	123
oplegkracht F (kN)	145	137	121

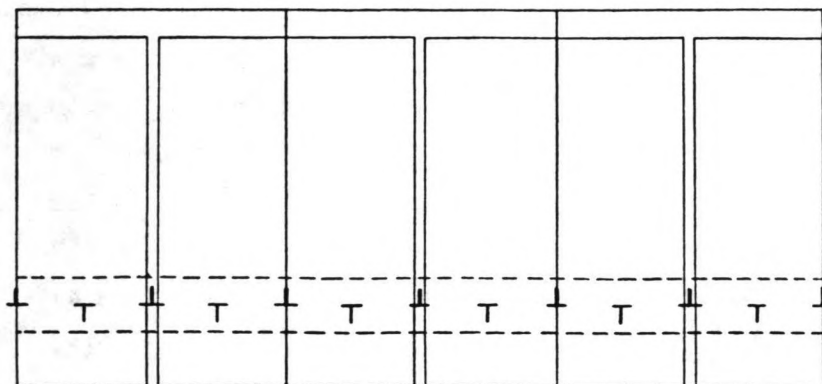
tabel B.8 Gecorrigeerde waarden van de "Blum"-berekening, bij verschillende grondwaterstanden en toegepast op stalen buispalen \varnothing 457 mm.

De inklemmingsmomenten M_0 , afkomstig van de trekpalen, worden overgebracht op de kesp, maar zullen geen invloed uitoefenen op de paalreacties. In theorie zullen de op de kesp overgebrachte inklemmingsmomenten moeten worden opgenomen door de drukpalen, maar door de forse afmetingen van de kesp (zie bijlage 9), en door het grote gewicht van de daarop rustende L-muur met grond, zal torsie van de kesp hoogst waarschijnlijk niet optreden, zodat de drukpalen vrij van moment blijven.

De uiteindelijke paalreacties worden ongunstig beïnvloedt door de berekende, haaks op de assen van de trekpalen optredende, oplegkracht F. Het is daarom van belang te weten hoeveel trekpalen worden toegepast.

In eerste instantie wordt uitgegaan van een paalstramien waarbij één L-muur element wordt ondersteund door gemiddeld twee drukpalen en twee trekpalen (drukpalen h.o.h. 2,50 m en trekpalen h.o.h. 2,50 m).

Indien een moot van drie elementen wordt beschouwd, komt het paalstramien er als volgt uit te zien.



figuur B.32 Het gekozen paalstramien onder een moot van drie elementen.

De op één L-muur element werkende haakse paalkrachten F zijn bij dit paalstramien:

grondwaterstand t.o.v. NAP (m)	5,75 ⁺	6,50 ⁺	7,50 ⁺
F (kN)	290	274	242

tabel B.9 De op 1 L-muur element werkende haakse paalkrachten.

Het grootste deel van de belasting van de fundering bestaat uit het grondgewicht op de L-muur, tesamen met het gewicht van de L-muur zelf en de mobiele bovenbelasting. Deze belasting heeft een verticale en een horizontale component. De waarden voor één L-muur element, behorend bij de verschillende grondwaterstanden, zijn weergegeven in tabel B.10.

	V (kN)	H (kN)
g.w.s. = 5,75 ⁺	3253	546
g.w.s. = 6,50 ⁺	3003	554
g.w.s. = 7,50 ⁺	2731	592

tabel B.10 De, bij verschillende grondwaterstanden, door één L-muur element op de fundering uitgeoefende verticale en horizontale belasting.

Nu alle op de constructie werkende krachten bekend zijn, kunnen de funderingsreacties worden bepaald. Dit is eerst met een handberekening uitgevoerd met behulp van de momenten-evenwichtsvergelijkingen, behorend bij figuur B.33. Deze vergelijkingen zijn:

$$\Sigma M_A = 0: -N_1 \cdot 5,25 - V \cdot 2,03 = 0$$

$$N_1 = - \frac{V \cdot 2,03}{5,25}$$

$$\Sigma M_C = 0: (B + T + H) \cdot 15,75 + V \cdot 3,22 + F \cdot 16,60 + N_2 \cdot 9,96 = 0$$

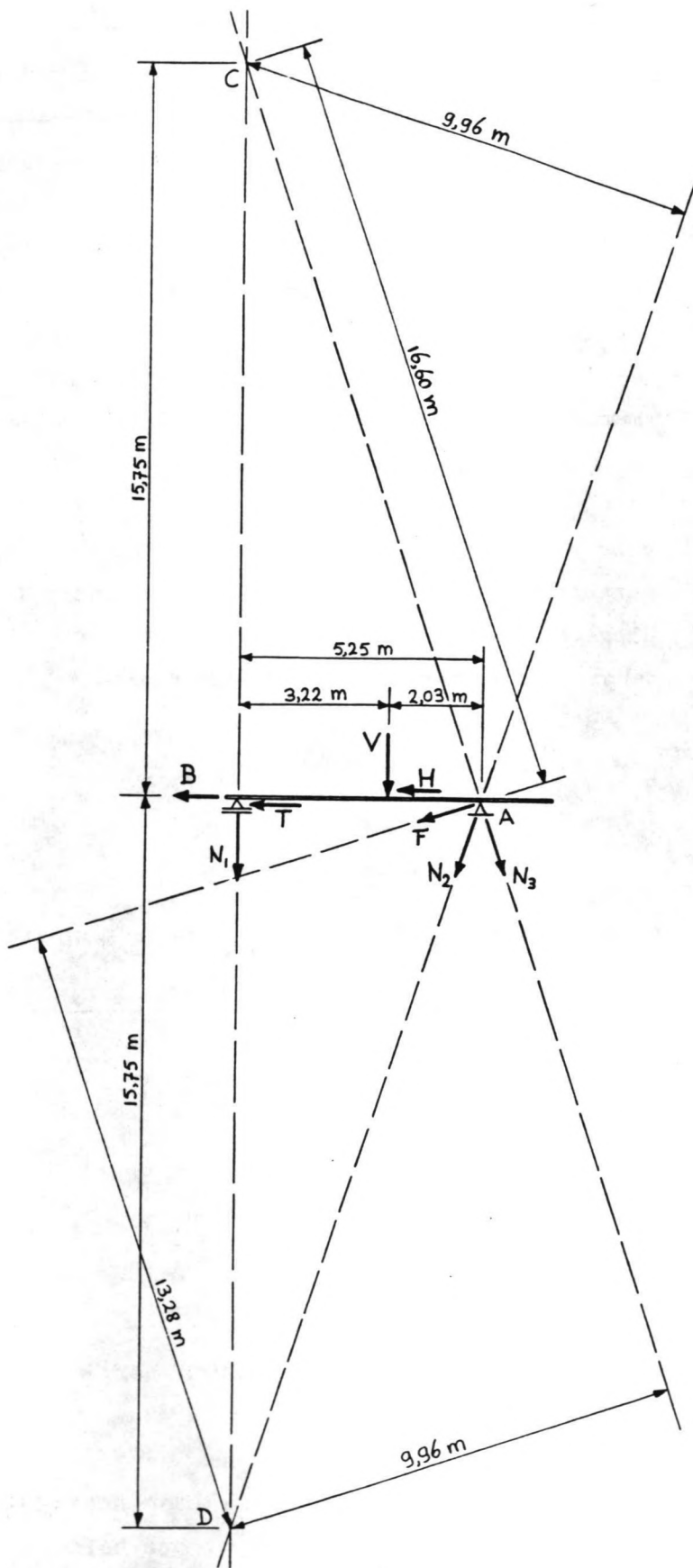
$$N_2 = - \left\{ \frac{(B + T + H) \cdot 15,75 + V \cdot 3,22 + F \cdot 16,60}{9,96} \right\}$$

$$\Sigma M_D = 0: -(B + T + H) \cdot 15,75 + V \cdot 3,22 - F \cdot 13,28 + N_3 \cdot 9,96 = 0$$

$$N_3 = \frac{(B + T + H) \cdot 15,75 - V \cdot 3,22 + F \cdot 13,28}{9,96}$$

N.B.: Hierbij is B de (eventuele) bolderkracht.

De bij figuur B.33 behorende oplegreacties per element zijn in tabel B.11 weergegeven. Hierin zijn voor de maatgevende grondwaterstanden de reacties berekend voor het geval dat er wel een bolderkracht van 200 kN aanwezig is, en voor het geval dat dit niet zo is. Dit is gedaan om de invloed van een bolderkracht op de paalreacties te bestuderen. In de tabel is trek als positief aangehouden.



figuur B.33 De werklijnen van de op de constructie werkende krachten.

Belasting	g.w.s. = 5,75 ⁺		g.w.s. = 6,50 ⁺		g.w.s. = 7,50 ⁺	
B (kN)	200	0	200	0	200	0
T (kN)	127	127	174	174	212	212
H (kN)	546	546	554	554	592	592
V (kN)	3253	3253	3003	3003	2731	2731
F (kN)	290	290	274	274	242	242
N ₁ (kN)	-1258	-1258	-1161	-1161	-1056	-1056
N ₂ (kN)	-2916	-2599	-2895	-2579	-2874	-2558
N ₃ (kN)	715	399	862	546	1027	711

tabel B.11 Funderingsreacties per element, onder verschillende belastingsvormen.

De oplegreacties per strekkende meter diepwand en per paal zijn als volgt:

reacties bij verschillende grondwater- standen	g.w.s. = 5,75 ⁺		g.w.s. = 6,50 ⁺		g.w.s. = 7,50 ⁺	
	met bolder- kracht	zonder bolder- kracht	met bolder- kracht	zonder bolder- kracht	met bolder- kracht	zonder bolder- kracht
N ₁ (kN/m ¹)	-252	-252	-232	-232	-211	-211
N ₂ (kN/paal)	-1458	-1300	-1448	-1290	-1437	-1279
N ₃ (kN/paal)	358	200	431	273	514	356

tabel B.12 De met de hand berekende oplegreacties van de constructie.

Uit de handberekeningen kunnen een viertal conclusies worden getrokken:

- 1 - met het stijgen van de grondwaterstand blijft de belasting op de drukpalen ongeveer even groot, neemt de verticale belasting op de diepwand in geringe mate af en neemt de op

- de trekpalen uitgeoefende belasting matig toe;
- 2 - de verschillen in de reacties, behorend bij de grondwaterstanden van 6,50⁺ en 7,50⁺ zijn niet zo erg groot, zodat het niet lonend zal zijn een drainage aan te leggen teneinde de grondwaterstand niet hoger te laten komen dan NAP + 6,50 m;
 - 3 - de bolderkracht van 200 kN blijkt een relatief grote invloed te hebben op de reacties van vooral de trekpalen;
 - 4 - de paalreacties zijn van dien aard, dat met een enkele rij druk- en trekpalen kan worden volstaan.

Bij de uitgevoerde handberekeningen wordt de bolderkracht volkomen opgenomen door de vier palen onder het L-muur element. De kesp is echter een doorlopende buigstijve balk die voor een zekere belastingsspreiding zal zorgen. Hoeveel deze belastingsspreiding bedraagt is niet precies bekend. Om dit te weten te komen is het noodzakelijk een computerberekening te maken. Een computerberekening heeft bovendien het voordeel dat de zettingen van de palen kunnen worden meegenomen. Dit zal in hoofdstuk B.4.4.3 geschieden.

Controle van de draagkracht van de ondergrond van de diepwand

Om de draagkracht van de ondergrond van de diepwand te controleren moet weer gebruik worden gemaakt van de methode van Brinch Hansen.

Uit de handberekeningen is reeds gebleken dat een maximale belasting op de diepwand is te verwachten van $N_1 = 252 \text{ kN/m}^1$. Deze belasting wordt afgevoerd naar de voet van de diepwand. Hier komt verder nog het eigen gewicht van de diepwand bij. Dit bedraagt:

$$L \cdot B \cdot (\gamma_b - \gamma_w) = 10 \cdot 0,5 \cdot (24 - 10) = 70 \text{ kN/m}^1.$$

De totale belasting is dus: $252 + 70 = 322 \text{ kN/m}^1$.

De voet van de diepwand is ingebed in een laag verharde gestabiliseerde bentoniet van 0,80 m breedte, zodat een funderingsdruk is te verwachten van:

$$q_p = \frac{322}{0,80} = 400 \text{ kN/m}^2$$

De voetweerstand wordt gegeven door:

$$vw = c \cdot N_c \cdot s_c + d \cdot (\gamma_b - \gamma_w) \cdot N_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot (\gamma_o - \gamma_w) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Van de grond waar we hier mee te maken hebben, kan de cohesie gelijk aan 0 worden gesteld. De eerste term vervalt dus. Verder betreft het hier zeer lange, smalle wanden, zodat de vormfactoren s_q en s_γ de waarde 1,0 benaderen. Er wordt van uitgegaan dat de diepwandsleuf tot NAP - 4,75 m wordt gegraven, zodat de aanlegdiepte $d = 4,00$ m is. Bij een hoek van inwendige wrijving van het zand van 30° geldt: $N_q = 18,401$;
 $N_\gamma = 15,070$.

Substitutie levert:

$$vw = 4,0 \cdot (20 - 10) \cdot 18,401 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 0,70 \cdot (20 - 10) \cdot 15,070 \cdot 1 \\ = 1263 \text{ kN/m}^2$$

De veiligheid is dus:

$$\gamma = \frac{1263}{400} = 3,16$$

Dit is ruim voldoende.

Opmerking: bij een hoek van inwendige wrijving van 30° van de onderliggende grond, kan er op worden gerekend dat de glijvlakken onder de voet van de diepwand doorzetten tot 1,6 maal de breedte van de wand. Dit is ongeveer $1,6 \cdot 0,7 = 1,1$ m. Er kan dus op worden gerekend dat het invloedsgebied zich uitstrekt tot ongeveer NAP - 6,0 m.

Echter, ter plaatse van het benedenhoofd (sondering 07) is een kleilaagje aanwezig op niveau NAP - 5,50 m, hetgeen binnen het invloedsgebied ligt. Hierom wordt geadviseerd ter plaatse van de korte kolkmoet van 15 m de diepwandsleuf te graven tot NAP - 6,00 m, zodat de kleilaag wordt verwijderd.

B.4.4. De dimensionering van de constructie

B.4.4.1. De diepwand

Uitgaande van de in hoofdstuk B.4.2 gevonden benodigde lengte van de diepwand-elementen is het programma *DIEPWAND* nog enkele malen gedraaid met wanden van verschillende dikte en met verschillende wapeningspercentages, om de invloed van deze factoren op de doorbuiging te bepalen. Voor de betonkwaliteit van de diepwand is voorlopig uitgegaan van B 30; voor de kwaliteit van het wapeningsstaal van FeB 500.

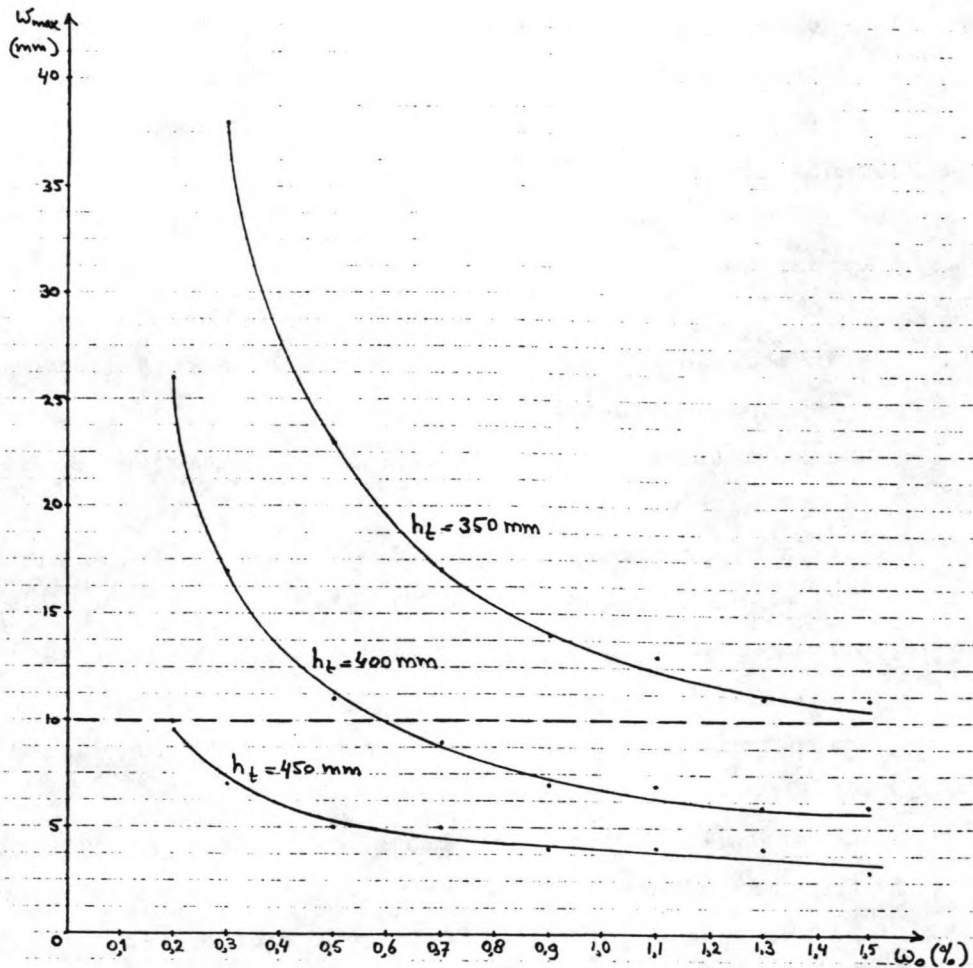
De in NEN 3850 en NEN 3880 geëiste maximale doorbuiging van $0,004 \cdot l$ (= 40 mm) lijkt (gevoelsmatig) voor een zich toch relatief stijf gedragende diepwand erg veel. Hier wordt geëist dat de maximale doorbuiging van de wand niet meer mag bedragen dan $0,001 \cdot l$, ofwel 10 mm. De resultaten van de computerberekeningen zijn in grafiekvorm weergegeven in figuur B.34.

Het is gebleken dat een wand met een dikte van 0,40 m en een wapeningspercentage van 0,6% aan de gestelde eisen voldoet.

Om praktische redenen echter, wordt gekozen voor een wand met een dikte van 0,50 m. Door de diepwand wat dikker te maken is de koppeling tussen de diepwand en de L-wand, en die tussen de diepwandpanelen onderling, eenvoudiger uit te voeren (hierop wordt later nog terug gekomen). Tevens stelt Rijkswaterstaat dat een halve meter wel de minimum dikte voor een sluiswand is.

Het programma *DIEPWAND* kan rekenen met opvolgende fasen of levensstadia van een diepwand. Bij elke fase kan er iets (de belasting bijvoorbeeld) worden veranderd, waarbij wordt uitgegaan van de in de laatste voorafgaande fase verkregen toestand.

- In het beschouwde geval zijn vijf levensstadia te onderscheiden:
- in de eerste plaats de bouwfase, waarbij de kolk wel is ontgraven, maar de sluisvloer nog niet is gestort. De grondwaterstand is dan gelijk aan de kolkwaterstand;
 - hierna wordt de sluisvloer gestort en de kolk in gebruik genomen. Het grondwater stijgt naar de hoogst verwachte stand: NAP + 7,50 m;



figuur B.34 De maximale uitbuiging (w_{max}) van de diepwand bij verschillende wanddiktes (h_t) en verschillende wape-ningspercentages aan de dagzijde van de diepwand.

- de palen worden nu zwaar belast en de kop van de diepwand verplaatst 15 mm kolkinwaarts. In werkelijkheid zal dit natuurlijk niet instantaan gebeuren, maar zal de kopverplaatsing geleidelijk toenemen met het stijgen van de grondwaterstand. Men kan nu echter wel goed de invloed van de kopverplaatsing bestuderen;
- de grond die de sluis omringt zal geleidelijk dichtslibben waardoor de kwel afneemt en het grondwater zakt naar de verwachte gemiddelde stand: NAP + 6,50 m;
- mogelijk zal (vooral nabij het benedenhoofd) de grondwaterstand verder dalen tot NAP + 5,75 m. De L-wand met de daarop liggende grond heeft nu een maximaal gewicht en zal de grootste verticale belasting op de palen en de diepwand uitoefenen. De horizontale belasting is echter het kleinst.

Tijdens de bovengenoemde stadia in de gebruiksfase wordt bovendien de kolkwaterstand tussen de laagste en de hoogste waarde gevarieerd. Dit, om de invloed hiervan op de horizontale paalbelasting te onderzoeken.

De tien onderscheiden fasen zijn weergegeven in de invoer van het programma (zie de volgende pagina's).

De invoer spreekt grotendeels voor zichzelf. Toch verdienen een paar punten toelichting:

- de linkerkant van de diepwand is de kolkzijde, de rechterkant de grondzijde;
- er is uitgegaan van een hoofdwapening $\varnothing 16 - 150$ mm, aan beide zijden van de wand ($A_a = 1340 \text{ mm}^2/\text{m}^1$);
- de betondekking aan de kolkzijde is 70 mm, waaruit volgt:
 $DL = 70 + \frac{1}{2} \cdot 16 = 78$ mm;
- de betondekking aan de grondzijde is 40 mm, waaruit volgt:
 $DR = 40 + \frac{1}{2} \cdot 16 = 48$ mm;
- de afstanden en peilen (links en rechts van de wand) worden gemeten in meters ten opzichte van de kop van de diepwand;
- het programma kent geen faciliteit voor een hogere grondwaterstand of kolkwaterstand dan het niveau van de kop van de diepwand. Dit is echter met een trucje te omzeilen door een wateroverspanning (WOSP) op te geven. Zou dit het enige zijn dat werd gedaan, dan zouden de verticale korrelspanningen niet meer correct zijn en in de bovenste grondlagen "drijfzand" worden gecreëerd. Hierom is het noodzakelijk een evengrote bovenbelasting als wateroverspanning op te geven.

*GENESYS
*START 'DIEPWAND/1'
JOB BEREKENING PREFAB DIEPWAND
MINIMISE WORKFILE SIZE

" 1 DIEPWAND LENGTE 10 M IN BOUWFASE EN GEBRUIKSFASE 1

*TABLES

'GEOMETRIE'

MOOT AFST DIKTE DL WL DR WR
1 0. 0.50 0.078 0.318 0.048 0.296

'GRONDGEGEVENS LINKS'

NO AFST VG LA LN LP CDH K WOSP
1 6.50 20. 0.37 0.54 2.72 2. 15000.,15000. A,B "NAP-0,25; PHI=27,5
2 7.25 20. 0.30 0.46 3.32 0. 30000.,30000. A,B "NAP-1,50; PHI=32,5

'GRONDGEGEVENS RECHTS'

NO AFST VG LA LN LP CDH K WOSP
1 0.00 17. 0.41 0.58 2.46 1. 2500.,2500. A,B "NAP+5,75; PHI=25
2 0.25 19. 0.41 0.58 2.46 1. 2500.,2500. A,B "NAP+5,50; PHI=25
3 2.25 20. 0.30 0.46 3.32 0. 25000.,25000. A,B "NAP+3,50; PHI=32,5
4 4.75 20. 0.37 0.54 2.72 2. 5000.,5000. A,B "NAP+1,00; PHI=27,5
5 6.00 20. 0.37 0.54 2.72 2. 15000.,15000. A,B "NAP-0,25; PHI=27,5
6 7.25 20. 0.30 0.46 3.32 0. 30000.,30000. A,B "NAP-1,50; PHI=32,5

*MASTER

DIEPWAND 'GEOMETRIE' LENGTE 10

KNOOP 5.25,6.5

BETON E 30500.,,N/MM**2 FBDR 24.,,N/MM**2 FBTR 1.5.,,N/MM**2 "B30

STAAL E 210000.,,N/MM**2 FA 500.,,N/MM**2 "FeB500

-----FASE 1-----GEUWFASE: KOLK ONTGRAVEN, BODEM NIET GESTORT

MAAIVELD PEIL 6.5,0.0

WATER PEIL 0.25,0.25 "PEIL LINKS = PEIL RECHTS = NAP+5,50 M

A=0.0

B=0.0

STAR STP OP 0. RI 'V'

DRUK ALLE RESULTATEN

DRUK MAXIMAAL MOMENT EN MAXIMALE VERPLAATSING

-----FASE 2-----GEUWFASE: KOLKPEIL = 4,45+, GWS = 5,73+

WATER PEIL 1.30,0.00

A=0.0

B=0.0

STAR STP OP 0. RI 'V' OP 5.25 RI 'V'

DRUK ALLE RESULTATEN

DRUK MAXIMAAL MOMENT EN MAXIMALE VERPLAATSING

-----FASE 3-----GEUWFASE: KOLKPEIL = 4,45+, GWS = 6,5+

A=0.0

B=7.5

STAR STP OP 0. RI 'V' OP 5.25 RI 'V'

BOVENBEL 0.,7.5

DRUK ALLE RESULTATEN

DRUK MAXIMAAL MOMENT EN MAXIMALE VERPLAATSING

-----FASE 4-----GEUWFASE: KOLKPEIL = 4,45+, GWS = 7,5+

A=0.0

B=17.5

STAR STP OP 0. RI 'V' OP 5.25 RI 'V'

BOVENBEL 0.0,17.5

DRUK ALLE RESULTATEN

DRUK MAXIMAAL MOMENT EN MAXIMALE VERPLAATSING

-----FASE 5-----GEUWFASE: KOLKPEIL = 4,45+, GWS = 7,5+

MET INTRODUCTIE KOPVERPLAATSING VAN 15 MM

A=0.0

B=17.5

STAR STP OP 5.25 RI 'V'

KOPVERPLAATSING IS 15.,,MM

BOVENBEL 0.0,17.5

DRUK ALLE RESULTATEN

DRUK MAXIMAAL MOMENT EN MAXIMALE VERPLAATSING

-----FASE 6-----GEUWFASE: KOLKPEIL = 8,55+, GWS = 7,5+

WATER PEIL 0.00,0.00

A=28.0

B=17.5

STAR STP OP 0. RI 'V' OP 5.25 RI 'V'

BOVENBEL 28.0,17.5

DRUK ALLE RESULTATEN

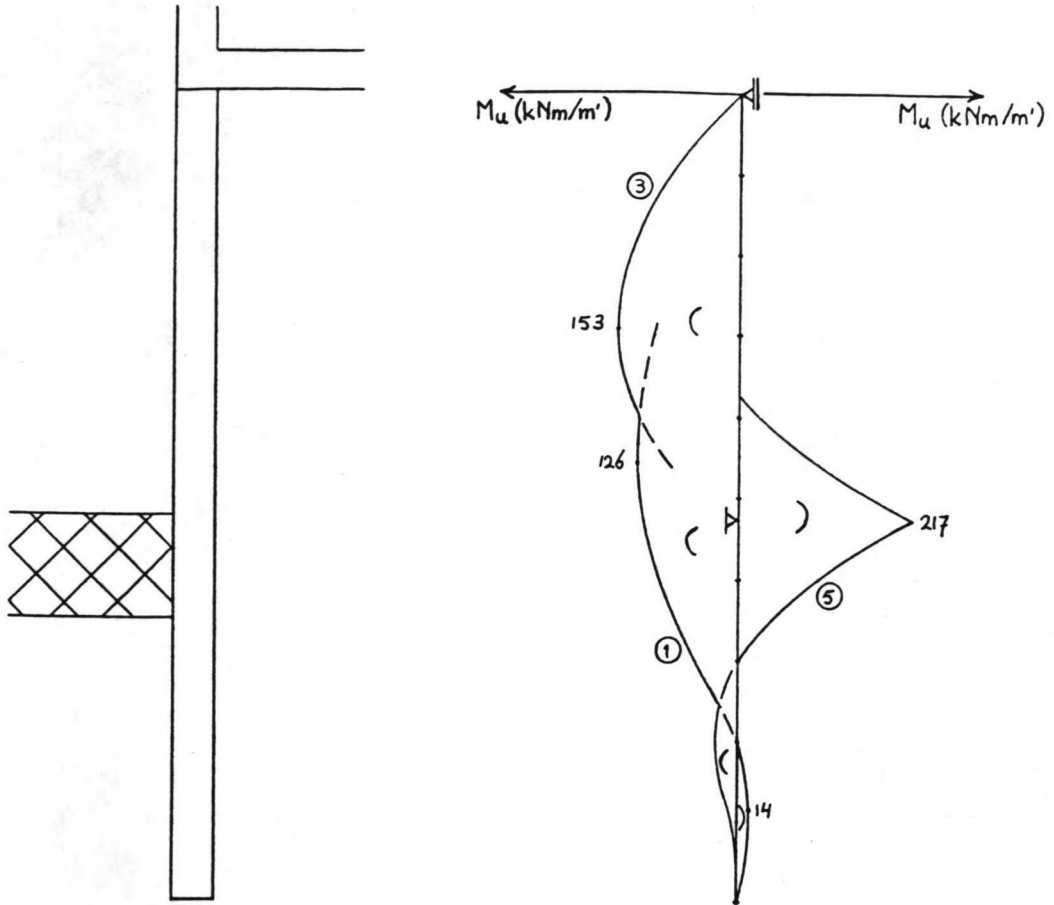
DRUK MAXIMAAL MOMENT EN MAXIMALE VERPLAATSING

```
*-----FASE 7-----GEBRUIKSFASE: KOLKPEIL = 4,45+, GWS = 6,5+
WATER PEIL 1.30,0.00
A=0.0
B=7.5
STAR STP OP 0. RI 'V' OP 5.25 RI 'V'
BOVENBEL 0.0,7.5
DRUK ALLE RESULTATEN
DRUK MAXIMAAL MOMENT EN MAXIMALE VERPLAATSING
*-----FASE 8-----GEBRUIKSFASE: KOLKPEIL = 8,35+, GWS = 6,5+
WATER PEIL 0.00,0.00
A=28.0
B=7.5
STAR STP OP 0. RI 'V' OP 5.25 RI 'V'
BOVENBEL 28.0,7.5
DRUK ALLE RESULTATEN
DRUK MAXIMAAL MOMENT EN MAXIMALE VERPLAATSING
*-----FASE 9-----GEBRUIKSFASE: KOLKPEIL = 4,45+, GWS = 5,75+
WATER PEIL 1.30,0.00
A=0.0
B=0.0
STAR STP OP 0. RI 'V' OP 5.25 RI 'V'
DRUK ALLE RESULTATEN
DRUK MAXIMAAL MOMENT EN MAXIMALE VERPLAATSING
*-----FASE 10-----GEBRUIKSFASE: KOLKPEIL = 8,35+, GWS = 5,75+
WATER PEIL 0.00,0.00
A=28.0
B=0.0
STAR STP OP 0. RI 'V' OP 5.25 RI 'V'
BOVENBEL 28.0,0.0
DRUK ALLE RESULTATEN
DRUK MAXIMAAL MOMENT EN MAXIMALE VERPLAATSING
*FINISH
*EXIT
```

De verkregen resultaten zijn in tabel B.13 weergegeven. De maatgevende momentenlijnen (rekenwaarden met $\gamma = 1,4$ in de bouwfase en $\gamma = 1,7$ in de gebruiksfasen) zijn uitgezet in figuur B.35, waarbij de desbetreffende maatgevende fasen omcirkeld zijn bijgeschreven.

fase	g.w.s. t.o.v. NAP (m)	k.p. t.o.v. NAP (m)	kop- verpl. (mm)	oplegreactie L-muur (kN/m ¹)	oplegreactie sluisvloer (kN/m ¹)	max. moment kolkzijde (kNm/m ¹)	max. moment grondzijde (kNm/m ¹)	max. dwarskr. (kN/m ¹)
1	5,50 ⁺	5,50 ⁺	0	30,50	0	90,27	9,96	39,79
2	5,75 ⁺	4,45 ⁺	0	44,74	76,60	87,63	4,90	50,78
3	6,50 ⁺	4,45 ⁺	0	53,29	116,24	89,83	1,12	68,90
4	7,50 ⁺	4,45 ⁺	0	62,60	182,64	88,77	47,56	105,12
5	7,50 ⁺	4,45 ⁺	15	42,31	223,17	48,94	127,66	112,83
6	7,50 ⁺	8,55 ⁺	15	47,66	188,93	45,91	111,97	100,46
7	6,50 ⁺	4,45 ⁺	15	34,83	198,84	40,98	118,12	101,27
8	6,50 ⁺	8,55 ⁺	15	38,77	158,70	35,03	99,18	84,75
9	5,75 ⁺	4,45 ⁺	15	25,47	176,64	32,12	108,44	89,55
10	5,75 ⁺	8,55 ⁺	15	31,84	135,99	26,15	89,24	72,61

tabel B.13 Resultaten van de diepwand berekening.



figuur B.35 Maatgevende momentenlijnen (rekenwaarden).

Berekening van de hoofwapening aan de dagzijde van de diepwand

Opmerking: Alle wapening van platen, die vanaf nu wordt berekend, wordt bepaald voor een strook met een breedte van 1 m. Momenten worden dus niet steeds weergegeven in kNm/m^1 , maar in kNm ; wapening wordt niet weergegeven in mm^2/m^1 , maar in mm^2 .

Voor de betonkwaliteit van de diepwand is uitgegaan van B 30; voor de staalkwaliteit van FeB 500.

$$\left. \begin{array}{l} M_u = 153 \text{ kNm} \\ h_t = 500 \text{ mm} \\ c = 70 \text{ mm} \\ \text{schat wapening } \varnothing 16 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow h = 500 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 16 = 422 \text{ mm}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{153}{1 \cdot 0,422^2} = 859 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{aligned} \omega_{0, \text{ben.}} &= 0,18\%, \\ A_{a, \text{ben.}} &= 740 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Neem praktische wapening: $\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$ ($A_a = 1340 \text{ mm}^2$)

controle van de scheurwijdte:

Er is sprake van een vochtig milieu, dus geldt:

$$\bar{w} = 0,25 \frac{c}{c_{\text{min}}}$$

De berekening van de scheurwijdte geschiedt alsof er sprake is van een balk, dus: $c_{\text{min}} = 30 \text{ mm}$. De vlakken kunnen niet overal worden gecontroleerd, dus er is 5 mm extra betondekking nodig, maar, 2/3 maal de nominale korreldiameter van het grind $< c$, zodat 5 mm reductie op de dekking kan worden toegepast. Dit heft elkaar op, zodat de minimaal benodigde dekking 30 mm blijft.

$$\text{Er geldt dus: } \bar{w} = 0,25 \cdot \frac{70}{30} = 0,58 \text{ mm.}$$

De scheurwijdte $w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$ [mm]

$$\text{waarbij: } \sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}}$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\emptyset_{km}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e \leq 10 \cdot \emptyset_{km}$$

waarbij: \bar{c} = de dekking op de beschouwde staaf;

$$\xi_3 = 4;$$

$$h_e = 8 \cdot \emptyset_{km} + \bar{c} \leq h_t - x$$

$$x = 24 \text{ mm} \rightarrow h_t - x = 476 \text{ mm}$$

$$h_e = 8 \cdot 16 + 70 = 198 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot 70 + 4 \cdot \frac{16}{100 \cdot 1340} \cdot 1000 \cdot 198 = 235 > 10 \cdot \emptyset_{km} = 160 \text{ mm}$$

Hieruit volgt: $\Delta l = 160 \text{ mm}$

$$\sigma_a = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{740}{1340} = 162 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0,8 \cdot 162 \cdot 160 \cdot 10^{-5} = 0,21 \text{ mm} \leq \bar{w}$$

voldoet!

De verdeelwapening aan de dagzijde van de diepwand

Neem praktische wapening: $\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$.

Berekening van de hoofdwapening aan de grondzijde van de diepwand

$$M_u = 217 \text{ kNm}$$

$$h_t = 500 \text{ mm}$$

$$c = 40 \text{ mm}$$

schat wapening $\emptyset 16 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} M_u = 217 \text{ kNm} \\ h_t = 500 \text{ mm} \\ c = 40 \text{ mm} \\ \text{schat wapening } \emptyset 16 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow h = 500 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 16 = 452 \text{ mm}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{217}{1 \cdot 0,452^2} = 1062 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{array}{l} \omega_{0, \text{ben.}} = 0,22\% \\ A_{a, \text{ben.}} = 985 \text{ mm}^2 \end{array}$$

Neem praktische wapening: $\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$ ($A_a = 1340 \text{ mm}^2$)

Controle van de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \frac{c}{c_{\text{min}}} = 0,25 \cdot \frac{40}{30} = 0,33 \text{ mm}$$

$$x = 32 \text{ mm} \rightarrow h_t - x = 468 \text{ mm}$$

$$h_e = h_e = 8 \cdot \emptyset_{km} + \bar{c} = 8 \cdot 16 + 40 = 168 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\emptyset_{km}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 40 + 4 \cdot \frac{16}{100 \cdot 1340} \cdot 1000 \cdot 168 = 160 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a,ben.}}{A_{a,aanw.}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{985}{1340} = 216 \text{ N/mm}^2$$

De scheurwijdte $w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$

$$w = 0,8 \cdot 216 \cdot 160 \cdot 10^{-5} = 0,28 \text{ mm} \quad \text{voldoet!}$$

De verdeelwapening aan de grondzijde van de diepwand

Neem praktische wapening: $\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$.

Controle op dwarskracht

De maximum optredende dwarskracht is: 112,83 kN

$$T_d = 1,7 \cdot 112,83 = 192 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{T_d}{b \cdot h} = \frac{192 \cdot 10^3}{1000 \cdot 452} = 0,42 \text{ N/mm}^2 < \tau_1 \quad (= 0,75 \text{ N/mm}^2)$$

De dimensionering van de opleghaken en de ophangstaaf van de diepwand

De diepwand-elementen hebben een volume van $24,2 \text{ m}^3$. Ondergedompeld in gestabiliseerde bentoniet ($\gamma \approx 10 \text{ kN/m}^3$) wegen de diepwandpanelen ca. $24,2 \cdot 14 \approx 340 \text{ kN}$.

Bij het voorzichtig afhangen van de diepwanden zal het gewicht niet volledig op de opleghaken en de ophangstaaf komen te rusten. Voor het geval dat dit onverhoopt wel zou gebeuren, zal een controle-berekening voor de sterkte van de oplegmiddelen worden uitgevoerd.

De veiligheidscoëfficiënt voor staalconstructies tijdens de bouwphase $\gamma = 1,4$ (NEN 3851).

Controle van de schuifsterkte van de ophangstaaf

De ophangstaaf wordt op afschuiving gecontroleerd, op dezelfde wijze als dit gebeurt bij schroefbouten in ruime gaten, waarbij de schroefdraad het schuifvlak niet snijdt.

Gekozen is voor een gladde staaf $\varnothing 38$ mm ($A = 1134$ mm²), met een staalkwaliteit Fe 510 ($\sigma_s = 360$ N/mm²). De bezwijk-schuifbelasting per snede:

$$\hat{F}_s = 0,7 \cdot \sigma_s \cdot A = 0,7 \cdot 360 \cdot 1134 = 285800 \text{ N}$$

De optredende (reken-)schuifbelasting per snede:

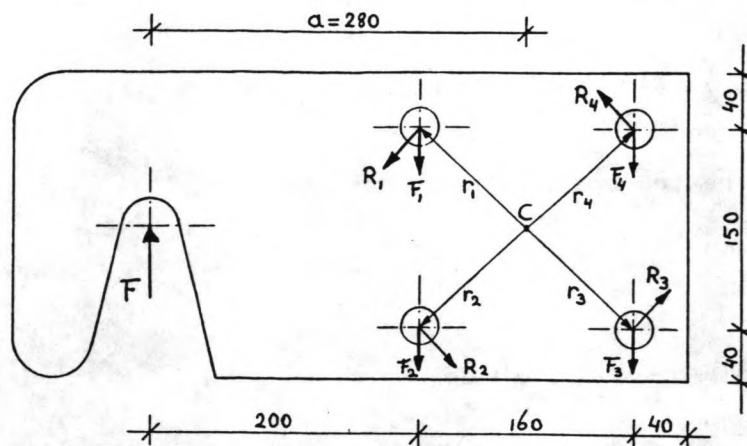
$$F_s = 1,4 \cdot \frac{340000}{2} = 238000 \text{ N}$$

De gekozen staaf voldoet dus ruimschoots.

Controle van de bevestigingsbouten van de opleghaken

De opleghaken worden in eerste instantie op de diepwandpanelen gemonteerd met behulp van vier draadeinden (er zijn geen bouten met de benodigde lengte in de handel), en worden bij de montage bovendien ondersabeld met epoxyhars. Omdat het krachtsverloop in een lijmverbinding zich moeilijk laat berekenen, wordt bij de sterkte-berekening van de verbinding het epoxyhars verwaarloosd. Dit moet dan als een extra veiligheid bovenop de boutverbinding worden gezien.

De oplegkracht F wordt verplaatst naar het zwaartepunt C van de verbindingsmiddelen. Omdat is gekozen voor één soort verbindingsmiddel, waarvan tevens de doorsneden gelijk zijn, zal het zwaartepunt symmetrisch ten opzichte van alle verbindingsmiddelen liggen. Er werkt nu op de verbinding een verticale kracht F en een moment $M = F \cdot a$ (zie figuur B.36).



figuur B.36 Ontbinding van de boutkrachten.

Ieder verbindingsmiddel krijgt nu een dwarskracht F_i en een kracht R_i loodrecht op de voerstralen r_i ($i = 1,2,3,4$) ten gevolge van het moment M .

Per opleggaak/-plaat geldt nu:

$$F_i = \frac{340000}{8} = 42500 \text{ N}$$

Tevens geldt:

$$M = F \cdot a = 170000 \cdot 280 = 47,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm.}$$

$$\text{Uit } \sum M = 0 \text{ volgt: } M = r_1 \cdot R_1 + r_2 \cdot R_2 + r_3 \cdot R_3 + r_4 \cdot R_4 = 4 \cdot r \cdot R$$

$$R = \frac{M}{4 \cdot r} = \frac{47,6 \cdot 10^6}{4 \cdot 110} = 108200 \text{ N}$$

De bouten 1 en 2 worden het zwaarst belast. Vectoriële samenstelling van F_i en R_i ($i = 1,2$) levert de maximaal optredende schuifbelasting de bouten op: $F_s = 142200 \text{ N}$.

De rekenbelasting $\gamma \cdot F_s = 199000 \text{ N}$.

De bezwijk-schuifbelasting van bouten waarbij het schuifvlak de schroefdraad snijdt, wordt gegeven door:

$$\hat{F}_s = 0,7 \cdot \sigma_s \cdot A_s$$

Bij toepassing van bouten (draadeind) M27 kwaliteit 8.8 geldt:

$$F_s = 0,7 \cdot 640 \cdot 459 = 205600 \text{ N,}$$

zodat de toegepaste bouten voldoen.

Controle op stuik van de boutgaten 1 en 2

De bezwijk-stuikbelasting wordt gegeven door:

$$\hat{F}_{st} = 1,0 \cdot \sigma_{e, \min} \cdot d_n \cdot t$$

Hierbij is de randafstand (de hartafstand van de bouten tot de rand van de plaat) in de krachtrichting $\geq 1,2 \cdot d$. In de formule is $\sigma_{e, \min}$ de kleinste rekenwaarde van de vloeigrens van de bouten of de opleghaken. Toegepast zijn opleghaken met een staalkwaliteit Fe 510 en een plaatdikte $t = 25 \text{ mm}$. Invulling van de formule levert:

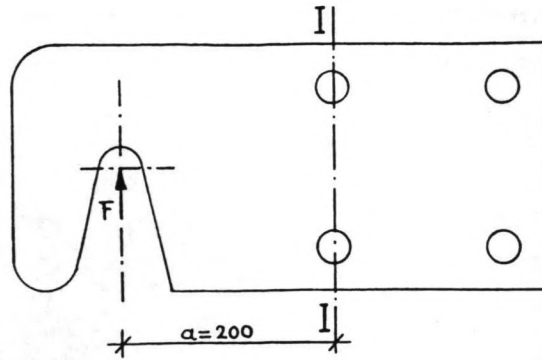
$$F_{st} = 1,0 \cdot 360 \cdot 27 \cdot 25 = 243000 \text{ N}$$

De optredende stuikbelasting is in dit geval gelijk aan de schuifbelasting, zodat $\gamma \cdot F_{st} = 199000 \text{ N}$. Hiermee is aan de stuikvoorwaarde voldaan.

Controle van de sterkte van de opleghaken

De opleghaken worden ten gevolge van gatverzwakking het zwaarst belast ter plaatse van de verticale doorsnede I-I (zie figuur B.37). In deze doorsnede heerst een moment:

$$M = F \cdot a = 170000 \cdot 200 = 34 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$



figuur B.37 De zwakste doorsnede van de opleghaak.

Het bruto traagheidsmoment van de doorsnede is:

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot t \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 25 \cdot 230^3 \approx 25,348 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Het door de boutgaten "weggenomen" (tarra) traagheidsmoment is:

$$I_t = 2 \cdot (t \cdot D \cdot 75^2 + \frac{1}{12} \cdot t \cdot D^3)$$

waarbij: t = dikte van de plaat ($t = 25 \text{ mm}$);

D = diameter van het gat ($D = 29 \text{ mm}$).

Substitutie levert:

$$I_t = 2 \cdot (25 \cdot 29 \cdot 75^2 + \frac{1}{12} \cdot 25 \cdot 29^3) \approx 8,258 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Het netto traagheidsmoment $I = I_b - I_t \approx 17,090 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$.

$$\text{Het weerstandsmoment } W = \frac{I}{\frac{1}{2} \cdot h} = \frac{17,090 \cdot 10^6}{115} = 148609 \text{ mm}^3$$

De rekenwaarde van de maximaal optredende staalspanning in de beschouwde doorsnede is:

$$\sigma = \gamma \cdot \frac{M}{W} = 1,4 \cdot \frac{34 \cdot 10^6}{148609} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Hiermee is ook aan de sterkte-voorwaarde voldaan.

De verankering van de ophangstaaf

Op de ophangstaaf wordt onder ongunstige omstandigheden maximaal een neerwaartse (reken-)belasting uitgeoefend van $1,4 \cdot 340 = 476$ kN. Hierom is het van belang dat deze staaf goed wordt verankerd in het beton.

Ook is het mogelijk dat bij het inbrengen van een diepwandpaneel een horizontale kracht wordt uitgeoefend op de verbinding. De verankering moet dus ook enige horizontale belasting kunnen opnemen. Hierom is het noodzakelijk de ankerstaven een buigvorm te geven als op bijlage 12 is aangegeven. De verankering bestaat uit 2 staven, welke aan beide zijden van de diepwand in de derde laag worden aangebracht.

De benodigde staaldoorsnede is:

$$A_{a, \text{ben}} = \frac{N_d}{f_a} = \frac{476000}{500} = 952 \text{ mm}^2$$

Dit is per zijde 476 mm^2 voor de (dubbel) gebogen staaf. De netto benodigde staaldoorsnede bedraagt dan:

$$A_a = \frac{\frac{1}{2} \cdot A_{a, \text{ben}}}{1 + \frac{1}{2} \cdot 2} = \frac{476}{1 + \frac{1}{2} \cdot 2} = 279 \text{ mm}^2$$

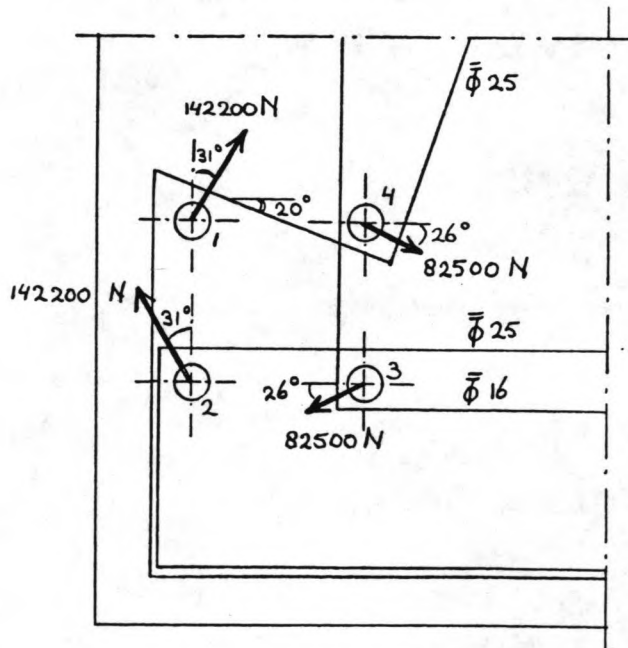
De benodigde wapeningsdiameter bedraagt: $\emptyset 20$ mm.

De verankeringslengte bedraagt 710 mm, zodat staven met een lengte van 1,45 m nodig zijn.

De verankering van de vier in te betonneren stalen pijpjes

Wanneer de werking van het epoxyhars wordt verwaarloosd, kunnen de opleghaken, via de draadeinden en in te betonneren pijpjes, een aanzienlijke belasting op het beton van de diepwand uitoefenen. Hierom zal het noodzakelijk zijn de stalen pijpjes met behulp van ankers goed in het beton te verankeren.

Reeds in een eerder stadium van de berekeningen zijn de boutkrachten R_i en F_i ($i = 1,2,3,4$) bepaald. Vectoriële samenstelling van R_i en F_i geeft de krachten, welke door de pijpjes op het beton worden uitgeoefend. Deze zijn, met hun werkingsrichting, afgebeeld in figuur B.38. Tevens is in deze figuur schematisch de noodzakelijke verankering aangegeven. Let wel: het betreft hier de belasting, welke door één opleghaak op de diepwand wordt uitgeoefend. De verankeringsstaven moeten dus ook aan beide zijden van de diepwand, in de derde laag, worden aangebracht.



figuur B.38 De door een opleghaak op het beton uitgeoefende krachten en de benodigde verankeringswapening.

De pijpjes 1 en 4 kunnen door één en dezelfde staaf worden verankerd. De pijpjes 2 en 3 moeten ieder apart door een staaf worden verankerd.

De benodigde wapeningsdoorsnede van de staven, welke de pijpjes 1 en 4 verankeren is:

$$A_{a,ben} = \frac{1,4 \cdot 142200}{500} = 398 \text{ mm}^2$$

De benodigde staafdiameter is: \emptyset 25 mm.

De benodigde wapeningsdoorsnede van de staven, welke pijp 2 verankert is:

$$A_{a,ben} = \frac{1,4 \cdot 142200 \cdot \cos(31^\circ)}{500} = 341 \text{ mm}^2$$

De benodigde staafdiameter is: \emptyset 25 mm.

De benodigde wapeningsdoorsnede van de staven, welke pijp 3 verankert is:

$$A_{a,ben} = \frac{1,4 \cdot 82500 \cdot \cos(26^\circ)}{500} = 207 \text{ mm}^2$$

De benodigde staafdiameter is: \emptyset 16 mm.

B.4.4.2. De L-muur elementen

Nu de berekening van de diepwand-elementen gereed is kan met de berekening van de L-wand worden begonnen. Hiertoe is wederom van het computerprogramma *SUSAN* gebruik gemaakt. Bij het verwerken van het computerprogramma is gebruik gemaakt van deelprogramma's. In het hoofdprogramma zijn het elementennet en alle belastingen verwerkt, terwijl in de vervolprogramma's de verschillende belastingen zijn gecombineerd. Op deze wijze kon op rekentijd worden bespaard. De invoer van de programma's is weergegeven op de pagina's 107 tot en met 110 en wijst grotendeels voor zichzelf. Toch nog een paar opmerkingen:

- 1 - bij de bepaling van de breedte van de L-muur elementen is abusievelijk uitgegaan van de in het voor-ontwerp bepaalde breedte van 5 m. Hierbij werd uitgegaan van een kolkwand, waarbij de laddernissen in het beton van de elementen zouden worden opgenomen. Echter, in het voorliggende ontwerp worden de laddernissen gerealiseerd door tussen een aantal elementen damplanken te heien. Deze hebben een bepaalde breedte welke van de nuttige kolk lengte moet worden afgetrokken. Wanneer de laddernissen een breedte van 0,66 m krijgen, moeten de elementen h.o.h. 4,85 m worden geplaatst. Rekening houdende met een breedte van de verticale voegen van 10 mm, krijgen de elementen een breedte van 4,84 m. De elementen worden dus iets smaller, zodat de momenten en dwarskrachten iets lager uitvallen, dan die welke met de computer zijn uitgerekend. De verschillen zullen echter marginaal zijn, zodat het niet de moeite loont de berekeningen over te maken.
- 2 - de elementenverdeling met element- en knoopnummering is weergegeven in figuur B.39; een ruimtelijke weergave van het elementennet is te zien in figuur B.40;
- 3 - om de verminderde buigstijfheid van de gescheurde constructie in rekening te brengen is, net als bij de kessen, een fictieve (lagere) E-modulus in rekening gebracht (zie lit. [15]). Hierbij is er van uitgegaan dat alleen in de ontlastplaat, welke zwaar wordt belast, het scheurenpatroon volledig tot ontwikkeling komt, hetgeen tot uiting komt in de lagere (fictieve) E-modulus van 10000 N/mm^2 . Voor het overige wordt er van uitgegaan dat de scheuren niet zo ver tot ontwikkeling komen, zodat de fictieve E-modulus niet verder daalt dat tot ca. 15000 N/mm^2 ;
- 4 - de horizontale beddingsconstante wordt in het programma gerepresenteerd door puntveren. De puntveren zijn afgeleid van een beddingsconstante van 2500 kN/m^3 . Deze waarde lijkt, wanneer de grondparameters uit bijlage 1 in beschouwing worden genomen, een redelijke schatting;
- 5 - de puntveren zijn in de onderhavige listing wel allen weergegeven, maar deze zijn alleen gehandhaafd zolang zij onder druk worden belast (grond kan geen trek opnemen; puntveren kunnen dit wel). Dit is voor de puntveren van de kolkwand

alleen het geval bij uitoefening van een scheepsstoot. Wordt echter door middel van een bolderkracht aan de L-wand getrokken, dan zou deze naar voren willen verplaatsen, hetgeen natuurlijk niet door de grond achter de kolkwand kan worden verhinderd. In dit geval moeten deze puntveertjes dus worden verwijderd;

- 6 - bij het invoeren van de op de constructie werkende belastingen is uitgegaan van aparte gevallen, welke in vervolgprogramma's kunnen worden gecombineerd;
- 7 - bij het invoeren van de bolderkrachten is nog uitgegaan van vier zware haalkommen (200 kN) boven elkaar. Later, bij het tekenen, is dit aantal teruggebracht tot drie, maar dit heeft verder geen invloed op de berekeningen;
- 8 - in de tabellen onder de hoofden 'kolkwand', 'achterschot' en 'ontlastplaat' zijn elementen geselecteerd, welke voor uitvoer in aanmerking komen. Hiermee wordt voorkomen dat veel niet ter zake doende resultaten worden afgedrukt.

De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in de figuren B.41 en B.42.a tot en met B.42.j. Bij de bestudering van de resultaten is het mogelijk pagina 111 uit te vouwen, zodat de knoop- en elementnummering goed is te volgen.

Bij het uitwerken van de grafieken kwam nog iets vreemds naar voren. In de ontlastplaat, ter plaatse van snede $y = 5689$ mm bleek het moment $(M_u)_{yy}$ om te slaan, terwijl 1 snede verder (snede $y = 6750$ mm) het moment weer normaal is. Om dit te verklaren moet men figuur B.41 (vervormingen van de ontlastplaat) er bij nemen. De ontlastplaat blijkt (theoretisch) over de kesp iets op te wippen, waarbij het moment omslaat. Verder achterwaarts wordt de plaat door het grondgewicht weer naar beneden gedrukt, waarbij het moment weer terugslaat.

*GENESYS
 *START 'SUSAN/1' FILING AS 'LM'
 JOE BEREKENING PREFAB SLUISWAND-ELEMENT
 MINIMISE WORKFILE SIZE
 LIMIT TITLES TO 2000
 *TABLES
 'COORDINATEN'

	KNOOP	X	Y	Z	

"	1	COORDINATEN VAN DE KOLKWAND			1

J=0,2)I=0,6)	1+I+J*7	0.	-2.499+I*0.833	J*0.375	
J=3,5)I=0,6)	=	0.	=	-0.350+J*0.550	
I=0,6)	43+I	0.	=	2.650	
J=7,9)I=0,6)	1+I+J*7	0.	=	-0.900+J*0.550	
I=0,6)	71+I	0.	=	4.225	

	KNOOP	X	Y	Z	

"	1	COORDINATEN VAN HET ACHTERSCHOT			1

I=1,2)	78	0.723	0.	0.375	
I=1,2)	78+I	0.723+I	0.	0.750	
I=1,2)	80+I	=	0.	1.300	
I=1,2)	83+I	=	0.	1.850	
I=1,2)	87+I	=	0.	2.400	
I=1,2)	92+I	=	0.	2.950	
I=1,2)	98+I	=	0.	3.500	
I=1,2)	105+I	=	0.	4.050	
I=0,1)	83	2.507	0.	1.300	
I=0,2)	86+I	2.507+I*1.061	0.	1.850	
I=0,3)	90+I	=	0.	2.400	
I=0,4)	95+I	=	0.	2.950	
I=0,4)	101+I	=	0.	3.500	
I=0,4)	108+I	=	0.	4.050	

	KNOOP	X	Y	Z	

"	1	COORDINATEN VAN DE DNTLASTPLAAT			1

I=0,6)	113+I	0.723	-2.499+I*0.833	4.225	
J=0,3)I=0,6)	120+I+J*7	1.446+J*1.061	=	=	
I=0,6)	148+I	5.250	=	=	
J=0,1)I=0,6)	155+I+J*7	5.690+J*1.061	=	=	

	NAAM	NUMMER	TYPE	KNOPEN	

"	1	ELEMENTEN VAN DE KOLKWAND			1

J=0,9)I=0,5)	'RECCA1'	1+I+J*6	1	1+I+J*7,2+I+J*7,8+I+J*7,9+I+J*7	

	NAAM	NUMMER	TYPE	KNOPEN	

"	1	ELEMENTEN VAN HET ACHTERSCHOT			1

	'TRICA1'	61	4	4,11,78	
	=	63	4	78,79,80	
	=	66	4	80,82,83	
	=	70	4	83,86,87	
	=	75	4	87,91,92	
	=	82	4	92,97,98	
	=	89	4	98,104,105	
	=	76	4	39,46,88	
	=	102	4	110,144,151	
	'GUACA1'	77	5	53,93,46,88	
	=	103	5	151,158,110,111	
	'RECCA1'	62	2	18,79,11,78	
	=	64	2	25,81,18,79	
	=	67	2	32,84,25,81	
	=	71	2	39,88,32,84	
	=	83	2	60,99,53,93	
	=	90	2	67,106,60,99	
	=	97	2	74,116,67,106	
	=	65	2	81,82,79,80	
I=0,1)	=	68+I	2	84+I,85+I,81+I,82+I	
I=0,2)	=	72+I	2	88+I,89+I,84+I,85+I	
I=0,3)	=	78+I	2	93+I,94+I,88+I,89+I	
I=0,4)	=	84+I	2	99+I,100+I,93+I,94+I	
I=0,5)	=	91+I	2	106+I,107+I,99+I,100+I	
I=0,3)	=	98+I	2	116+7*1,123+7*1,106+I,107+I	
	=	104	2	158,165,111,112	

	NAAM	NUMMER	TYPE	KNOPEN	

"	1	ELEMENTEN VAN DE DNTLASTPLAAT			1

I=0,5)	=	105+I	3	72+I,114+I,71+I,113+I	
J=0,6)I=0,5)	=	111+I+J*6	3	114+I+J*7,121+I+J*7,.... 113+I+J*7,120+I+J*7	

'RECCA1'
 TYPE MASSA E NU H
 1 1200. 15000. 0.2 500.
 2 480. 15000. 0.2 200.
 3 840. 10000. 0.2 350.

'TRICA1'
 TYPE MASSA E NU H
 4 480. 15000. 0.2 200.

'GUACA1'
 TYPE MASSA E NU H
 5 480. 15000. 0.2 200.

'PUNTONDERSTE'
 KNOOP RICHTING
 74 'Y'
 I=0,6) 71+I 'Z'
 I=0,6) 148+I 'X','Z'

'PUNTVENEREN/F'

 " | DE VEERCONSTANTEN VAN DE PUNTVENEREN ZIJN AFGELEID |
 " | VAN EEN HORIZONTALE BEDDINGSCONSTANTE 2500 kN/M3 |
 " -----

KNOOP RICHTING KRACHTCONSTANTE

 " | PUNTVENEREN AAN DE KOLKWAND |
 " -----

	KNOOP	RICHTING	KRACHTCONSTANTE
	1	'X'	0.20
	7	=	=
I=0,4)	2+I	=	0.39
	8	=	=
	14	=	=
I=0,4)	9+I	=	0.78
	15	=	0.48
	21	=	=
J=0,2)	22+J*7	=	0.57
J=0,2)	28+J*7	=	0.57
J=0,2) I=1,5)	22+I+J*7	=	1.15
J=0,2)	50+J*7	=	0.57
J=0,2)	56+J*7	=	=
J=0,2) I=1,5)	50+I+J*7	=	1.15

 " | PUNTVENEREN AAN HET ACHTERSCHOT |
 " -----

	KNOOP	RICHTING	KRACHTCONSTANTE
	4	'Y'	0.08
	11	=	0.34
	78	=	=
	18	=	0.42
	79	=	0.84
	80	=	0.42
	25	=	0.50
	81	=	0.99
	82	=	=
	83	=	0.73
	32	=	0.50
	84	=	0.99
	85	=	=
	86	=	1.46
	87	=	0.73
	39	=	0.50
	88	=	0.99
	89	=	=
I=0,1)	90+I	=	1.46
	92	=	0.73
	53	=	0.50
	93	=	0.99
	94	=	=
I=0,2)	95+I	=	1.46
	98	=	0.73
	60	=	0.50
	99	=	0.99
	100	=	=
I=0,3)	101+I	=	1.46
	105	=	0.55
	67	=	0.32
	106	=	0.63
	107	=	=
I=0,3)	108+I	=	0.93
	112	=	0.46

```

" | BELGEV 1: EIGEN GEWICHT CONSTRUCTIE |
" | BELGEV 2: GROND OP CONSTR. + DIEPWANDREAKTIE; G.W.S. = 5,75+ |
" | BELGEV 3: EXTRA INVLOED OP BELGEV 2 DOOR G.W.S. = 7,50+ |
" | BELGEV 4: BOVENBELASTING = 10 kN/M2 |
" | BELGEV 5: BOLDERKRACHT = 200 kN |
" | BELGEV 6: KRACHT VAN 200 kN AAN DE BOVENSTE (= 1e) HAALKOM |
" | BELGEV 7: KRACHT VAN 200 kN AAN DE 2e HAALKOM |
" | BELGEV 8: KRACHT VAN 200 kN AAN DE 3e HAALKOM |
" | BELGEV 9: KRACHT VAN 200 kN AAN DE ONDERSTE (= 4e) HAALKOM |
" | BELGEV 10: SCHEEPSSTOOT VOORGESTELD ALS KRACHT VAN 200 kN |

```

'PUNTLASTEN/F'

KNOPP	RICHTING	BELGEV	KRACHT
4	'X'	5	-200.
18	=	6	=
32	=	7	=
53	=	8	=
67	=	9	=
1	=	10	200.

'VLAKLASTEN/1'

	ELEMENT	RICHTING	BELGEV	KRACHT
I=0,5)	1+I	'X'	2	0.0,0.0,-3.38,-3.38
I=0,5)	7+I	'X'	2	-3.38,-3.38,-6.75,-6.75
I=0,5)	13+I	'X'	2	-6.75,-6.75,-11.70,-11.70
I=0,5)	19+I	'X'	2	-11.70,-11.70,-16.65,-16.65
I=0,5)	25+I	'X'	2	-16.65,-16.65,-21.60,-21.60
I=0,5)	31+I	'X'	2	-21.60,-21.60,-23.85,-23.85
I=0,5)	37+I	'X'	2	-23.85,-23.85,-26.55,-26.55
I=0,5)	43+I	'X'	2	-26.55,-26.55,-31.50,-31.50
I=0,5)	49+I	'X'	2	-31.50,-31.50,-36.45,-36.45
I=0,5)	37+I	'X'	3	0.00,0.00,-1.80,-1.80
I=0,5)	43+I	'X'	3	-1.80,-1.80,-5.10,-5.10
I=0,5)	49+I	'X'	3	-5.10,-5.10,-8.40,-8.40
J=0,8) I=0,5)	1+I+J*6	'X'	4	-5.
J=0,7) I=0,5)	105+I+J*6	'Z'	2	72.90
J=0,7) I=0,5)	105+I+J*6	'Z'	3	-11.20
J=0,7) I=0,5)	105+I+J*6	'Z'	4	10.

'KOLKWAND'

	ELEMENT	NO
J=0,9) I=0,5)	'RECCA1'	1+I+J*6

'ACHTERSCHOT'

	ELEMENT	NO
	'TRICA1'	61
	'RECCA1'	62
	'TRICA1'	63
I=0,1)	'RECCA1'	64+I
	'TRICA1'	66
I=0,2)	'RECCA1'	67+I
	'TRICA1'	70
I=0,3)	'RECCA1'	71+I
	'TRICA1'	75
	'TRICA1'	76
	'GUACA1'	77
I=0,3)	'RECCA1'	78+I
	'TRICA1'	82
I=0,5)	'RECCA1'	83+I
	'TRICA1'	89
I=0,6)	'RECCA1'	90+I
I=0,4)	'RECCA1'	97+I
	'TRICA1'	102
	'GUACA1'	103
	'RECCA1'	104

'ONTLASTPLAAT'

	ELEMENT	NO
J=0,7) I=0,5)	'RECCA1'	105+I+J*6

*MASTER

EXPAND TABLE 'COORDINATEN'

EXPAND TABLE 'ELEMENTEN'

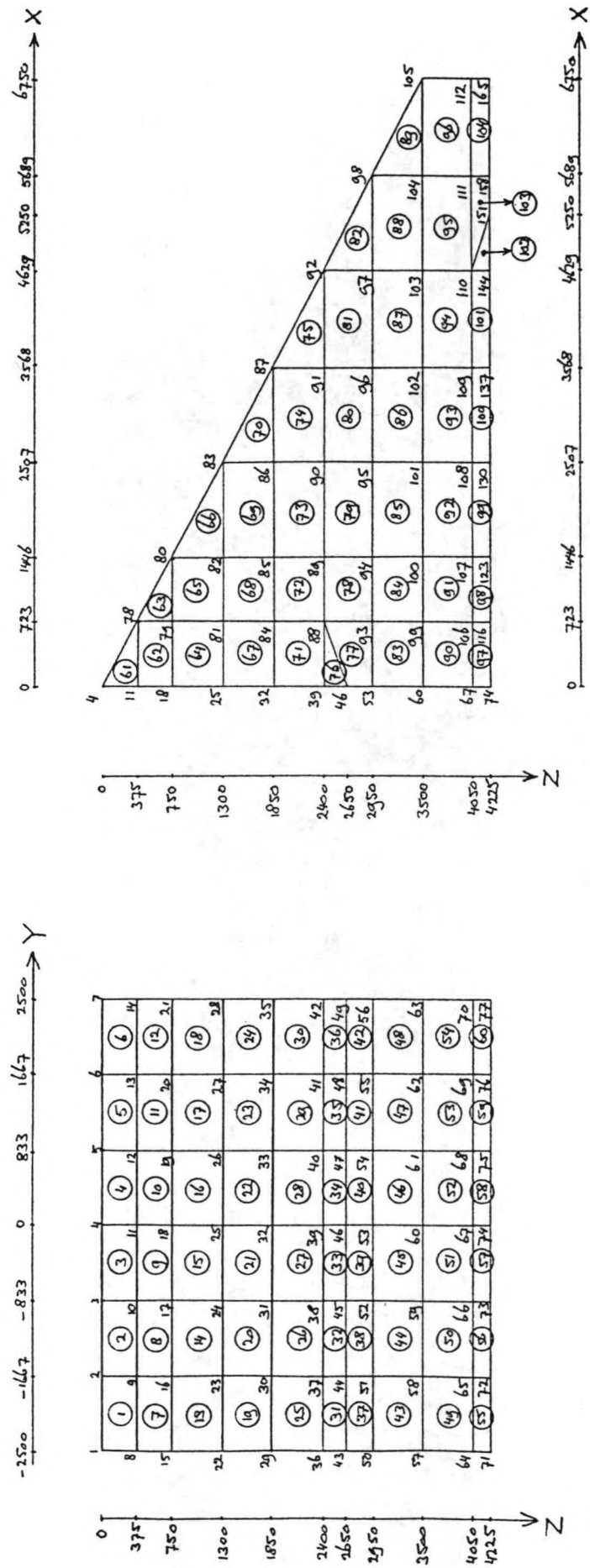
REKEN EIGENGEWICHT IS BELGEV 1

*SAVE

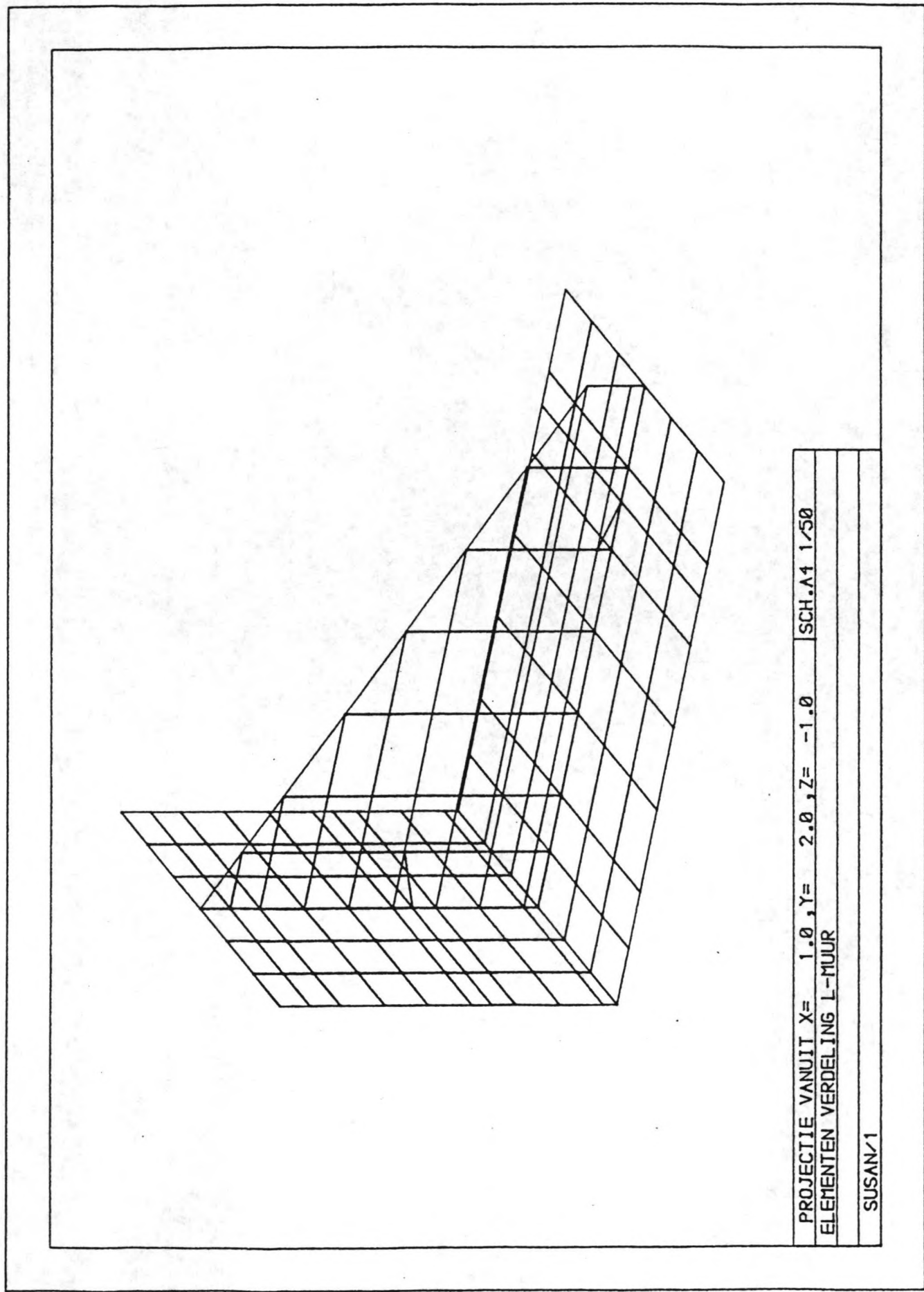
*EXIT


```
*GENESYS
*RESTART 'SUSAN/1' FROM 'LM'
JOB BEREKENING PREFAB SLUISWAND-ELEMENT
MINIMISE WORKFILE SIZE
LIMIT TITLES TO 2000
*TABLES
'COMBINATIES'
COMB BELGEV VERMFAC
1 1,2,4 1.4,1.4,21. "BOUWFASE / SYM. BOVENBEL.
2 1,2,5 1.4,1.4,21. "BOUWFASE / ASYM. BOVENBEL.
3 1,2,4,6 1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ SYM./5,75+/BOLDERKR.
4 1,2,5,6 1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ASYM./5,75+/BOLDERKR.
5 1,2,3,4,6 1.7,1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ SYM./7,50+/BOLDERKR.
6 1,2,3,5,6 1.7,1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ASYM./7,50+/BOLDERKR.
7 1,2,3,4,7 1.7,1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ SYM./7,50+/1e HAALK.
8 1,2,3,5,7 1.7,1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ASYM./7,50+/1e HAALK.
9 1,2,3,4,8 1.7,1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ SYM./7,50+/2e HAALK.
10 1,2,3,5,8 1.7,1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ASYM./7,50+/2e HAALK.
11 1,2,3,4,9 1.7,1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ SYM./7,50+/3e HAALK.
12 1,2,3,5,9 1.7,1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ASYM./7,50+/3e HAALK.
13 1,2,3,4,10 1.7,1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ SYM./7,50+/4e HAALK.
14 1,2,3,5,10 1.7,1.7,1.7,17.,1.7 "GEBRUIKSF./ASYM./7,50+/4e HAALK.
15 1,2,11 1.7,1.7,1.7 "GEBRUIKSFASE / SCHEEPSSTOOT
*MASTER
DRUK SPANNINGEN VAN TABEL 'ONTLASTPLAAT' VOOR COMB 1,2,3,4
DRUK SPANNINGEN VAN TABEL 'KOLKWAND' VOOR COMB 1,2,5-6,15
DRUK SPANNINGEN VAN TABEL 'ACHTERSCHOT' VOOR COMB 1,2,3,4,5,6,7,8,9,...
10,11,12,13,14,15
*FINISH
*EXIT
```

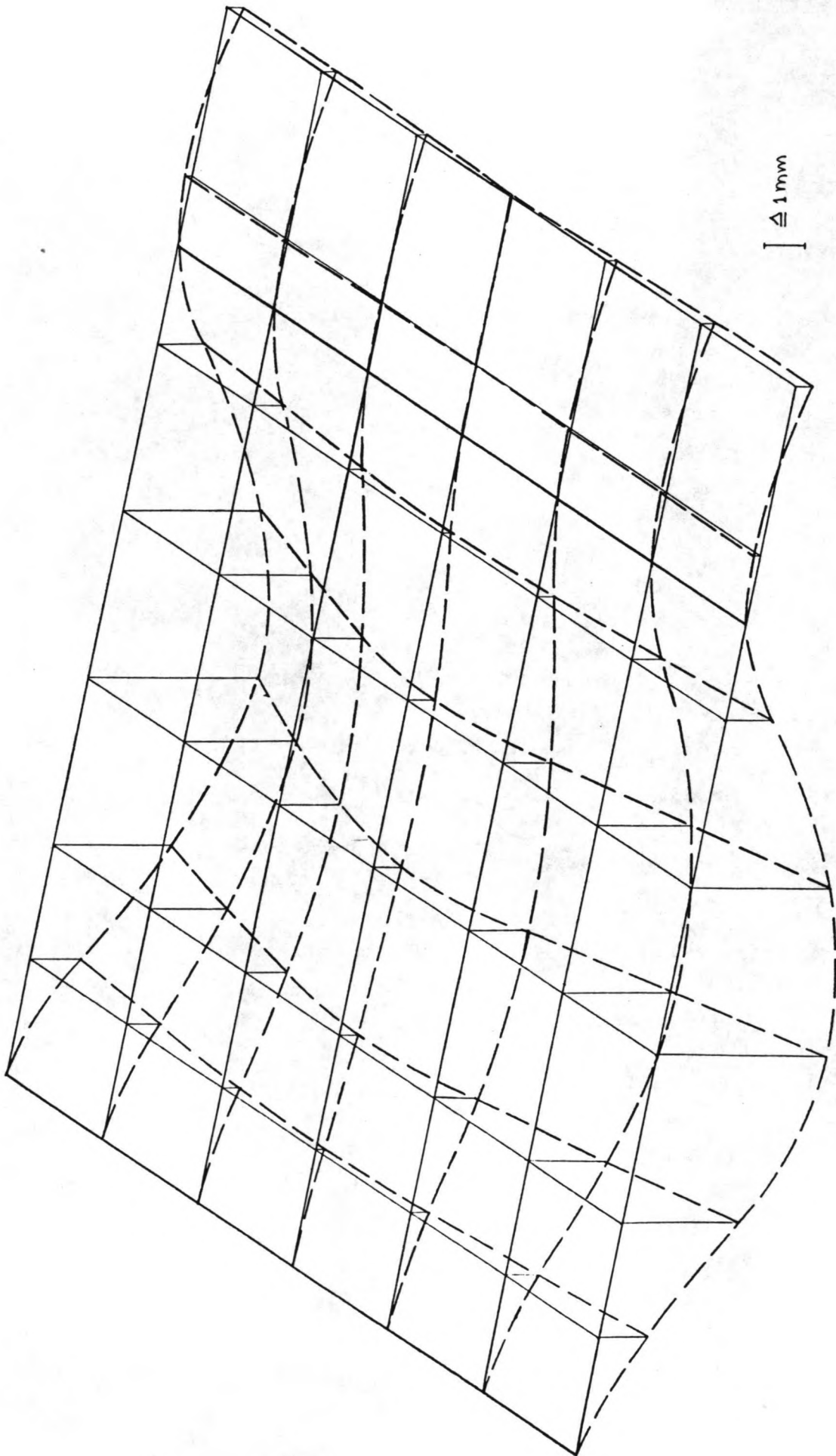
```
*GENESYS
*RESTART 'SUSAN/1' FROM 'LM'
JOB BEREKENING PREFAB SLUISWAND-ELEMENT
MINIMISE WORKFILE SIZE
LIMIT TITLES TO 2000
*TABLES
'COMBINATIES'
COMB BELGEV VERMFAC
1 1,2,4,6 1.,1.,10.,1. "GEBRUIKSF./ SYM./5,75+/BOLDERKR.
2 1,8,11 1.,1.,1. "GEBRUIKSFASE / SCHEEPSSTOOT
*MASTER
DRUK VERPLAATSINGEN VOOR ALCOMB
*FINISH
*EXIT
```



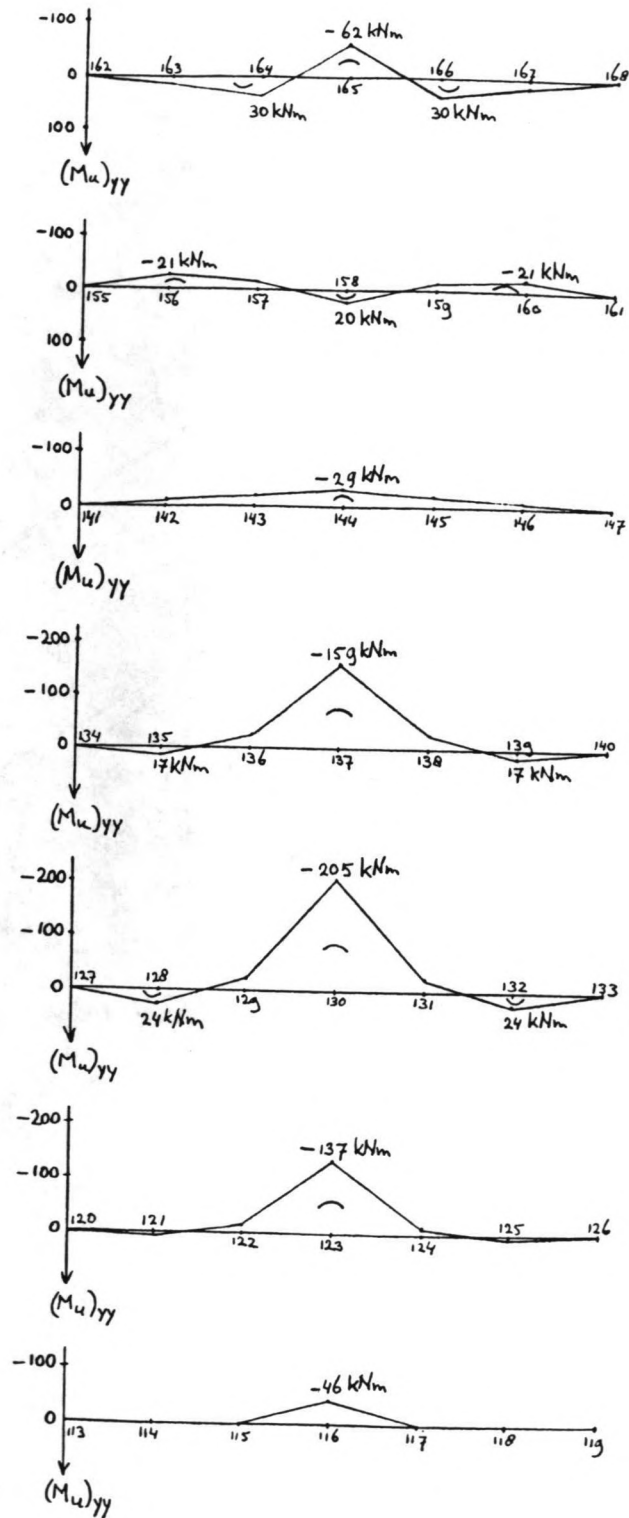
figuur B.39 De elementenverdeling van een L-muur element met element- en knoopnummering.



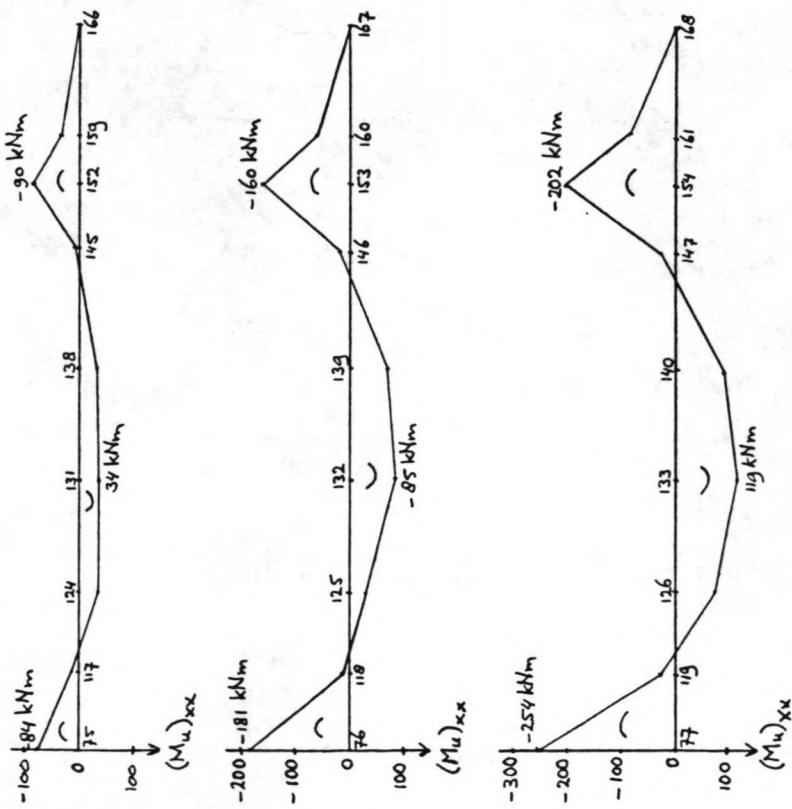
figuur B.40 Een ruimtelijke weergave van het elementennet.



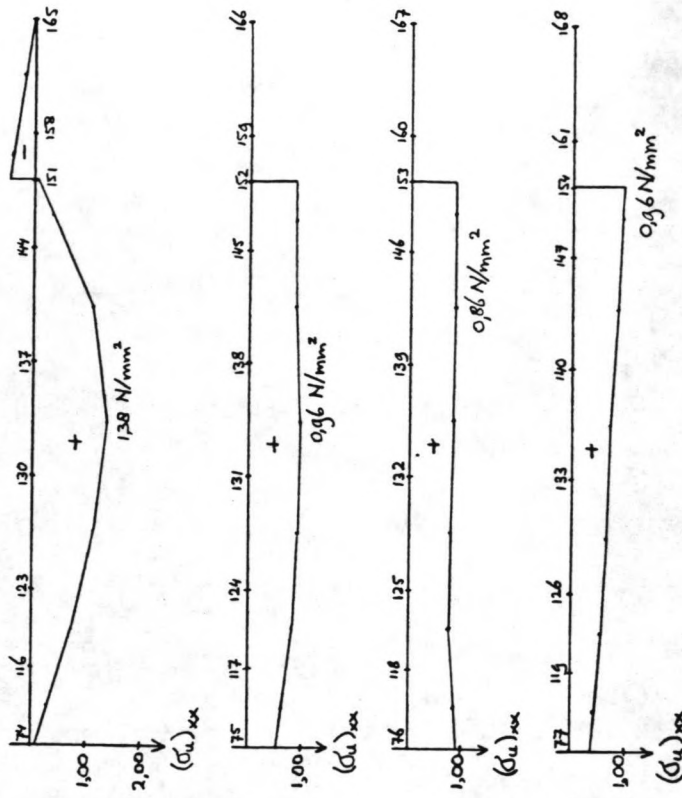
figuur B.41 Vervormingen van de ontlastplaat bij belastingcombinatie 3.



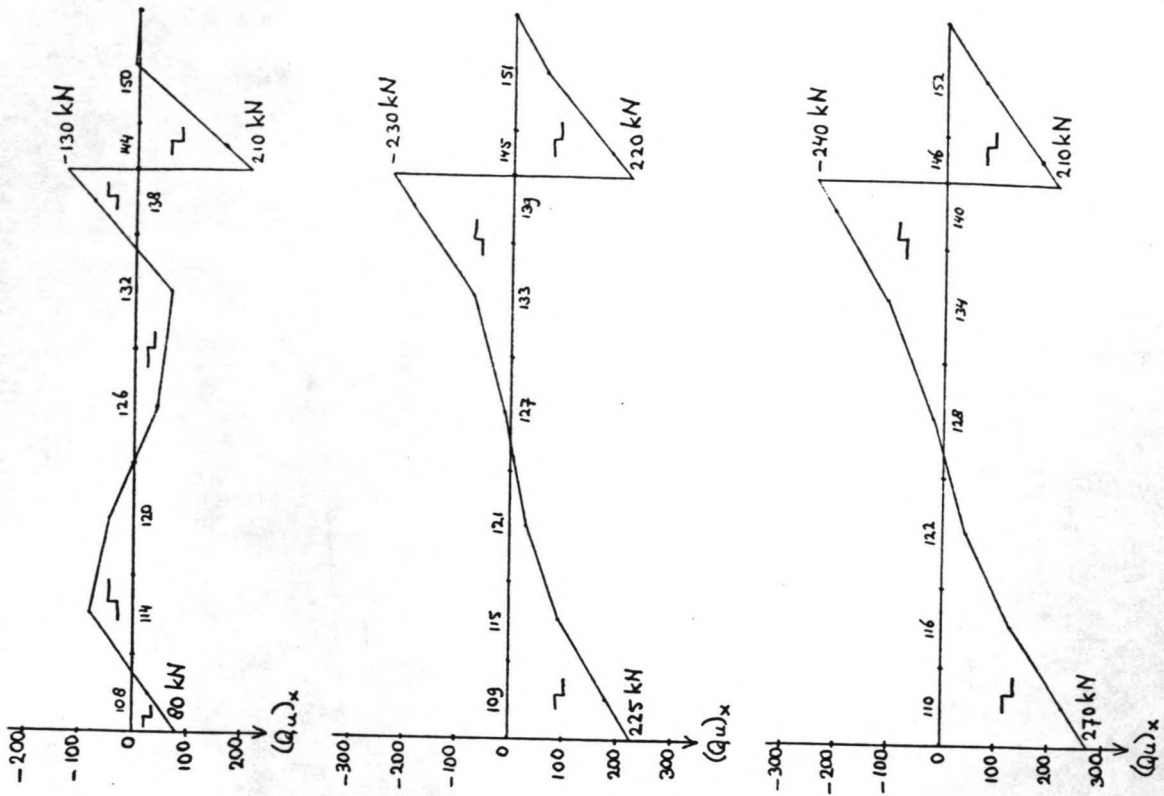
figuur B.42.a Momenten $(M_u)_{yy}$ in de ontlastplaat (belastingcombinatie 3).



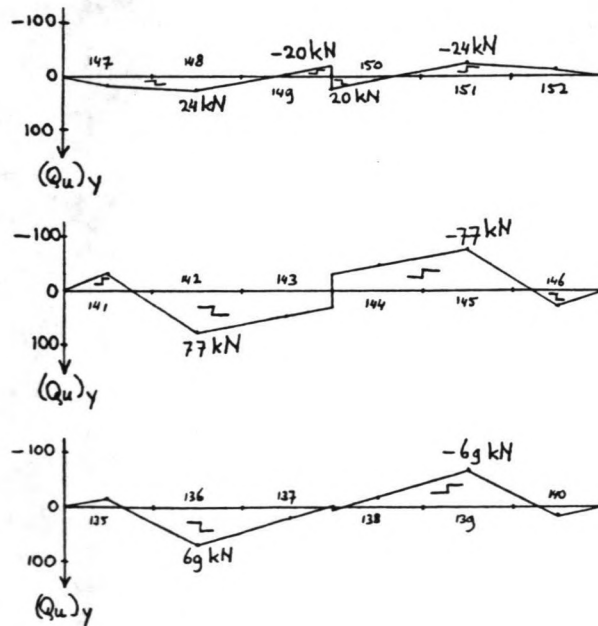
figuur B.42.b Momenten $(M_u)_{xx}$ in de ontlastplaat (belastingcombinatie 3).



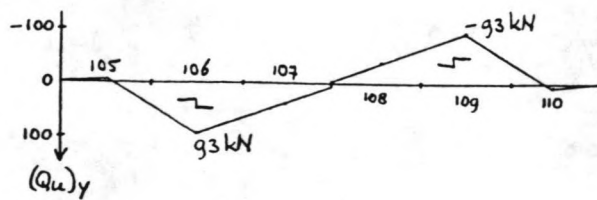
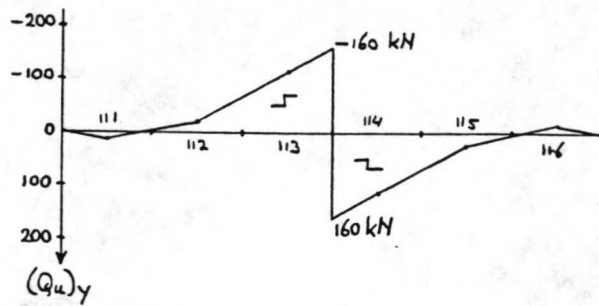
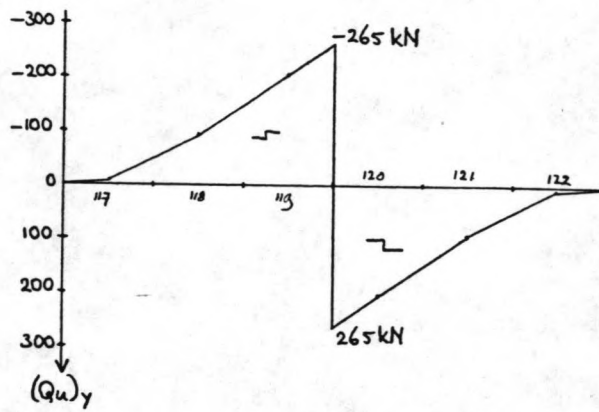
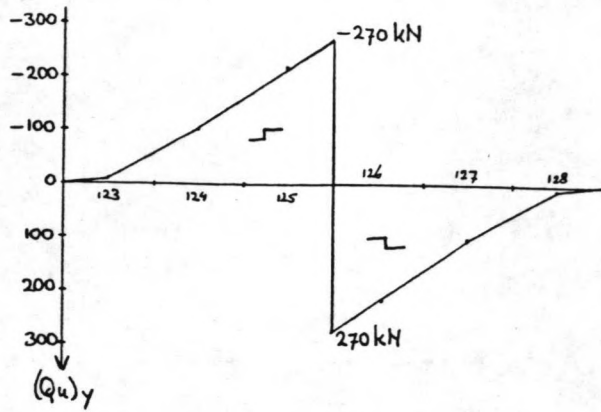
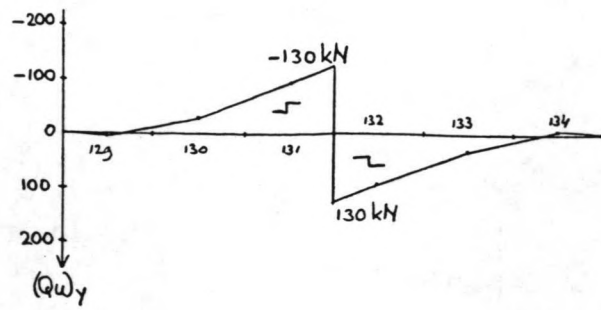
figuur B.42.c Normaalspanningen $(\sigma_u)_{xx}$ in de ontlastplaat (combinatie 3).



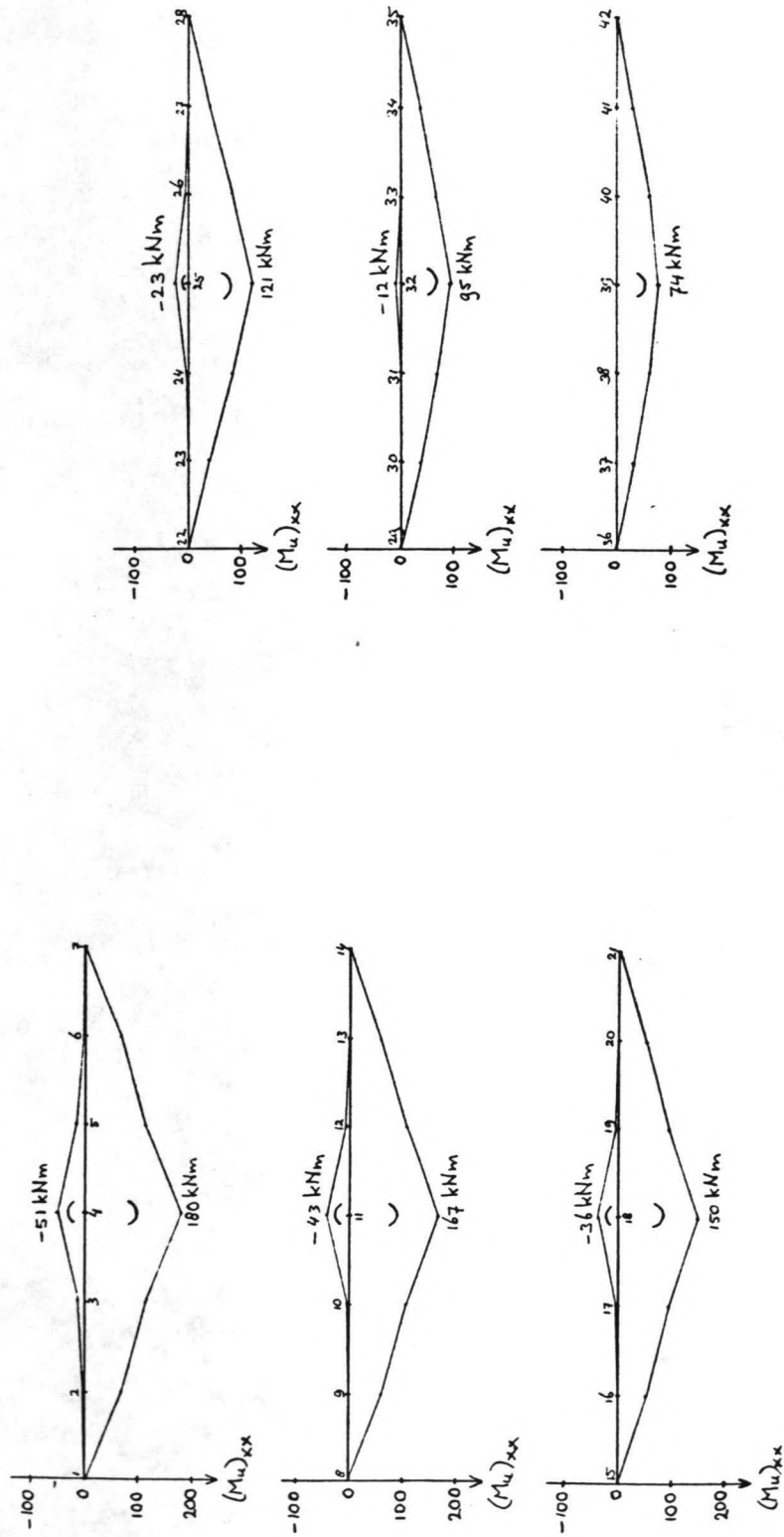
figuur B.42.d Dwarskrachten $(Q_u)_x$ in de ontlastplaat (belastingcombinatie 3).



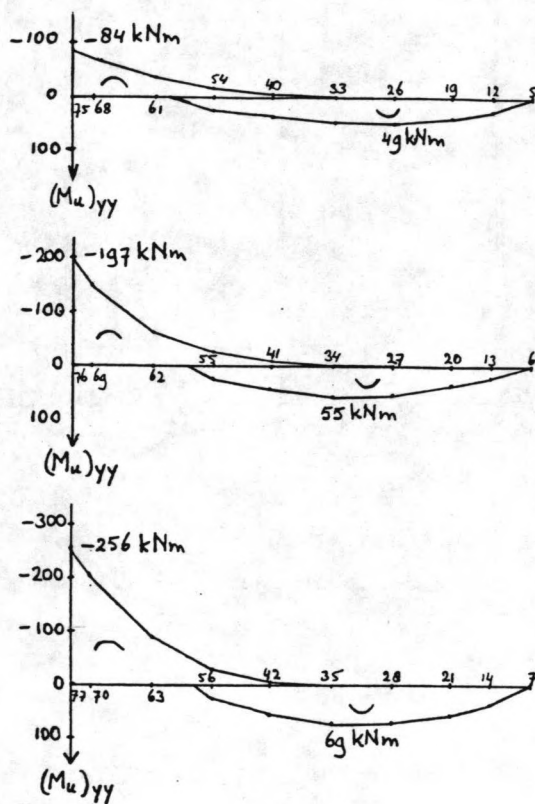
figuur B.42.e Dwarskrachten $(Q_u)_y$ in de ontlastplaat (belastingcombinatie 3).



figuur B.42.e Dwarskrachten $(Q_u)_y$ in de ontlastplaat (belastingcombinatie 3), vervolg.



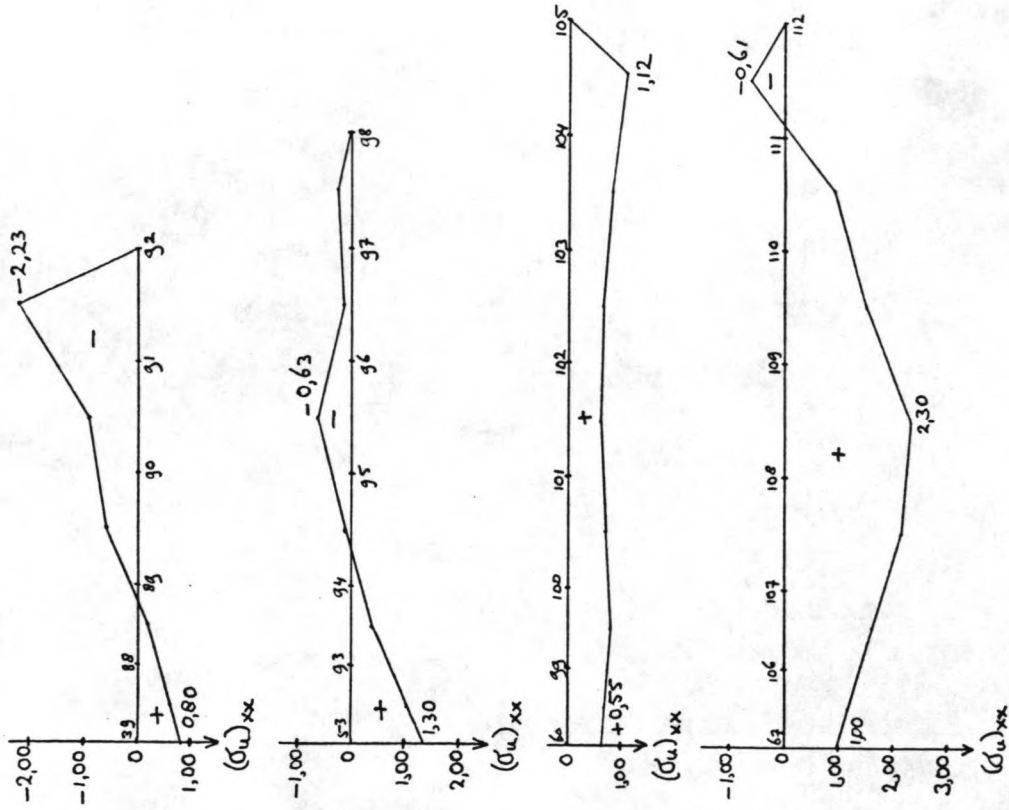
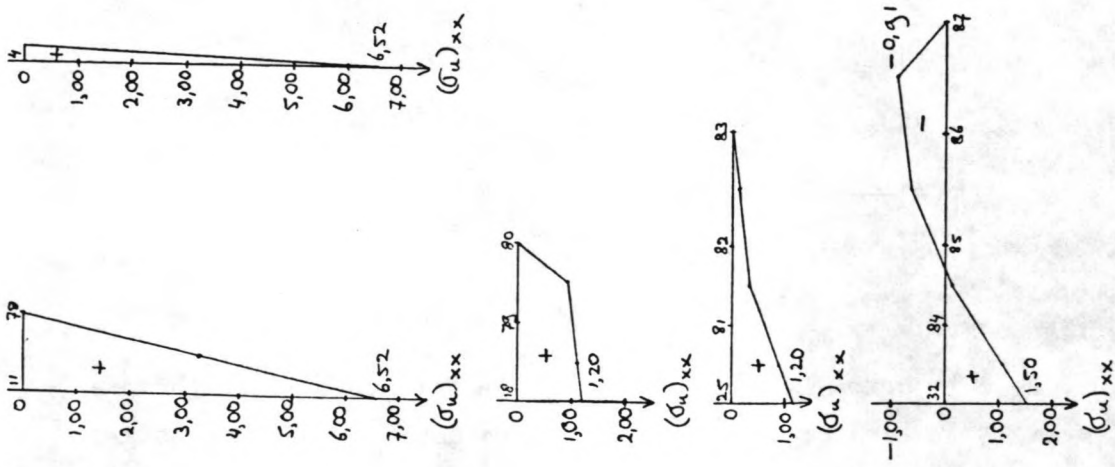
figuur B.42.f Momenten $(M_u)_{xx}$ in de kolkwand (belastingcombinaties 1, 5, 15).



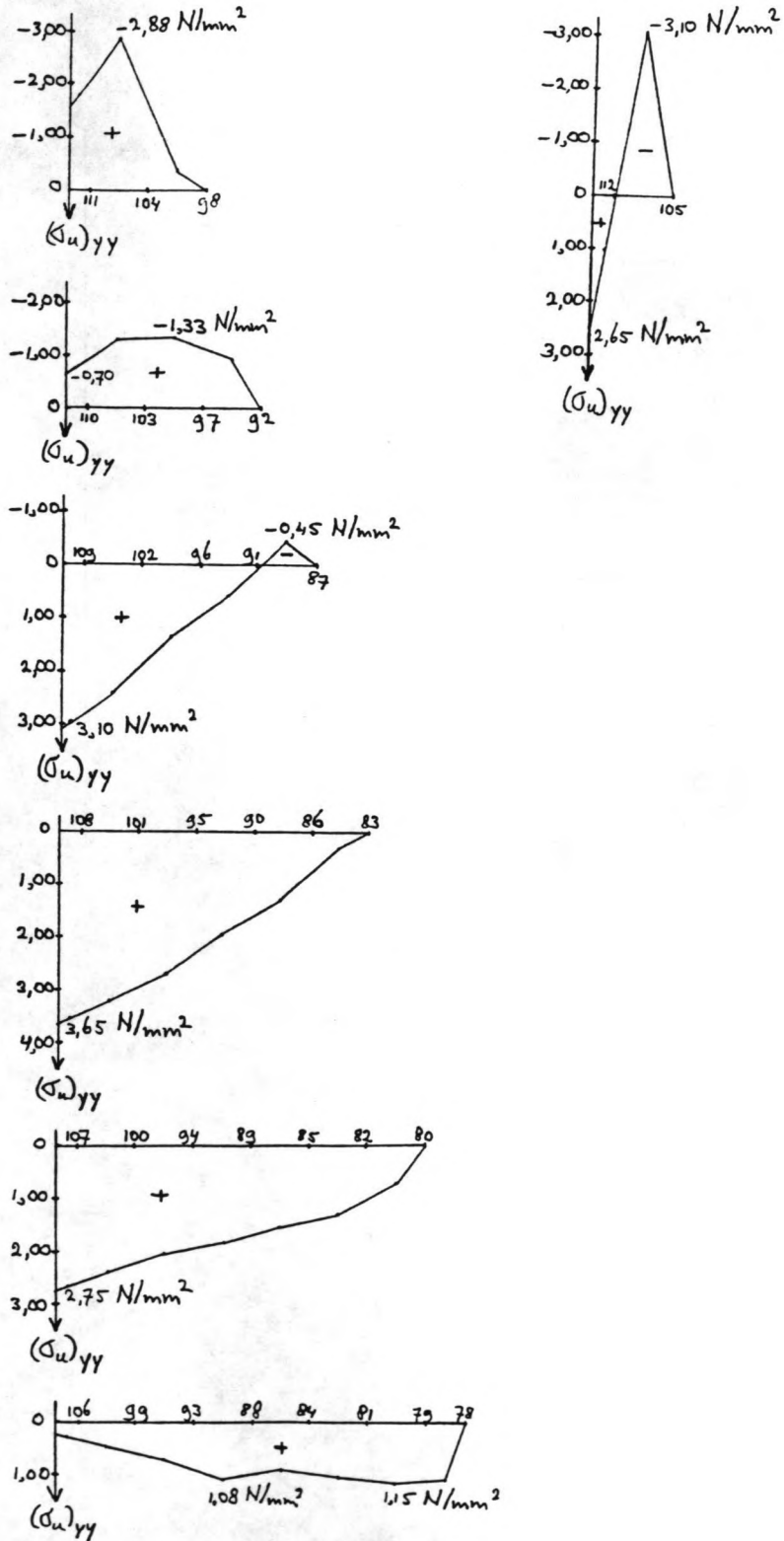
figuur B.42.g Momenten $(M_u)_{yy}$ in de kolkwand (belastingcombinaties 6, 15).



figuur B.42.h Momenten $(M_u)_{xx}$ in het achterschot (belastingcombinatie 15).



figuur B.42.1 Normaalspanningen $(\sigma_u)_{xx}$ in het achterschot (belastingcombinaties 3, 5, 7, 9, 11, 13). Asymmetrische bovenbelasting (belastingcombinaties 4, 6, 8, 10, 12, 14) geeft ca. 5% lagere waarden en een verwaarloosbaar moment ($M_u < 1$ kNm) in het achterschot.



figuur B.42.j Normaalspanningen $(\sigma_u)_{yy}$ in het achtershot (belastingcombinatie 3). Asymmetrische bovenbelasting (belastingcombinatie 4) geeft ca. 5% lagere waarden en een verwaarloosbaar moment ($M_u < 3,28 \text{ kNm}$) in het achtershot.

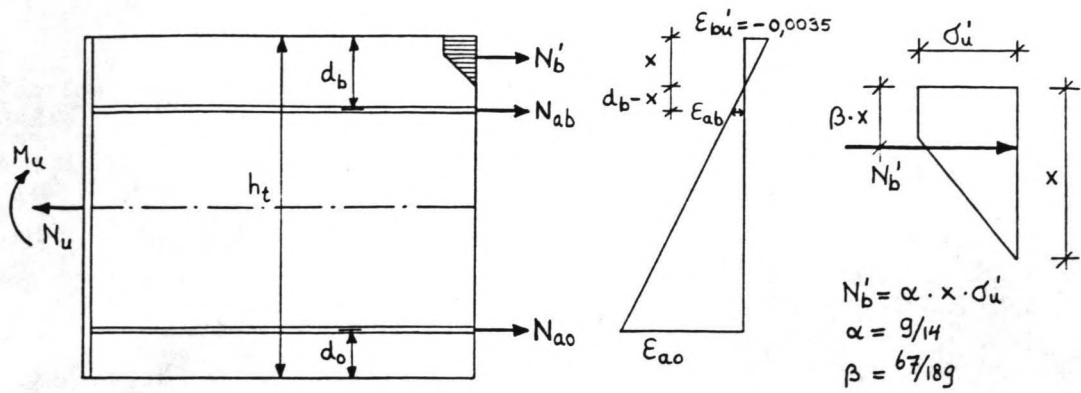
De berekening van de wapening van de L-wand

Met betrekking tot de berekening van de wapening van de L-wand kunnen reeds van te voren een aantal opmerkingen worden gemaakt:

- 1 - de ontlastplaat van de L-wand (1^e stort) wordt in verband met afschuifproblemen (zie aldaar) vervaardigd van beton met een kwaliteit B 45. Voor het overige (2^e stort) wordt gebruik gemaakt van beton met een kwaliteit B 30. Wanneer aan het B 45-beton een superplastificeerder wordt toegevoegd, is het zelfs nog mogelijk het beton met een trilnaald te verdichten;
- 2 - de kwaliteit van het gebruikte wapeningsstaal is FeB 500;
- 3 - bij de verticale vlakken (achterschot en kolkwand) is de verticale wapening in de buitenste laag gekozen, teneinde vorming van grindnesten tussen de horizontale wapening en de bekisting zo veel mogelijk tegen te gaan;
- 4 - zo veel mogelijk is uitgegaan van een betondekking van 40 mm, behalve bij het dunne achterschot (35 mm) en de dagzijde van de kolkwand, waar in verband met slijtage voor een grotere dekking (50 mm) is gekozen;
- 5 - de wapeningstekening van de L-wand, met bijbehorende buigstaat, is te vinden in bijlage 11;
- 6 - evenals dit bij de berekening van de diepwand is gedaan, wordt ook hier de wapening per m¹ plaatbreedte berekend.

De ontlastplaat

Uit de computeruitvoer valt op te maken dat de ontlastplaat behalve op buiging, ook nog op trek wordt belast (zie figuur B.42.c). Deze normaaltrekkracht is te groot om te verwaarlozen, zodat bij de berekening van de wapening geen gebruik kan worden gemaakt van de gebruikelijke tabellen. Het is noodzakelijk de langswapening (onder en boven), òf met een computerberekening, òf met een handberekening te bepalen. Hier wordt de handberekening gebruikt. Wanneer voor normaalkrachten en -spanningen trek als positief wordt aangehouden, is de afleiding van de onbekende onderwapening, bij bekende bovenwapening, als volgt:



figuur B.43 Krachten- en momenten-evenwicht in een betondoorsnede met onder- en bovenwapening.

$$\epsilon_{ab} = -\epsilon_{bu}' \cdot \frac{d_b - x}{x}$$

$$\epsilon_{a0} = -\epsilon_{bu}' \cdot \frac{h_t - x - d_o}{x}$$

$$\Sigma N = 0: N_u = N_b' + N_{ab} + N_{a0} \quad \Rightarrow \quad (1)$$

$$N_u = \alpha \cdot b \cdot x \cdot \sigma_u' + A_b \cdot \sigma_{ab} + A_o \cdot f_a \quad (2)$$

$$\sigma_{ab} = -E_a \cdot \epsilon_{bu}' \cdot \frac{d_b - x}{x} \quad \Rightarrow \quad (3)$$

$$N_{ab} = -E_a \cdot A_b \cdot \epsilon_{bu}' \cdot \frac{d_b - x}{x} \quad (4)$$

$$\Sigma M = 0: M_u = N_u \cdot (\frac{1}{2} \cdot h_t - d_o) - N_b' \cdot (h_t - d_o - \beta x) + N_{ab} \cdot (h_t - d_o - d_b) \quad \Rightarrow \quad (5)$$

$$M_u = N_u \cdot (\frac{1}{2} \cdot h_t - d_o) - \alpha \cdot b \cdot x \cdot \sigma_u' \cdot (h_t - d_o - \beta x) + E_a \cdot A_b \cdot \epsilon_{bu}' \cdot \frac{d_b - x}{x} \cdot (h_t - d_o - d_b) \quad \Leftrightarrow$$

$$M_u \cdot x - \{N_u \cdot (\frac{1}{2} \cdot h_t - d_o)\} \cdot x + \alpha \cdot b \cdot x^2 \cdot \sigma_u' \cdot (h_t - d_o - \beta x) +$$

$$- E_a \cdot A_b \cdot \epsilon_{bu}' \cdot (h_t - d_o - d_b) \cdot (d_b - x) = 0 \quad \iff$$

$$\{-\alpha \cdot \beta \cdot b \cdot \sigma_u'\} \cdot x^3 + \{\alpha \cdot b \cdot \sigma_u' \cdot (h_t - d_o)\} \cdot x^2 +$$

$$\{M_u - N_u \cdot (\frac{1}{2} \cdot h_t - d_o) + E_a \cdot A_b \cdot \epsilon_{bu}' \cdot (h_t - d_o - d_b)\} \cdot x +$$

$$- E_a \cdot A_b \cdot \epsilon_{bu}' \cdot d_b \cdot (h_t - d_o - d_b) = 0 \quad (6)$$

Hieruit is de hoogte van de drukzone x op te lossen. Substitutie van x in (3) levert σ_{ab} en x in (2) levert de gevraagde A_o .

Onderwapening van de ontlastplaat in de x-richting (langswapening)

Bij de bovenstaande afleiding wordt de bovenwapening verondersteld bekend te zijn. Dat is hier niet het geval, zodat een schatting moet worden gemaakt. Stel de bovenwapening $\varnothing 20 - 150$ mm (2094 mm²). Hieruit volgt:

$$d_b = c + \frac{\varnothing}{2} = 40 + \frac{20}{2} = 50 \text{ mm}$$

Schat de onderwapening $\varnothing 16$, zodat $d_o = 40 + 8 = 48$ mm

$$M_u = 119 \text{ kNm}$$

$$(\sigma_u)_{xx} = 0,7 \text{ N/mm}^2, \text{ zodat: } N_d = 0,7 \cdot 1000 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 245 \text{ kN}$$

Substitutie van deze waarden in de bovenstaande vergelijkingen levert:

$$\begin{aligned} x &= 35,9 \text{ mm} \\ \epsilon_{ab} &= 1,4 \text{ ‰} \\ \sigma_{ab} &= 288,8 \text{ N/mm}^2 \\ \epsilon_{ao} &= 25,9 \text{ ‰} \\ \sigma_{ao} &= 500 \text{ N/mm}^2 \\ (A_{ao})_{\text{benodigd}} &= 942 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Neem: $A_{ao} = \varnothing 16 - 150$ mm (1340 mm²)

Controle op de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \cdot \frac{c}{c_{\min}} = 0,25 \cdot \frac{40}{30} = 0,33 \text{ mm}$$

$$\xi_3 = 8 - 16 \cdot \frac{e}{h_t} = 8 - 16 \cdot \frac{119 \cdot 10^6 / 245 \cdot 10^3}{350} = -14,2 < 4$$

$$\xi_3 = 4$$

$$x = 35,9 \text{ mm} \rightarrow h_t - x = 350 - 35,9 = 314 \text{ mm}$$

$$h_e = h_o = 8 \cdot \phi_{km} + \bar{c} = 8 \cdot 16 + 40 = 168 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\phi_{km}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 40 + 4 \cdot \frac{16}{100 \cdot 1340} \cdot 1000 \cdot 168 = 160 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{942}{1340} = 207 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De scheurwijdte } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$$

$$w = 0,8 \cdot 207 \cdot 160 \cdot 10^{-5} = 0,26 \text{ mm} \quad \text{voldoet!}$$

Bovenwapening van de ontlastplaat in de x-richting (langswapening)

Omdat boven de steunpunten van de ontlastplaat (diepwand en kesp) de drukzone van het beton onder ligt, dienen in dit geval de subscripten "boven" (_b) en "onder" (_o) in de eerder vermelde vergelijkingen onderling te worden verwisseld. Voor het overige blijven de vergelijkingen identiek.

Er is reeds een schatting gemaakt van de diameter van de bovenwapening: ϕ 20 mm.

$$\text{Er geldt dus: } d_b = 40 + \frac{1}{2} \cdot 20 = 50 \text{ mm;}$$

$$d_o = 48 \text{ mm.}$$

Boven de diepwand geldt:

$$M_u = 254 \text{ kNm}$$

$$(\sigma_u)_{xx} = 0,4 \text{ N/mm}^2, \text{ zodat: } N_d = 0,4 \cdot 1000 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 140 \text{ kN}$$

Substitutie van deze waarden in de bovenstaande vergelijkingen levert:

$$\begin{aligned} x &= 41,6 \text{ mm} \\ \epsilon_{a0} &= 0,5 \% \\ \sigma_{a0} &= 113 \text{ N/mm}^2 \\ \epsilon_{ab} &= 21,7 \% \\ \sigma_{ab} &= 500 \text{ N/mm}^2 \\ (A_{ab})_{\text{benodigd}} &= 1903 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Neem: } A_{a0} = \emptyset 20 - 150 \text{ mm} \quad (2094 \text{ mm}^2)$$

Controle op de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \cdot \frac{c}{c_{\min}} = 0,25 \cdot \frac{40}{30} = 0,33 \text{ mm}$$

$$\xi_3 = 8 - 16 \cdot \frac{e}{h_t} = 8 - 16 \cdot \frac{254 \cdot 10^6 / 140 \cdot 10^3}{350} = -74,9 < 4$$

$$\xi_3 = 4$$

$$x = 41,6 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad h_t - x = 350 - 41,6 = 308 \text{ mm}$$

$$h_e = h_e = 8 \cdot \emptyset_{km} + \bar{c} = 8 \cdot 20 + 40 = 200 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\emptyset_{km}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 40 + 4 \cdot \frac{20}{100 \cdot 2094} \cdot 1000 \cdot 200 = 156 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{1903}{2094} = 267 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De scheurwijdte } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$$

$$w = 0,8 \cdot 267 \cdot 156 \cdot 10^{-5} = 0,33 \text{ mm}$$

voldoet!

Controle boven de kesp

Boven de kesp geldt:

$$M_u = 202 \text{ kNm}$$

$$(\sigma_u)_{xx} = 0,96 \text{ N/mm}^2, \text{ zodat: } N_d = 0,96 \cdot 1000 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 336 \text{ kN}$$

Substitutie van deze waarden in de bovenstaande vergelijkingen levert:

$$\begin{aligned} x &= 36,2 \text{ mm} \\ \epsilon_{a0} &= 1,1 \% \\ \sigma_{a0} &= 239,1 \text{ N/mm}^2 \\ \epsilon_{ab} &= 25,5 \% \\ \sigma_{ab} &= 500 \text{ N/mm}^2 \\ (A_{ab})_{\text{benodigd}} &= 1708 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Controle op de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \cdot \frac{c}{c_{\min}} = 0,25 \cdot \frac{40}{30} = 0,33 \text{ mm}$$

$$\xi_3 = 8 - 16 \cdot \frac{e}{h_t} = 8 - 16 \cdot \frac{202 \cdot 10^6 / 336 \cdot 10^3}{350} = -19,5 < 4$$

$$\xi_3 = 4$$

$$x = 36,2 \text{ mm} \rightarrow h_t - x = 350 - 36,2 = 314 \text{ mm}$$

$$h_e = h_e = 8 \cdot \phi_{km} + \bar{c} = 8 \cdot 20 + 40 = 200 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\phi_{km}}{100 A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 40 + 4 \cdot \frac{20}{100 \cdot 2094} \cdot 1000 \cdot 200 = 156 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{1903}{2094} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De scheurwijdte } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$$

$$w = 0,8 \cdot 240 \cdot 156 \cdot 10^{-5} = 0,30 \text{ mm}$$

voldoet!

Bovenwapening van de ontlastplaat in de y-richting (dwarswapening)

$$M_u = 205 \text{ kNm}$$

$$c = 40 + 20 = 60 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Schat wapening } \varnothing 25 \text{ mm, zodat: } h &= h_t - \bar{c} - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_k \\ &= 350 - 60 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 277,5 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{205}{1 \cdot 0,2775^2} = 2662 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Hieruit volgt: } (\omega_0)_{\text{benodigd}} &= 0,56 \% \\ (A_a)_{\text{benodigd}} &= 1543 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

In verband met de beperking van de scheurwijdte (zie aldaar) wordt gekozen voor: $\varnothing 25 - 200 \text{ mm}$ (2454 mm^2)

Controle op de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \frac{c}{c_{\min}} = 0,25 \frac{40}{30} = 0,33 \text{ mm}$$

$$\xi_3 = 4$$

$$x = 33 \text{ mm} \rightarrow h_t - x = 350 - 33 = 317 \text{ mm}$$

$$h_e = h_e = 8 \cdot \varnothing_{km} + \bar{c} = 8 \cdot 25 + 60 = 260 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\varnothing_{km}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 60 + 4 \cdot \frac{25}{100 \cdot 2454} \cdot 1000 \cdot 260 = 226 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{1543}{2454} = 185 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De scheurwijdte } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$$

$$w = 0,8 \cdot 185 \cdot 226 \cdot 10^{-5} = 0,33 \text{ mm}$$

voldoet!

Onderwapening van de ontlastplaat in de y-richting (dwarswapening)

Volgens de berekeningen treedt aan de onderzijde van de plaat in y-richting (dwarsrichting) geen moment op. Wel is een moment te verwachten wanneer de L-wand tijdens het bouwproces of het transport bijvoorbeeld op een paar houten blokken wordt gelegd.

Neem praktische wapening: $\emptyset 20 - 200 \text{ mm}$ (1571 mm^2)

Controle op dwarskracht voor de gehele ontlastplaat

De maximum optredende dwarskracht in de rekenfase bedraagt:

$Q_u = 270 \text{ kN}$ (in beide richtingen).

langsrichting:

$$h = h_t - \bar{c} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset_k = 350 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 300 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{T_d}{b \cdot h} = \frac{270 \cdot 10^3}{1000 \cdot 300} = 0,90 \text{ N/mm}^2 < \tau_1 (= 1,00 \text{ N/mm}^2)$$

dwarsrichting:

$$h = h_t - \bar{c} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset_k = 350 - 56 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 284 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{T_d}{b \cdot h} = \frac{270 \cdot 10^3}{1000 \cdot 284} = 0,95 \text{ N/mm}^2 < \tau_1 (= 1,00 \text{ N/mm}^2)$$

De verankeringslengten van de wapeningsstaven in B45 bij c = 40 mm

$$\varnothing 12 \text{ mm: } f_d = (1,86 + 0,316 \cdot \frac{c}{\varnothing_k}) \cdot f_b - 0,15$$

$$f_d = (1,86 + 0,316 \cdot \frac{40}{12}) \cdot 2,0 - 0,15 = 5,68 \text{ N/mm}^2$$

$$l_d = \frac{1}{4} \cdot \varnothing_k \cdot \frac{f_a}{f_d}$$

$$l_d = \frac{1}{4} \cdot 12 \cdot \frac{500}{5,68} = 270 \text{ mm}$$

$$\varnothing 16 \text{ mm: } f_d = (1,86 + 0,316 \cdot \frac{40}{16}) \cdot 2,0 - 0,15 = 5,15 \text{ N/mm}^2$$

$$l_d = \frac{1}{4} \cdot 16 \cdot \frac{500}{5,15} = 390 \text{ mm}$$

$$\varnothing 20 \text{ mm: } f_d = (1,86 + 0,316 \cdot \frac{40}{20}) \cdot 2,0 - 0,15 = 4,83 \text{ N/mm}^2$$

$$l_d = \frac{1}{4} \cdot 20 \cdot \frac{500}{4,83} = 520 \text{ mm}$$

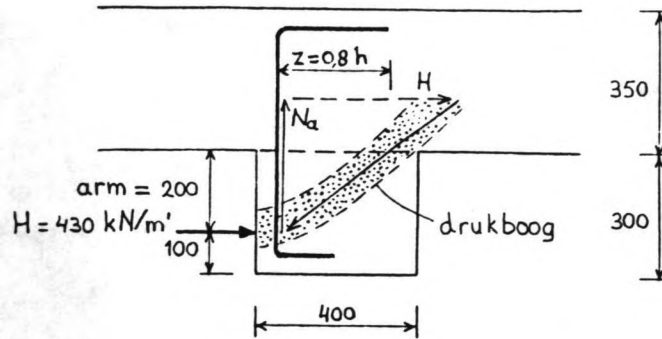
$$\varnothing 25 \text{ mm: } f_d = (1,86 + 0,316 \cdot \frac{40}{25}) \cdot 2,0 - 0,15 = 4,58 \text{ N/mm}^2$$

$$l_d = \frac{1}{4} \cdot 20 \cdot \frac{500}{4,58} = 690 \text{ mm}$$

Berekening van de wapening in de tand

De tandverbinding tussen de L-wand en de kesp wordt het zwaarst belast bij een hoge grondwaterstand (NAP + 7,50 m) en met aanwezigheid van een bolderkracht (belastingcombinatie 5). De over te brengen horizontale belasting bedraagt dan in de rekenfase maximaal 430 kN/m¹.

De wapening in de tandverbinding wordt berekend alsof de tand een console is (zie lit. [14]). Wanneer de over te brengen horizontale kracht wordt voorgesteld als een lijnlast, komt de krachtswerking van de "console" er uit te zien als in figuur B.44 voorgesteld.



figuur B.44 Krachtswerking in de tandverbinding.

Bij berekeningen van consoles wordt de inwendige hefboomsarm meestal aangehouden als $z = 0,8 \cdot h$ (aan de veilige kant dus). Nu is uit te rekenen:

$$N_{au} = \frac{M_u}{z} = \frac{H \cdot \text{arm}}{z} = \frac{430 \cdot 10^3 \cdot 200}{0,8 \cdot 350} = 307143 \text{ N}$$

Omdat de werking van consoles door de geringe afmetingen nogal kritisch ligt, wordt meestal een extra veiligheidscoëfficiënt van bijvoorbeeld 1,15 ingevoerd. Houdt men daarmee rekening, dan wordt gevonden:

$$(A_a)_{ben} = \frac{N_{au}}{f_a} \cdot 1,15 = \frac{307143}{500} \cdot 1,15 = 706 \text{ mm}^2$$

Neem als praktische wapening: $\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$ (1340 mm^2). De verankeringslengte hiervan is 390 mm, maar omdat de wapening niet ten volle wordt benut, kan worden gerekend met de gereduceerde verankeringslengte:

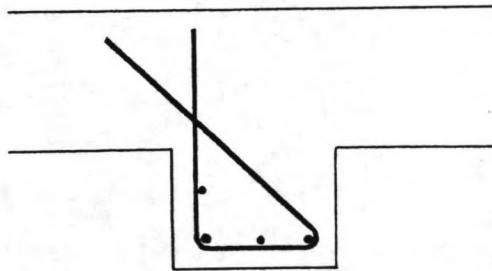
$$l_{dr} = \frac{706}{1340} \cdot 390 = 210 \text{ mm.}$$

Hierdoor kan de bovenste ombuiging in de wapening, zoals getekend in figuur B.44, vervallen.

Controle op afschuiving:

$$\tau_d = \frac{T_d}{b \cdot h} = \frac{430 \cdot 10^3}{1000 \cdot 350} = 1,23 \text{ N/mm}^2 > \tau_1$$

Het verschil ($0,23 \text{ N/mm}^2$) moet worden opgevangen door afschuifwapening. Wanneer men de hoofdwapening in de "console" doortrekt en schuin terugbuigt, zoals in figuur B.45 voorgesteld, heeft men een eenvoudige doch doeltreffende afschuifwapening.



figuur B.45 Hoofdwapening en afschuifwapening gecombineerd in één staaf.

Omdat het goed denkbaar is dat de tandverbinding bij een zware scheepsstoot tegen de kolkwand in de tegenovergestelde richting wordt belast, is het vanzelfsprekend om ook aan de achterzijde van de tand symmetrisch gelijkvormige wapening te leggen.

De kolkwand

De verticale wapening aan de grondzijde van de kolkwand

$$M_u = 256 \text{ kNm}$$

$$c = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Schat wapening } \varnothing 16 \text{ mm, zodat: } h &= h_t - c - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_k \\ &= 500 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 16 = 452 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{256}{1 \cdot 0,452^2} = 1253 \text{ kN/m}^2$$

Hieruit volgt: $(\omega_0)_{\text{benodigd}} = 0,26 \%$
 $(A_a)_{\text{benodigd}} = 1167 \text{ mm}^2$

Neem: $\emptyset 16 - 150 \text{ mm (1340 mm}^2)$

Controle op de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \cdot \frac{c}{c_{\text{min}}} = 0,25 \cdot \frac{40}{30} = 0,33 \text{ mm}$$

$$\xi_3 = 4$$

$$x = 38 \text{ mm} \rightarrow h_t - x = 500 - 38 = 462 \text{ mm}$$

$$h_e = h_e = 8 \cdot \emptyset_{\text{km}} + \bar{c} = 8 \cdot 16 + 40 = 168 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\emptyset_{\text{km}}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 40 + 4 \cdot \frac{16}{100 \cdot 1340} \cdot 1000 \cdot 168 = 160 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{1167}{1340} = 256 \text{ N/mm}^2$$

De scheurwijdte $w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$

$$w = 0,8 \cdot 256 \cdot 160 \cdot 10^{-5} = 0,33 \text{ mm}$$

voldoet!

De verticale wapening aan de dagzijde van de kolkwand

$$M_u = 69 \text{ kNm (laag)}$$

Neem praktische wapening: $\emptyset 16 - 150 \text{ mm (1340 mm}^2)$

De horizontale wapening aan de grondzijde van de kolkwand

$$M_u = 51 \text{ kNm (laag)}$$

Neem praktische wapening: $\emptyset 16 - 150 \text{ mm (1340 mm}^2\text{)}$

De horizontale wapening aan de dagzijde van de kolkwand

$$M_u = 180 \text{ kNm}$$

$$c = 50 + 16 = 66 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Schat wapening } \emptyset 16 \text{ mm, zodat: } h &= h_t - c - \frac{1}{2} \cdot \emptyset_k \\ &= 500 - 66 - \frac{1}{2} \cdot 16 = 426 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{180}{1 \cdot 0,426^2} = 992 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hieruit volgt: } (\omega_0)_{\text{benodigd}} = 0,20 \%$$

$$(A_a)_{\text{benodigd}} = 865 \text{ mm}^2$$

Neem praktische wapening: $\emptyset 16 - 150 \text{ mm (1340 mm}^2\text{)}$

Controle op de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \cdot \frac{c}{c_{\text{min}}} = 0,25 \cdot \frac{50}{30} = 0,42 \text{ mm}$$

$$\xi_3 = 4$$

$$x = 28 \text{ mm} \rightarrow h_t - x = 500 - 28 = 472 \text{ mm}$$

$$h_e = h_e = 8 \cdot \emptyset_{km} + \bar{c} = 8 \cdot 16 + 66 = 194 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\emptyset_{km}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 66 + 4 \cdot \frac{16}{100 \cdot 1340} \cdot 1000 \cdot 194 = 225 \text{ mm} > 10 \cdot \emptyset_{km}$$

$$\Delta l = 10 \cdot 16 = 160 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{865}{1340} = 190 \text{ N/mm}^2$$

De scheurwijdte $w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$

$$w = 0,8 \cdot 190 \cdot 160 \cdot 10^{-5} = 0,24 \text{ mm} \quad \text{voldoet!}$$

De verankerings- en laslengten van de wapeningsstaven in B 30

ø 16 mm bij $c = 40 \text{ mm}$: $l_d = 530 \text{ mm}$

ø 16 mm bij $c = 50 \text{ mm}$: $l_d = 490 \text{ mm}$

Het achterschot

Uit de grafieken van figuren B.42.h,i,j valt af te lezen dat de in het achterschot optredende momenten slechts zeer klein zijn, zodat deze voor de berekening van de wapening kunnen worden verwaarloosd. Voor de berekening van de wapening in het achterschot zal dus worden uitgegaan van centrische trek.

De verticale wapening van het achterschot

De maatgevende trekspanning $(\sigma_u)_{yy} = 3,65 \text{ N/mm}^2$.

$$N_d = (\sigma_u)_{yy} \cdot b \cdot h = 3,65 \cdot 1000 \cdot 200 \cdot 10^{-3} = 730 \text{ kN}$$

$$(A_a)_{\text{benodigd}} = \frac{N_d}{f_a} = \frac{730 \cdot 10^3}{500} = 1460 \text{ mm}^2$$

Bij toepassing van gelijke wapening aan beide zijden is dit:

$$\frac{1460}{2} = 730 \text{ mm}^2/\text{zijde}$$

Neem: ø 16 - 200 mm (1005 mm²)

Controle op de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \cdot \frac{c}{c_{\min}} = 0,25 \cdot \frac{35}{25} = 0,35 \text{ mm}$$

"zuivere" trek: $\xi_3 = 8$

$$x = 0 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad h_t - x = 200 \text{ mm}$$

$$h_e = h_e = 8 \cdot \phi_{km} + \bar{c} = 8 \cdot 16 + 35 = 163 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\phi_{km}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 35 + 4 \cdot \frac{16}{100 \cdot 1005} \cdot 1000 \cdot 163 = 278 \text{ mm} > 10 \cdot \phi_{km}$$

$$\Delta l = 10 \cdot 16 = 160 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{730}{1005} = 214 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De scheurwijdte } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$$

$$w = 0,8 \cdot 214 \cdot 160 \cdot 10^{-5} = 0,27 \text{ mm} \quad \text{voldoet!}$$

De horizontale wapening van het achterschot

De horizontale wapening van het achterschot wordt gesplitst in twee delen:

de bovenste 0,75 m:

De maatgevende trekspanning $(\sigma_u)_{xx} = 6,52 \text{ N/mm}^2$.

$$N_d = (\sigma_u)_{xx} \cdot b \cdot h = 6,52 \cdot 1000 \cdot 200 \cdot 10^{-3} = 1304 \text{ kN}$$

$$(A_a)_{\text{benodigd}} = \frac{N_d}{f_a} = \frac{1304 \cdot 10^3}{500} = 2608 \text{ mm}^2$$

Bij toepassing van gelijke wapening aan beide zijden is dit:

$$\frac{2608}{2} = 1304 \text{ mm}^2/\text{zijde}$$

Neem: { $\begin{matrix} \varnothing 16 - 300 \text{ mm} \\ \varnothing 20 - 300 \text{ mm} \end{matrix}$ } (1717 mm²)

Controle op de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \cdot \frac{c}{c_{\min}} = 0,25 \cdot \frac{35}{25} = 0,35 \text{ mm}$$

"zuivere" trek: $\xi_3 = 8$

$$x = 0 \text{ mm} \rightarrow h_t - x = 200 \text{ mm}$$

$$h_e = h_e = 8 \cdot \varnothing_{km} + \bar{c} = 8 \cdot 18 + 51 = 195 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\varnothing_{km}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 51 + 4 \cdot \frac{18}{100 \cdot 1717} \cdot 1000 \cdot 195 = 266 \text{ mm} > 10 \cdot \varnothing_{km}$$

$$\Delta l = 10 \cdot 18 = 180 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{1304}{1717} = 223 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De scheurwijdte } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$$

$$w = 0,8 \cdot 223 \cdot 180 \cdot 10^{-5} = 0,32 \text{ mm} \quad \text{voldoet!}$$

de onderste 3,25 m:

De maatgevende trekspanning $(\sigma_u)_{xx} = 2,30 \text{ N/mm}^2$.

$$N_d = (\sigma_u)_{xx} \cdot b \cdot h = 2,30 \cdot 1000 \cdot 200 \cdot 10^{-3} = 460 \text{ kN}$$

$$(A_a)_{\text{benodigd}} = \frac{N_d}{f_a} = \frac{460 \cdot 10^3}{500} = 920 \text{ mm}^2$$

Bij toepassing van gelijke wapening aan beide zijden is dit:

$$\frac{920}{2} = 460 \text{ mm}^2/\text{zijde}$$

Neem praktische wapening: $\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$ (1340 mm²)

Controle op de scheurwijdte

$$\bar{w} = 0,25 \cdot \frac{c}{c_{\text{min}}} = 0,25 \cdot \frac{35}{25} = 0,35 \text{ mm}$$

"zuivere" trek: $\xi_3 = 8$

$$x = 0 \text{ mm} \rightarrow h_t - x = 200 \text{ mm}$$

$$h_e = h_e = 8 \cdot \emptyset_{km} + \bar{c} = 8 \cdot 16 + 51 = 179 \text{ mm} \leq h_t - x$$

$$\Delta l = 2 \cdot \bar{c} + \xi_3 \cdot \frac{\emptyset_{km}}{100 \cdot A_a} \cdot b \cdot h_e$$

$$\Delta l = 2 \cdot 51 + 4 \cdot \frac{16}{100 \cdot 1340} \cdot 1000 \cdot 179 = 273 \text{ mm} > 10 \cdot \emptyset_{km}$$

$$\Delta l = 10 \cdot 16 = 160 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\gamma} \cdot \frac{A_{a, \text{ben.}}}{A_{a, \text{aanw.}}} = \frac{500}{1,7} \cdot \frac{460}{1340} = 101 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{De scheurwijdte } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$$

$$w = 0,8 \cdot 101 \cdot 160 \cdot 10^{-5} = 0,13 \text{ mm} \quad \text{voldoet!}$$

De verankerings- en laslengten van de wapeningsstaven in B 30

$\emptyset 16 \text{ mm}$ bij $c = 35 \text{ mm}$: $l_d = 560 \text{ mm}$

$\emptyset 20 \text{ mm}$ bij $c = 35 \text{ mm}$: $l_d = 740 \text{ mm}$

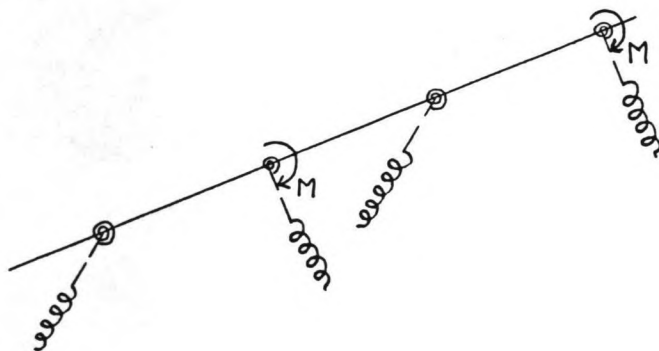
B.4.4.3. De fundering van de constructie

Voor de berekening van de kesp is gebruik gemaakt van het GENESYS sub-programma SUSAN, wat eigenlijk is bedoeld voor lineair-elastische berekeningen.

In het computermodel is de kesp een op zichzelf staande constructie, welke is belast door lijnlasten, puntlasten en momenten (vanuit de trekpalen). De kesp wordt voorgesteld als een lijn met een bepaalde buig- en wringstijfheid. De palen zijn ingevoerd als puntveren.

Uit de "Blum"-berekening volgt dat theoretisch vanuit de trekpalen een wringend moment in de kesp wordt geïntroduceerd. Om evenwicht te maken wordt dit wringend moment opgenomen door de buigstijfheid van de druk- en trekpalen. Om de buigstijfheid van de palen in het model te brengen zijn ter plaatse van de palen puntrotatieveren aangebracht.

Ruimtelijk komt het geheel er uit te zien als in figuur B.46.



figuur B.46 Schematische voorstelling van het computermodel.

Zoals in deel A beschreven, bestaan de kespen beide uit drie lange moten van 30 m en een korte moot van 15 m. Indien het paalstramien van figuur B.32 wordt toegepast, ziet de listing van het programma voor de korte moot er uit als op de volgende pagina beschreven.


```

*GENESYS
*START 'SUSAN/1'
JOE BEREKENING FUNDERINGSKESP
"
"
"-----"
" | GWS = NAP + 7,5 M / KORTE MOOT / DRUKPALEN BUITEN |
" | DSN. TREKPALEN = 457 MM / DSN. DRUKPALEN = 508 MM |
" | TREKPALEN H.O.H. 2,50 M / DRUKPALEN H.O.H. 2,50 M |
"-----"
"
*TABLES
'COORDINATEN'
      KNOOP   X       Y       Z
I=0,12) I+1   I*1.25  0.   0.
'ELEMENTEN'
      NAAM      NUMMER  TYPE  KNOPEN
I=1,12) 'SPABA1'  I       1     1,1+1
'SPABA1'
TYPE  MASSA  E       NU  B       H
1     1960.  10000.  0.2  1400.  1000.
'AFW-ORIENT'
      KNOOP  ORIENT
I=1,6) I*2   0.,0.,-0.322  "TREKPALEN
I=0,6) I*2+1 0.,0.,0.322   "DRUKPALEN
'PUNTONDERSTE'
KNOOP  RICHTING
1      'X'
'PUNTVEREN/F'
      KNOOP  RICHTING  KRACHTCONSTANTE
I=1,6) I*2   'Z'       180.           "TREKPALEN
I=0,6) I*2+1 'Z'       200.           "DRUKPALEN
'PUNTVEREN/M'
      KNOOP  RICHTING  MOMENTCONSTANTE
I=1,6) I*2   'RX'      35000.          "TREKPALEN
I=0,6) I*2+1 'RX'      43000.          "DRUKPALEN
'PUNTLASTEN/F'
      KNOOP  RICHTING  BELGEV  KRACHT
I=1,6) I*2   'Y','L'   2       -121.          "HAAKSE KRACHT UIT TREKPALEN
'PUNTLASTEN/M'
      KNOOP  RICHTING  BELGEV  MOMENT
I=1,6) I*2   'RX'      2       143.           "MOMENT UIT TREKPALEN
'LIJNLASTEN/F'
      LIJN   RICHTING  BELGEV  KRACHT
I=5,8) 1,1+1 'Y'      1       -40.           "BOLDERKRACHT 200 kN
I=1,12) =     'Y'      2       -160.          "HORIZONTALE KRACHT
I=1,12) =     'Z'      2       335.           "VERTICALE KRACHT
'COMBINATIES'
COMB  BELGEV  VERMFAC
1     1,2     1.,1.
*MASTER
REKEN
DRUK VERPLAATSINGEN VOOR COMB 1
DRUK SPANNINGEN VOOR COMB 1
*FINISH
*EXIT

```

Toelichting op de invoer van het computerprogramma

De kesp heeft als afmetingen $b \times h = 1400 \times 1000$ mm. Om de buigstijfheid in het gescheurde stadium in rekening te brengen is een fictieve elasticiteitsmodulus van het beton (B 30) opgegeven van 10000 N/mm^2 (zie lit. [15]).

De veerstijfheid van de puntveren van de trekpalen

Eerder is uitgegaan van een belasting van 450 kN op de trekpalen, waarbij de paalkop ca. 2,5 mm in de richting van de paalas verplaatste. Uit de handberekening volgt dat de schatting van de trekbelasting redelijk goed is. De veerstijfheid is dus:

$$\frac{450}{2,5} = 180 \text{ kN/mm}$$

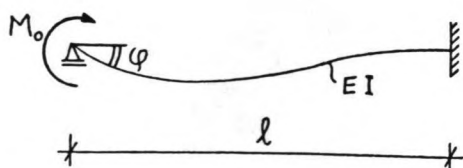
De veerstijfheid van de puntveren van de drukpalen

Evenals de belasting van de trekpalen, blijkt ook de belasting van de drukpalen met 1400 kN goed geschat. De verder berekende paalkopzakking is 7 mm, zodat de veerstijfheid van de drukveren gelijk is aan:

$$\frac{1400}{7} = 200 \text{ kN/mm}$$

De veerstijfheid van de rotatieveren van de trekpalen

Afleiding: de palen kunnen op zekere diepte als ingeklemd worden beschouwd. De veerconstante kan nu met behulp van het volgende "vergeet-mij-nietje" worden afgeleid.



$$\varphi = \frac{M_0 \cdot l}{4 \cdot EI}$$

$$C = \frac{M_0}{\varphi} = \frac{4 \cdot EI}{l} \quad (\text{N/rad})$$

figuur B.47 "Vergeet-mij-nietje" voor de afleiding van de buigstijfheid van de palen.

Uit de "Blum"-berekening is gebleken dat de trekpalen op ca. NAP - 2,75 m als volkomen ingeklemd kunnen worden beschouwd. De theoretische lengte l is dan: $2,75 + 5,75 = 8,50 \text{ m}$.

$$I = 351,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$C = \frac{4 \cdot E \cdot I}{l} = \frac{4 \cdot 210000 \cdot 351,4 \cdot 10^6}{8500} \cdot 10^{-6} \approx 35000 \text{ kNm/rad}$$

De veerstijfheid van de rotatieveren van de drukpalen

Stel de theoretische lengte l hier gelijk aan die van de trekpalen: $l = 8,50 \text{ m}$.

$$B 22,5: E_b' = 28000 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot d^4 = \frac{\pi}{64} \cdot 508^4 = 3,269 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$C = \frac{4 \cdot E \cdot I}{l} = \frac{4 \cdot 28000 \cdot 3,269 \cdot 10^9}{8500} \cdot 10^{-6} \approx 43000 \text{ kNm/rad}$$

Toelichting op de lijnlasten

Voor de bolderkracht wordt er van uitgegaan dat deze zich volledig over de breedte van één L-muur element uitspreidt, zodat deze kan worden ingevoerd als een lijnlast van $200/5 = 40 \text{ kN/m}^1$.

De horizontaal op de kesp uitgeoefende kracht bestaat uit een component afkomstig van de oplegkracht van de diepwand ($T \approx 42 \text{ kN/m}^1$) en een component afkomstig van de horizontale grondbelasting tegen de L-wand. Dit is:

$$\frac{H}{5} = \frac{592}{5} \approx 118 \text{ kN/m}^1$$

Samenstelling van deze componenten geeft de horizontale belasting van 160 kN/m^1 .

De verticaal op de kesp uitgeoefende kracht is afkomstig van de L-muur, de daarop aanwezige grond en de eventuele mobiele bovenbelasting (zie ook figuur B.33). Deze kracht is groot:

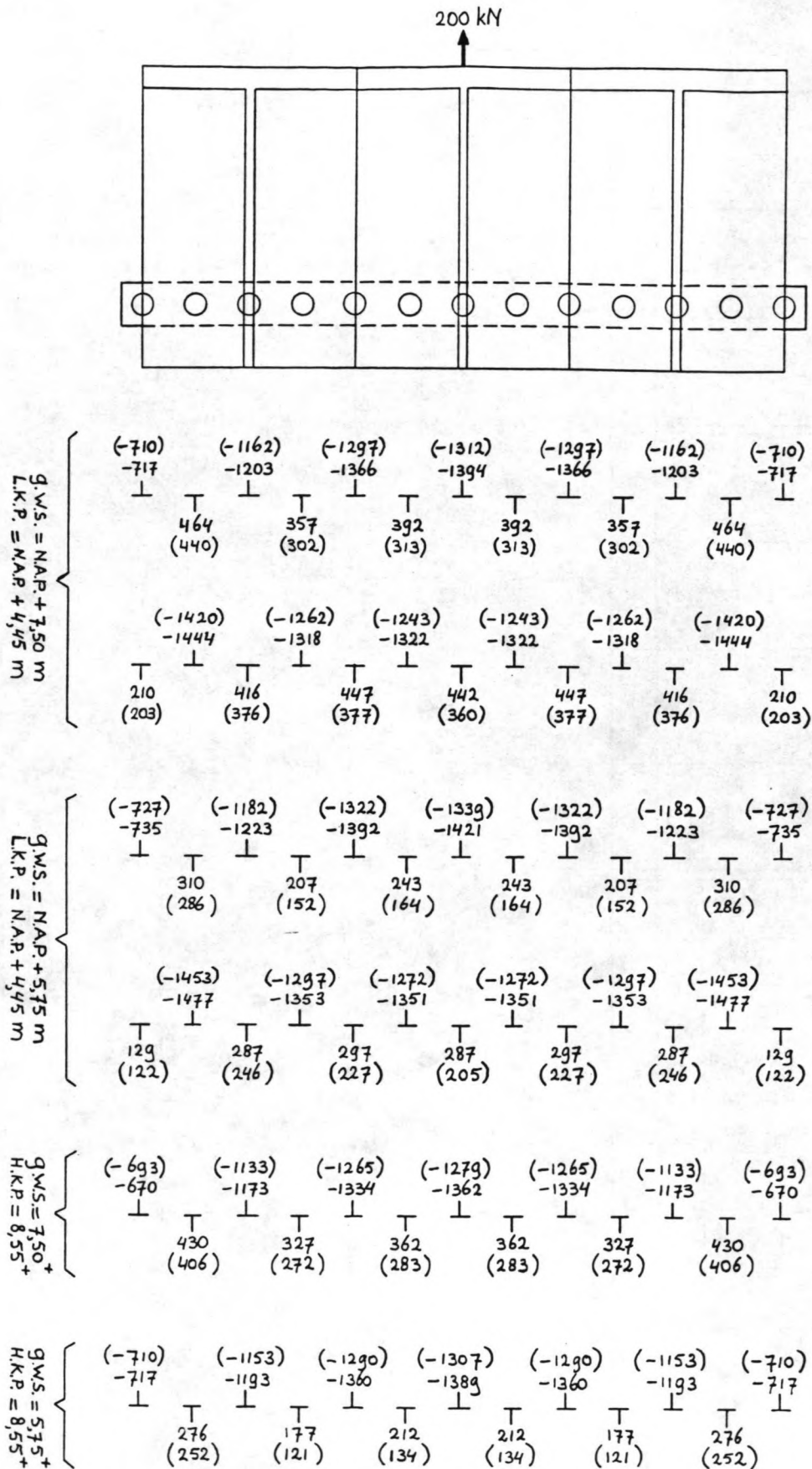
$$\frac{V}{5} \cdot \frac{3,22}{5,25} = \frac{2731}{5} \cdot \frac{3,22}{5,25} = 335 \text{ kN/m}^2$$

Op soortgelijke wijze is de invoer voor de lange kespes gemaakt. Tevens is bekeken wat de invloed op de paalkrachten is als de grondwaterstand daalt naar NAP + 5,75 m. Ook is bij de korte kespemoten bekeken hoe de paalkrachten fluctueren bij het stijgen en dalen van de kolkwaterstand. Dit, met het oog op de later uit te voeren trekpaalberekeningen. Als laatste zijn de paalkrachten bepaald, wanneer de druk- en trekpalen van plaats worden verwisseld. De resultaten zijn gegeven in de figuren B.48 en B.49. De paalkrachten, bij afwezigheid van een bolderkracht van 200 kN, zijn tussen haakjes vermeld.

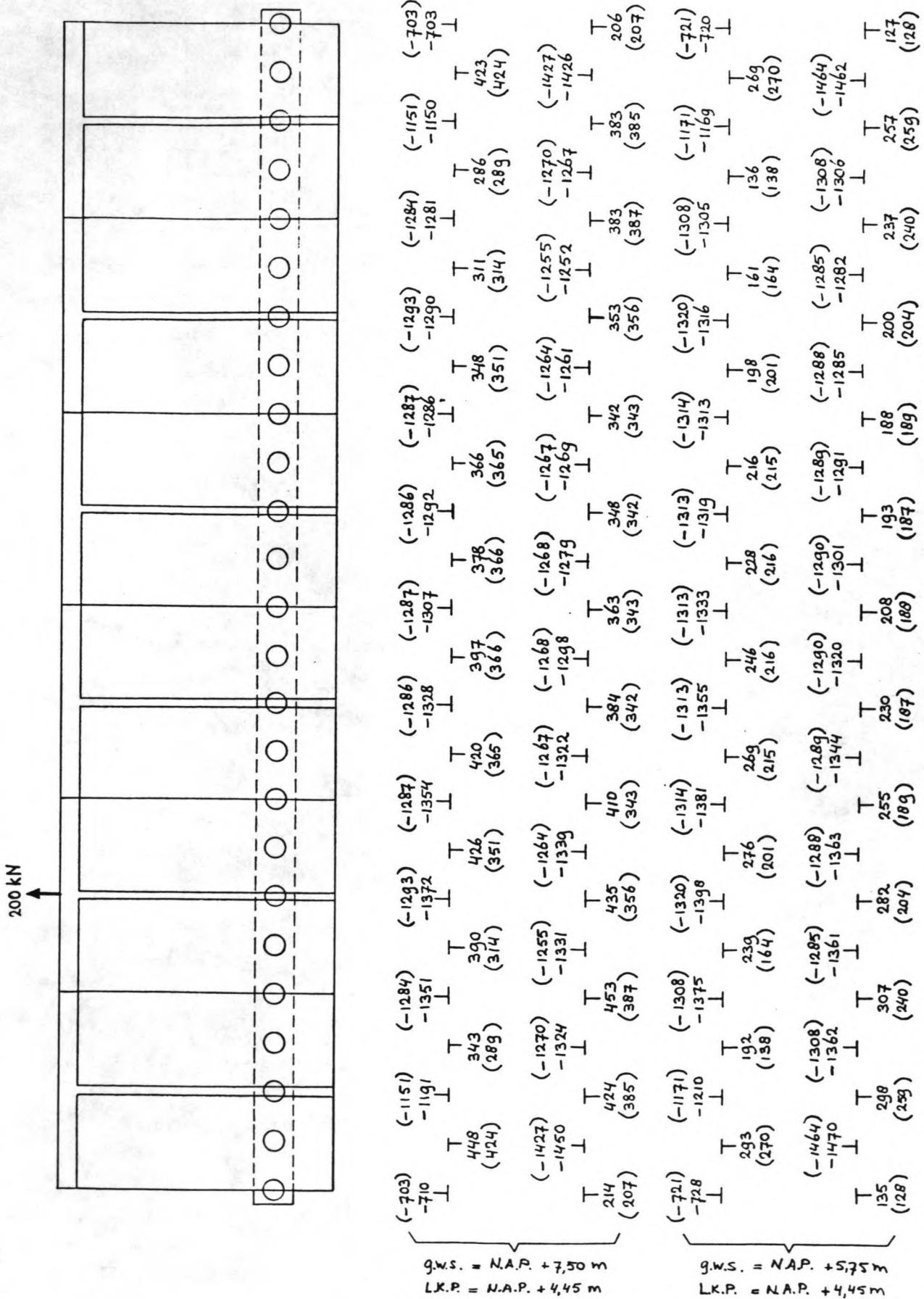
Het is duidelijk dat het gunstiger is om de randpalen als drukpalen uit te voeren. Dit was ook te verwachten, omdat drukpalen een grotere belasting kunnen opnemen dan trekpalen en er in dit geval een drukpaal meer aanwezig is dan het aantal trekpalen.

Echter, beide oplossingen zullen in de constructie voorkomen. In deel A is uitgelegd waarom.

Nu alle reacties bekend zijn, kunnen de vereiste inheidiepten van de druk- en trekpalen worden berekend en kan ook een controleberekening voor de draagkracht van de diepwand worden uitgevoerd.



figuur B.48 Paalreacties voor de korte kespoot, onder verschillende belastingen.



figuur B.49 Paalreacties voor de lange kespmoot, onder verschillende belastingen.

De berekening van de benodigde lengte van de drukpalen

Voor de berekening van de toelaatbare belasting op de drukpalen behoeft geen rekening te worden gehouden met de maximaal optredende belasting. Onder invloed van een bolderkracht lopen de krachten in de palen wel op, maar dit is maar zeer kortstondig. Een dergelijke kortstondige overschrijding van de toelaatbare paalkracht heeft, mits niet te groot, geen invloed op het draagvermogen van de paal. Wanneer men de resultaten van de figuren B.48 en B.49 bestudeert, kan men tot de conclusie komen dat 1375 kN als toelaatbare belasting op de drukpalen een goede keuze is.

Wanneer men de sonderingen uit bijlage 1 bestudeert, ziet men dat over de gehele kolk lengte een draagkrachtige laag aanwezig is van ongeveer NAP - 1,0 m tot ongeveer NAP - 5,0 m. Op sommige plaatsen is deze laag wat dikker, op andere dunner. Wel moet men bij de berekeningen de kans op doorponen van deze laag in de gaten houden. Bij toepassing van Vibro-palen \varnothing 508 mm strekt de invloed van de glijvlakken zich uit tot ca. 2,0 m beneden de paalvoet. Wanneer men op 3,00⁻ fundeert, is op verscheidene plaatsen de kans op pons wel degelijk aanwezig. Fundeert men echter op 2,50⁻, dan behoeft men zich wat dit betreft in ieder geval geen zorgen te maken.

De berekeningen zijn uitgevoerd volgens de methode Koppejan, zoals beschreven in bijlage 3. De resultaten zijn weergegeven in tabel B.14. Daar, waar de paalpuntweerstand q_p de limietwaarde van 15 MN/m^2 overschrijdt, is dit aangegeven met $15,00^+$ MN/m^2 .

Uit de tabel wordt duidelijk dat alleen ter plaatse van het benedenhoofd het geëiste draagvermogen van 1375 kN niet wordt gehaald, wanneer de paalvoet op 2,50⁻ wordt gefundeerd. In deel A is uitgelegd waarom dit funderingsniveau toch acceptabel is.

Sondering	07	07	09	11	13	15	17A
niveau paalvoet t.o.v. NAP (m)	2,50 ⁻	8,00 ⁻	2,50 ⁻	2,50 ⁻	2,50 ⁻	2,50 ⁻	2,50 ⁻
I (MN/m ²)	21	31	32	30	38	29	45
II (MN/m ²)	19	28	24	23	31	26	39
III (MN/m ²)	5	3	1,5	1	1,5	3	3
q _p (MN/m ²)	12,50	15,00 ⁺	14,75	13,75	15,00 ⁺	15,00 ⁺	15,00 ⁺
P _{bezwijk} (kN)	2534	3040	2990	2787	3040	3040	3040
\bar{P} (kN)	1268	1520	1495	1393	1520	1520	1520

tabel B.14 Toelaatbare belastingen op de drukpalen, voor de verschillende sonderingen.

De berekening van de benodigde lengte van de trekpalen

Voor de berekening van de benodigde lengte van de trekpalen, behoeft evenals bij de drukpalen, geen rekening te worden gehouden met de maximaal optredende paalbelasting. Wanneer de ontwerpbelasting wordt aangehouden op 400 kN, is dit een goede en veilige aanname.

Verder moet bij de berekeningen rekening worden gehouden met het feit dat de trekpalen aan belastingswisselingen onderhevig zijn, hetgeen een verminderde ontwikkeling van de kleef langs de middelste helft van de paalschachten tot gevolg kan hebben. Wanneer men figuur B.48 nogmaals beschouwt, ziet men dat de paalbelastingen vooral variëren met het stijgen en dalen van de grondwaterstand. De toename van de paalkrachten, wanneer een bolderkracht van 200 kN aanwezig is, bedraagt maximaal 25% bij een grondwaterstand van NAP + 7,50 m. Bij het fluctueren van het kolkpeil blijken variaties in de paalkrachten mogelijk van 10%.

Het is vanwege deze variaties in de paalkrachten, dat het nodig is een extra reductie uit te voeren op de wrijvingswaarden langs de middelste helft van de trekpalen. Echter, omdat variaties in de grondwaterstand slechts zeer langzaam optreden, en bovendien een min of meer eenmalig karakter hebben (de grondwaterstand stijgt eerst naar 7,50⁺ en daalt daarna langzaam tot 6,50⁺), kunnen de variaties in de paalkrachten als gevolg hiervan, achterwege blijven. Voor het overige zijn de variaties in de paalkrachten gering en om deze reden behoeft de bedoelde reductie ook niet zo groot te zijn. Een reductie van 30% op de berekende wrijvingswaarden lijkt een goede aanname.

De berekeningen zijn uitgevoerd in de tabellen B.15.1 tot en met B.15.6. Bij de berekeningen is uitgegaan van buispalen met een diameter van 457 mm en een lengte van 14 m, de paalkop op niveau NAP + 5,00 m. Wanneer de palen onder een schoorstand 3 : 1 worden geheid, komen de palen met de voet op NAP - 8,30 m. Daar, waar de in rekening te brengen kleefwaarden de limietwaarde van 0,12 MN/m² overschrijdt, is dit aangegeven met 0,120⁺ MN/m². Uit de berekeningen blijkt dat de genoemde paallengte ruimschoots voldoet.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 07	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conus-weerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen kleef (MN/m ²)	ΔT (kN)	$\Sigma(\Delta T)$ (kN)	\bar{T} (kN)		
+3,25			KLEILAAG						0		
+2,50	0,75	10	10	0,06	0,70	0,042	47,7	47,7	19		
+1,40	1,10	18	18	0,105	0,70	0,074	123,2	170,9	68		
+0,25	1,15	12	12	0,105	0,70 · 0,70	0,051	88,8	259,6	104		
-0,25	0,50		KLEILAAG						104		
-1,00	0,75	8	8	0,08	0,70 · 0,70	0,039	44,3	303,9	122		
-2,00	1,00	10	10	0,085	0,70 · 0,70	0,042	63,6	367,4	147		
-3,00	1,00	19	19	0,13	0,70 · 0,70	0,064	96,7	464,3	186		
-4,00	1,00	21	21	0,135	0,70 · 0,70	0,066	99,9	564,2	226		
-5,05	1,05	20	20	0,12	0,70 · 0,70	0,059	93,8	657,9	263		
-5,25	0,20	8	8	0,08	0,70	0,056	16,9	674,9	270		
-5,75	0,50		KLEILAAG						270		
-6,50	0,75	10	10	0,09	0,70	0,063	71,5	746,4	299		
-7,50	1,00	26	26	0,19	0,70	0,120 ⁺	181,6	928,0	371		
-8,30	0,80	22	22	0,14	0,70	0,098	118,6	1046,6	419		

tabel B.15.1 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 07.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 09	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conusweerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen kleef (MN/m ²)	ΔT (kN)	$\Sigma(\Delta T)$ (kN)	\bar{T} (kN)		
+3,25			KLEILAAG						0		
+2,50	0,75	14	14	0,08	0,70	0,056	63,6	63,6	25		
+1,40	1,10	17	17	0,11	0,70	0,077	128,2	191,7	77		
+1,25	0,15	9	9	0,04	0,70 · 0,70	0,020	4,5	196,3	79		
-0,25	1,50		KLEILAAG						79		
-1,00	0,75	9	9	0,055	0,70 · 0,70	0,027	30,6	226,9	91		
-2,00	1,00	20	20	0,06	0,70 · 0,70	0,029	43,9	270,8	108		
-3,00	1,00	25	25	0,145	0,70 · 0,70	0,071	107,4	378,3	151		
-4,00	1,00	34	34	0,20	0,70 · 0,70	0,098	148,3	526,6	211		
-5,05	1,05	30	30	0,215	0,70 · 0,70	0,105	166,8	693,4	277		
-6,00	0,95	35	35	0,22	0,70	0,120 ⁺	172,5	865,9	346		
-6,75	0,75	22	22	0,13	0,70	0,091	103,3	969,2	388		
-7,00	0,25		KLEILAAG						388		
-8,30	1,30	28	15	0,20	0,70	0,120 ⁺	136,1	1205,3	482		

tabel B.15.2 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 09.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 11	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conusweerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen kleef (MN/m ²)	ΔT (kN)	$\Sigma(\Delta T)$ (kN)	\bar{T} (kN)		
+3,75			KLEILAAG								
+2,00	1,75	13	13	0,07	0,70	0,049	129,8	129,8	0		
-0,25	2,25		KLEILAAG						52		
-1,00	0,75	8	8	0,06	0,70 · 0,70	0,029	32,9	162,7	52		
-2,00	1,00	22	22	0,16	0,70 · 0,70	0,078	118,0	280,7	65		
-3,00	1,00	35	35	0,29	0,70 · 0,70	0,120 ⁺	181,6	462,3	112		
-4,00	1,00	30	30	0,20	0,70 · 0,70	0,098	148,3	610,6	185		
-5,05	1,05	24	24	0,12	0,70 · 0,70	0,059	93,8	704,4	244		
-5,25	0,15	18	18	0,115	0,70	0,081	18,4	722,7	282		
-5,50	0,25		KLEILAAG						289		
-6,50	1,00	24	24	0,15	0,70	0,105	158,9	881,6	289		
-7,50	1,00	32	32	0,225	0,70	0,120 ⁺	181,6	1063,2	353		
-8,30	0,80	29	29	0,175	0,70	0,120 ⁺	145,3	1208,5	425		
									483		

tabel B.15.3 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 11.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 13	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conus-weerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen kleef (MN/m ²)	ΔT (kN)	Σ(ΔT) (kN)	T̄ (kN)		
+3,75	1,25	12	KLEILAAG	0,07	0,70	0,049	92,7	92,7	0		
+2,50	1,10	21	21	0,125	0,70	0,088	146,5	239,2	37		
+1,40	0,40	20	20	0,13	0,70 · 0,70	0,064	38,7	277,9	96		
+1,00	1,25		KLEILAAG						111		
-0,25	0,50	12	12	0,09	0,70 · 0,70	0,044	33,3	311,2	111		
-0,75	0,50		KLEILAAG						124		
-1,25	0,25	28	28	0,18	0,70 · 0,70	0,088	33,3	344,5	124		
-1,50	0,50		KLEILAAG						138		
-2,00	1,00	39	39	0,29	0,70 · 0,70	0,120 ⁺	181,6	526,1	138		
-3,00	1,00	40	40	0,29	0,70 · 0,70	0,120 ⁺	181,6	707,7	210		
-4,00	1,05	32	32	0,20	0,70 · 0,70	0,098	155,7	863,5	283		
-5,05	0,95	25	25	0,125	0,70	0,088	126,5	990,0	346		
-6,00	1,25	16	16	0,09	0,70	0,063	119,2	1109,1	396		
-7,25	0,50		KLEILAAG						444		
-7,75	0,55	21	8	0,13	0,70	0,091	75,7	1184,9	444		
-8,30									474		

tabel B.15.4 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 13.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode										sondering 15	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conus-weerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen kleef (MN/m ²)	ΔT (kN)	$\Sigma(\Delta T)$ (kN)	\bar{T} (kN)		
+3,75			KLEILAAG							0	
+2,50	1,25	14	14	0,06	0,70	0,042	79,5	79,5		32	
+1,40	1,10	20	20	0,11	0,70	0,077	128,2	207,6		83	
+1,00	0,40	28	28	0,15	0,70 · 0,70	0,074	44,8	252,4		101	
+0,25	0,75		KLEILAAG							101	
-1,00	1,25	20	20	0,12	0,70 · 0,70	0,059	111,6	364,0		146	
-2,00	1,00	35	35	0,175	0,70 · 0,70	0,086	130,1	494,2		198	
-3,00	1,00	38	38	0,265	0,70 · 0,70	0,120 ⁺	181,6	675,8		270	
-4,00	1,00	29	29	0,175	0,70 · 0,70	0,086	130,1	805,9		322	
-5,05	1,05	23	23	0,13	0,70 · 0,70	0,064	101,7	907,6		363	
-6,00	0,95	22	22	0,12	0,70	0,084	120,8	1028,4		411	
-6,75	0,75	17	17	0,09	0,70	0,063	71,5	1099,9		440	
-7,75	1,00		KLEILAAG							440	
-8,30	0,55	12	4	0,09	0,70	0,063	52,4	1152,4		461	

tabel B.15.5 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 15.

Bepaling toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode											sondering 17A	
laag t.o.v. N.A.P. (m)	laagdikte (m)	conus-weerstand (MN/m ²)	in rekening te brengen conus-weerst. (MN/m ²)	kleef (MN/m ²)	reductie-coëfficiënt	in rekening te brengen kleef (MN/m ²)	ΔT (kN)	$\Sigma(\Delta T)$ (kN)	\bar{T} (kN)			
+3,50			KLEILAAG							0		
+2,50	1,00	18	18	0,07	0,70	0,049	74,2	74,2		30		
+1,75	0,75	19	19	0,08	0,70	0,056	63,6	137,7		55		
+0,75	1,00		KLEILAAG							55		
+0,00	0,75	16	16	0,07	0,70 · 0,70	0,034	38,6	176,3		71		
-1,00	1,00	15	15	0,06	0,70 · 0,70	0,029	43,9	220,2		88		
-2,00	1,00	32	32	0,15	0,70 · 0,70	0,074	112,0	332,2		133		
-3,00	1,00	50	50	0,23	0,70 · 0,70	0,113	171,0	503,2		201		
-4,00	1,00	50	50	0,25	0,70 · 0,70	0,120 ⁺	181,6	684,8		274		
-5,05	1,05	38	38	0,18	0,70 · 0,70	0,088	139,8	824,6		330		
-6,00	0,95	35	35	0,16	0,70	0,112	161,0	985,7		394		
-7,00	1,00	14	14	0,06	0,70	0,042	63,6	1049,2		420		
-8,30	1,30	24	24	0,105	0,70	0,074	145,6	1194,8		478		

tabel B.15.6 Bepaling van de toelaatbare belasting van trekpalen volgens de L.G.M.-methode voor sondering 17A.

Bijlage B.14 De raming van kosten (berekening van hoeveelheden)

De berekening van de hoeveelheden zal in dit deel slechts zeer beknopt worden weergegeven. Daar, waar eenheidsprijzen niet precies bekend zijn, zullen deze zo goed mogelijk worden afgeleid. Bij de uitwerking van de raming worden de drie in deel A beschreven wijzen van uitvoering bekeken. Deze zijn in het kort:

- a - fabrieksmatig vervaardigde elementen, lossing en plaatsing met gebruik van een traverse;
- b - in een veldfabriek vervaardigde elementen, gebruik van een traverse;
- c - in een veldfabriek vervaardigde elementen, gebruik van een mobiele kraan.

De volgorde van het in bijlage 13 beschreven bestek zal worden aangehouden.

A. HET GEREED MAKEN VAN HET BOUWTERREIN

Alternatief a: Fabrieksmatig vervaardigde elementen, gebruik van traverse:

6.d/6.e Stalen beschermipalen: 22 stuks

Gewicht/stuk: 5,50 ton (volgens opgave R.W.S.)

Totaal gewicht: $22 \cdot 5,50 = 121$ ton

7. Aanvullen terrein t.p.v. de sluis van 4,50⁺ tot 5,70⁺:

Oppervlakte bouwkuipen: $24 \cdot 17,6 + 23 \cdot 16,9 = 811,1 \text{ m}^2$

Oppervlakte terrein t.p.v. sluiscolk: $105 \cdot 30 = \underline{3150,0 \text{ m}^2}$

Totaal: $3961,1 \text{ m}^2$

Volume grondverplaatsing is: $1,2 \cdot 3961,1 \approx 4750 \text{ m}^3$.

Alternatief b: In een veldfabriek vervaardigde elementen, gebruik van traverse:

- 6.e Stalen beschermipalen: 16 stuks
Gewicht/stuk: 5,50 ton (volgens opgave R.W.S.)
Totaal gewicht: $16 \cdot 5,50 = 88$ ton

7. Als onder alternatief a.

Alternatief c: In een veldfabriek vervaardigde elementen, met gebruik van een mobiele kraan:

- 5/10. Kanaalscheidingswand BZ 17, 8,5 m lange planken
Oppervlakte van de wand: $105 \cdot 8,5 = 892,5$ m²
Gewicht per m²: 131 kg.
Totaal gewicht: $892,5 \cdot 131 = 116917$ kg.
Reken bij de scheidingswand op 30% restwaarde.
Prijs per ton: $0,70 \cdot f 1350,00 = f 945,00$

- 6.i Stalen beschermipalen: 8 stuks
Gewicht/stuk: 5,50 ton (volgens opgave R.W.S.)
Totaal gewicht: $8 \cdot 5,50 = 44$ ton

7. Als onder alternatief a.

B. HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB DIEPWAND-ELEMENTEN

Alternatief a:

3. Hoekbeschermingsprofielen: 5,325 m lang, 16 stuks.
Totale lengte: $5,325 \cdot 16 = 85,20$ m¹
Profielen snijden uit buis \varnothing 300 mm, $t = 10$ mm.
 $A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (0,30^2 - 0,28^2) = 9,111 \cdot 10^{-3}$ m²
 $\frac{1}{4} \varnothing 300: A = 2,278 \cdot 10^{-3}$ m²
Lineieke massa: $2,278 \cdot 10^{-3} \cdot 7850 = 17,88$ kg/m¹
Totaal gewicht: $85,20 \cdot 17,88 = 1523$ kg.

4. T-profielen: 10 m lang, 16 stuks.

$$\text{Totale lengte: } 10 \cdot 16 = 160 \text{ m}^1$$

$$\text{Lineieke massa: } 16,467 \text{ kg/m}^1$$

$$\text{Totaal gewicht: } 160 \cdot 16,467 = 2635 \text{ kg.}$$

6. Pijpjes \varnothing 33,7 mm: lang 500 mm, 136 stuks

$$\text{Totale lengte: } 0,5 \cdot 136 = 68 \text{ m}^1$$

$$\text{Lineieke massa: } 1,994 \text{ kg/m}^1$$

$$\text{Totaal gewicht: } 68 \cdot 1,994 = 135,6 \text{ kg}$$

Rondstaal \varnothing 38 mm: lang 560 mm, 34 stuks

$$\text{Totale lengte: } 0,56 \cdot 34 = 19,04 \text{ m}^1$$

$$\text{Lineieke massa: } \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,038^2 \cdot 7850 = 8,90 \text{ kg/m}^1$$

$$\text{Totaal gewicht: } 19,04 \cdot 8,90 = 169,5 \text{ kg}$$

9. Opleghaken: 68 stuks, te snijden uit strip 230 x 25 mm²

$$\text{Bruto volume per opleghaak: } 500 \cdot 230 \cdot 25 = 2,875 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Bruto gewicht opleghaken: } 68 \cdot 2,875 \cdot 10^{-3} \cdot 7850 = 1535 \text{ kg}$$

Draadeinden M 27: lang 630 mm, 136 stuks

$$\text{Totale lengte: } 136 \cdot 0,630 = 85,7 \text{ m}^1$$

$$d_f = 25,05 \text{ mm, zodat: } A_f = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25,05^2 = 493 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lineieke massa: } 493 \cdot 1000 \cdot 10^{-9} \cdot 7850 = 3,87 \text{ kg/m}^1$$

$$\text{Totaal gewicht draadeind: } 85,7 \cdot 3,87 = 331,7 \text{ kg}$$

Moeren M27 (NEN 679): 272 stuks

$$\text{Gewicht per 100 stuks: } 15,4 \text{ kg}$$

$$\text{Totaal gewicht moeren: } 2,72 \cdot 15,4 = 41,9 \text{ kg}$$

Sluitringen ($d_1 = 28 \text{ mm}$, $d_2 = 50 \text{ mm}$, $s = 4 \text{ mm}$; NEN 2268):

272 stuks

$$\text{Gewicht per 100 stuks: } 4,23 \text{ kg}$$

$$\text{Totaal gewicht sluitringen: } 2,72 \cdot 4,23 = 11,5 \text{ kg}$$

$$\text{Totaal gewicht bevestigingsmiddelen: } 331,7 + 41,9 + 11,5 = 385,1 \text{ kg}$$

10. Klauwprofielen voor BU 25: lang 10 m, 16 stuks
Totale lengte: 160 m^1
Lineieke massa: 9 kg/m^1
Totaal gewicht: $9 \cdot 160 = 1440 \text{ kg}$
Schat 1 m^1 las kost ca. f 25,00
Twee zijden lassen kost ca. f 50,00/m¹

Alternatief b:

1. Bekistingsoppervlak: $10 \cdot 4,84 = 48,40 \text{ m}^2$
 $2 \cdot 10 \cdot 0,5 = 10,00 \text{ m}^2$
 $2 \cdot 4,84 \cdot 0,5 = 4,84 \text{ m}^2$
Totaal: $63,24 \text{ m}^2 \approx 64 \text{ m}^2$
Voor 42 elementen: $42 \cdot 64 = 2688 \text{ m}^2$

3. Hoekbescherminingsprofielen als bij alternatief a.

Ankerstrippen voor hoekbescherminingsprofielen:

Per profiel: 36 strippen

Totaal: $16 \cdot 36 = 576$ strippen

Volume per strip: $l \times b \times t = 350 \cdot 40 \cdot 10 \cdot 10^{-9}$
 $= 140,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Totaal volume van de strippen: $576 \cdot 140 \cdot 10^{-6} = 80,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

Gewicht: $80,64 \cdot 10^{-3} \cdot 7850 = 633 \text{ kg}$

4. T-profielen als bij alternatief a.

Ankerstrippen voor T-profielen

Per profiel: 68 strippen

Totaal: $16 \cdot 68 = 1088$ strippen

Volume per strip: $l \times b \times t = 500 \cdot 25 \cdot 10 \cdot 10^{-9}$
 $= 125,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Totaal volume van de strippen: $1088 \cdot 125 \cdot 10^{-6} = 136,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

Gewicht: $136,0 \cdot 10^{-3} \cdot 7850 = 1068 \text{ kg}$

5. Voegsparingsmallen (verloren bekistingsprofielen): lang 9,0 m,
68 stuks
Totale lengte: $9 \cdot 68 = 612 \text{ m}^1$

6. Pijpjes en rondstaalprofielen als bij alternatief a.
7. Hijspunten \varnothing 40 mm (verankeringslengte = 1,25 m) met opgestuikte balkkop: lang 1,50 m, 84 stuks
Totale lengte: $1,50 \cdot 84 = 126 \text{ m}^1$
Lineieke massa: ca. 10 kg/m^1
Totaal gewicht: ca. 1260 kg
8. Bruto volume diepwand: $10 \cdot 4,84 \cdot 0,5 = 24,2 \text{ m}^3$
Hierin zit 2500 kg staal verwerkt, ofwel: $\frac{2500}{7850} = 0,32 \text{ m}^3$
Volume beton is: $24,2 - 0,32 = 23,88 \text{ m}^3$
Volume beton in 42 elementen: $42 \cdot 23,88 = 1003 \text{ m}^3$
Totaal gewicht aan wapeningsstaal: $42 \cdot 2500 = 105000 \text{ kg}$
 \varnothing 12 mm: $42 \cdot 263 = 11046 \text{ kg}$
 \varnothing 16 mm: $42 \cdot 2203 = 92526 \text{ kg}$
 \varnothing 20 mm: $42 \cdot 7 = 294 \text{ kg}$
 \varnothing 25 mm: $42 \cdot 27 = 1134 \text{ kg}$
9. Opleghaken en montagemateriaal als bij alternatief a.
10. Klauwprofielen als bij alternatief a.

Alternatief c:

Als bij alternatief b.

C. HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB L-MUUR ELEMENTEN

Alternatief a:

2. Hoekbescherminingsprofielen: lang 4,40 m, 16 stuks.
Totale lengte: $4,40 \cdot 16 = 70,40 \text{ m}^1$
Lineieke massa: $17,88 \text{ kg/m}^1$ (zie onder B lid 3)
Totaal gewicht: $70,40 \cdot 17,88 = 1259 \text{ kg}$.

3. T-profielen: 4,30 m lang, 16 stuks.

Totale lengte: $4,30 \cdot 16 = 68,8 \text{ m}^1$

Lineieke massa: $16,467 \text{ kg/m}^1$

Totaal gewicht: $68,8 \cdot 16,467 = 1133 \text{ kg}$.

5. UNP-80 profielen: 4,84 m lang, 42 stuks.

Totale lengte: $4,84 \cdot 42 = 203,3 \text{ m}^1$

Lineieke massa: $16,467 \text{ kg/m}^1$

Totaal gewicht: $203,3 \cdot 16,467 = 1133 \text{ kg}$.

Half rond profielen 38 x 19 mm: 4,84 m lang, 42 stuks.

Totale lengte: $4,84 \cdot 42 = 203,3 \text{ m}^1$

Lineieke massa: $4,42 \text{ kg/m}^1$

Totaal gewicht: $203,3 \cdot 4,42 = 899 \text{ kg}$.

7. Haalkommen 200 kN: 42 stuks

Gewicht/stuk: 214 kg

Haalkommen 40 kN: 112 stuks

Gewicht/stuk: 40 kg

Bolders 200 kN, 14 stuks

Gewicht/stuk: 70 kg

Totaal gewicht: $42 \cdot 214 + 112 \cdot 40 + 14 \cdot 70 = 14448 \text{ kg}$

Dekzerkprofielen: lang 4,84 m, 42 stuks

Totale lengte: $4,84 \cdot 42 = 203,3 \text{ m}^1$

Lineieke massa: $36,88 \text{ kg/m}^1$

Totaal gewicht: $203,3 \cdot 36,88 = 7498 \text{ kg}$.

10. Bolders 40 kN: 28 stuks

Gewicht/stuk: 23,06 kg

Totaal gewicht: $28 \cdot 23,06 = 646 \text{ kg}$

Klauwprofielen voor BU 25: lang 4,30 m, 16 stuks

Totale lengte: $4,30 \cdot 16 = 68,8 \text{ m}^1$

Lineieke massa: 9 kg/m^1

Totaal gewicht: $68,8 \cdot 9 = 619 \text{ kg}$

Alternatief b:

1. Bekistingsoppervlak van 1 kist: 88 m^2
2 kisten: 176 m^2
42 L-muur elementen: $42 \cdot 88 = 3696 \text{ m}^2$
2. Hoekbescherminingsprofielen als bij alternatief a.

Ankerstrippen voor hoekbescherminingsprofielen:

Per profiel: 30 strippen

Totaal: $16 \cdot 30 = 480$ strippen

Volume per strip: $l \times b \times t = 350 \cdot 40 \cdot 10 \cdot 10^{-9}$
 $= 140,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Totaal volume van de strippen: $480 \cdot 140 \cdot 10^{-6} = 67,20 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

Gewicht: $67,20 \cdot 10^{-3} \cdot 7850 = 528 \text{ kg}$

3. T-profielen als bij alternatief a.

Ankerstrippen voor T-profielen

Per profiel: 29 strippen

Totaal: $16 \cdot 29 = 464$ strippen

Volume per strip: $l \times b \times t = 500 \cdot 25 \cdot 10 \cdot 10^{-9}$
 $= 125,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Totaal volume van de strippen: $464 \cdot 125 \cdot 10^{-6} = 58,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

Gewicht: $58,0 \cdot 10^{-3} \cdot 7850 = 455 \text{ kg}$

4. Voegsparingsmallen: lang 4,30 m, 68 stuks
Totale lengte: $4,30 \cdot 68 = 292,4 \text{ m}^1$

5. UNP-80 profielen: als bij alternatief a.

Ankerstrippen: per UNP 17 stuks

Totaal: $17 \cdot 42 = 714$ ankerstrippen

Volume per strip: $l \times b \times t = 700 \cdot 60 \cdot 8 \cdot 10^{-9}$
 $= 336,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Totaal volume van de strippen: $714 \cdot 336 \cdot 10^{-6} = 239,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

Gewicht: $239,9 \cdot 10^{-3} \cdot 7850 = 1883 \text{ kg}$

Halfroondprofielen: als bij alternatief a.

6. Injectie- en ontluchtungskanalen: per L-muur element: 18 stuks
Totaal: $42 \cdot 18 = 756$ stuks

7. Gietijzeren haalkommen (40 kN en 200 kN) en bolders (200 kN):
als bij alternatief a.

Ankers aan haalkommen 200 kN: 12 ankers per haalkom

Totaal $42 \cdot 12 = 504$ ankers

Volume per strip: $l \times b \times t = 500 \cdot 60 \cdot 8 \cdot 10^{-9}$
 $= 240,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Totaal volume van de strippen: $504 \cdot 240 \cdot 10^{-6} = 121,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

Gewicht: $121,0 \cdot 10^{-3} \cdot 7850 = 950 \text{ kg}$

Ankers aan haalkommen 40 kN: per haalkom 2 staven $\varnothing 12 \text{ mm}$,
lang 1200 mm

Totale lengte: $112 \cdot 2 \cdot 1,2 = 268,8 \text{ m}^1$

Lineïeke massa: $0,888 \text{ kg/m}^1$

Gewicht: $0,888 \cdot 268,8 = 239 \text{ kg}$

Ankers aan bolders 200 kN: per bolder 2 staven $\varnothing 40 \text{ mm}$, lang
800 mm

Totale lengte: $14 \cdot 2 \cdot 0,8 = 22,4 \text{ m}^1$

Lineïeke massa: $9,865 \text{ kg/m}^1$

Gewicht: $9,865 \cdot 22,4 = 221 \text{ kg}$

Totaal gewicht aan ankers voor haalkommen en bolders:

$950 + 239 + 221 = 1410 \text{ kg}$

Dekzerkprofielen: als bij alternatief a.

Ankers aan dekzerkprofielen: per L-muur element: 34 strippen

Totaal: $42 \cdot 34 = 1428$ stuks

Volume per strip: $l \times b \times t = 350 \cdot 40 \cdot 10 \cdot 10^{-9}$
 $= 140,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Totaal volume van de strippen: $1428 \cdot 140 \cdot 10^{-6} = 199,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

Gewicht: $199,9 \cdot 10^{-3} \cdot 7850 = 1569 \text{ kg}$

8. Hijspunten \varnothing 40 mm met opgestuikte bolkop: lang 1,50 m,
3 stuks per element

Totaal: $3 \cdot 42 = 126$ stuks

Totale lengte: $126 \cdot 1,50 = 189 \text{ m}^1$

Lineieke massa: ca. 10 kg/m^1

Totaal gewicht: ca. 1890 kg

9. Bruto volume van 1 L-muur element: $25,60 \text{ m}^3$

Hierin zit 4354 kg staal verwerkt, ofwel: $\frac{4354}{7850} = 0,55 \text{ m}^3$

Volume beton is ongeveer: $25,0 \text{ m}^3$

Volume beton in 42 elementen: $42 \cdot 25,0 = 1050 \text{ m}^3$

Totaal gewicht aan wapeningsstaal: $42 \cdot 4354 = 182868 \text{ kg}$

\varnothing 12 mm: $42 \cdot 223 = 9366 \text{ kg}$

\varnothing 16 mm: $42 \cdot 2480 = 104160 \text{ kg}$

\varnothing 20 mm: $42 \cdot 973 = 40866 \text{ kg}$

\varnothing 25 mm: $42 \cdot 678 = 28476 \text{ kg}$

10. Bolders (40 kN) als bij alternatief a.

Ankers M 12: per bolder 4 stuks

Totaal: $28 \cdot 4 = 112$ stuks

Klauwprofielen als bij alternatief a.

Totale lengte dekzerkprofielen: $42 \cdot 4,84 = 203,3 \text{ m}^1$

D. HET IN DE GROND BRENGEN VAN DE DIEPWAND-ELEMENTEN

Alternatief a:

2. Grondverzet is: $2 \cdot 105 \cdot 1,35 \cdot 1,10 = 312 \text{ m}^3$

4. Diepwandsleuven graven: twee sleufsecties van 89,6 m lang graven tot 4,75 m en (ter plaatse van de korte kolkmoet) twee sleufsecties van 15,5 m lang graven tot 6,00 m. De oppervlakte van de sleuven is:

$$(4,60 + 4,75) \cdot 89,6 \cdot 2 + (4,60 + 6,00) \cdot 15,5 \cdot 2 = 2004 \text{ m}^2$$

5. Volume diepwandsleuven: $(5,75 + 4,75) \cdot 89,6 \cdot 0,8 \cdot 2 = 1505 \text{ m}^3$
 $(5,75 + 6,00) \cdot 15,5 \cdot 0,8 \cdot 2 = 291 \text{ m}^3$
Totaal: 1796 m^3

Volume diepwanden: $42 \cdot 10 \cdot 4,84 \cdot 0,5 = 1016 \text{ m}^3$

Minimum benodigde hoeveelheid gestabiliseerde bentoniet is:

$1796 - 1016 = 780 \text{ m}^3$

Reken op 10% oververbruik: $\sim 80 \text{ m}^3$

Totaal benodigde hoeveelheid gestabiliseerde bentoniet: 860 m^3

Oppervlakte voor coating: $42 \cdot (5,75 + 0,75) \cdot 4,84 = 1321 \text{ m}^2$

6. Huur traverse/kraan: deze wordt voor de raming van kosten gesplitst in het tijdsaandeel dat voor de hijswerkzaamheden voor de diepwand-elementen is benodigd en het tijdsaandeel dat voor de hijswerkzaamheden voor de L-muur elementen is benodigd. De huurtijd van de traverse/kraan is afhankelijk van de tijdsduur welke is benodigd voor het graven van de diepwand-sleuven.

Eén diepwandgrijper kan ongeveer 80 m^2 sleuf per dag graven. Een door de diepwandgrijper te graven sleufsectie voor 1 diepwand-element heeft een oppervlakte: $(4,60 + 4,75) \cdot 4,84 = 45 \text{ m}^2$. Voor het graven van één sleufsectie is dus ca. 4,5 uur benodigd. Om voor voldoende continuïteit in het werk te zorgen, wordt tegelijkertijd met twee diepwandgrijpers gewerkt aan de twee te graven sleuven. Dus: 's-morgens twee sleufsecties graven, 's-middags twee diepwand-elementen afhangen. Hieruit volgt dat voor het plaatsen van de diepwand-elementen de traverse/kraan 21 dagen is benodigd.

Ga voor het plaatsen van de diepwand-elementen uit van een 4-mans ploeg (incl. bediening traverse). Reken voor het oppakken, plaatsen en stellen van 1 diepwand-element 2 uur (8 manuur). Totaal: $42 \cdot 8 = 336 \text{ m.u.}$

7. Voegprofielen: lang 9 m, 34 stuks

Totale lengte: $9 \cdot 34 = 306 \text{ m}^1$

Reken: $f 100,00/\text{m}^1$

Injecteren met krimparme mortel: $f 10,00/\text{liter}$

Schat kanalen in voegprofiel $\varnothing 50 \text{ mm}$ (uitgezet/opgepompt)

Lineiek volume: $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 10 = 2 \text{ liter}/\text{m}^1$

Per twee kanalen: 4 liter/m^1

Het injecteren kost dus ca. $f 40,00/\text{m}^1$

8. Damplanken BU 25: lang 10 m, 10 stuks

Totale lengte: 100 m^1

Lineieke massa: $97,8 \text{ kg/m}^1$

Gewicht: $100 \cdot 97,8 = 9780 \text{ kg}$

Klauwprofielen voor BZ 17: lang 10 m, 6 stuks

Totale lengte: 60 m^1

Lineieke massa: $14,5 \text{ kg/m}^1$

Gewicht: $60 \cdot 14,5 = 870 \text{ kg}$

Pasplanken maken: lang 10 m, 2 stuks

Totale lengte: 20 m

10. Kraanrails A 65: 6 lengten van $6 \cdot 4,84 + 5 \cdot 0,01 = 29,09 \text{ m}$

2 lengten van $3 \cdot 4,84 + 2 \cdot 0,01 = 14,54 \text{ m}$

Totale lengte: $6 \cdot 29,09 + 2 \cdot 14,54 = 203,62 \text{ m}^1$

Lineieke massa: $43,5 \text{ kg/m}^1$

Gewicht: $203,62 \cdot 43,5 = 8858 \text{ kg}$

De rails worden per diep wandpaneel bevestigd met 20 chemische ankers. Totaal: $42 \cdot 20 = 840$ stuks

Hellingsluitplaten: 840 stuks

Gewicht per 1000 stuks: 31,4 kg

Totaal gewicht: $0,840 \cdot 31,4 = 26,4 \text{ kg}$

11. Het slopen van de geleidebalken is reeds bij lid 3 inbegrepen.

Grondaanvulling is ca.: $2 \cdot 105 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 1,1 = 115 \text{ m}^3$

Alternatief b:

Als bij alternatief a.

Alternatief c:

Grotendeels als bij alternatief a. Slechts het volgende punt verandert:

6. Ga nu niet uit van een 4-mans ploeg maar van een 3-mans ploeg. De vierde man zit in de kraan en is bij de huurprijs van de kraan inbegrepen.
Voor het afhangen van 1 element is 2 uur benodigd (6 manuur).
Totaal: $42 \cdot 6 = 252$ m.u.

**E. HET MAKEN VAN DE PAALFUNDERINGEN EN HET HEIEN VAN DAMWANDEN
VOOR DE SLUISKOLK**

Alternatieven a, b en c:

1. Leveren palen HE 300A: lang 12 m, 84 stuks
Totale lengte: $84 \cdot 12 = 1008$ m¹
Lineieke massa: 88,3 kg/m¹
Gewicht: $88,3 \cdot 1008 = 89006$ kg

Heien van de palen m.b.v. een oplanger vanaf maaiveldniveau (5,70⁺ m) tot 11,45⁻ m.

Lengte: $5,70 + 11,45 = 17,45$ m

Totale lengte over 84 palen: $84 \cdot 17,45 = 1466$ m¹.

2. Vibro-drukpalen \emptyset 508 mm: 88 stuks
Paalvoet op 2,50⁻ m, paalkop op 5,70⁺ m, schoorstand 3 : 1
Hieruit volgt de paallengte: 8,64 m
Totale paallengte: $88 \cdot 8,64 = 760,6$ m¹

Kosten afleiden:

Vibro-drukpalen \emptyset 457 mm heien en vervaardigen kost: f 110,00/m¹. Hiervan is f 30,00/m¹ heikosten. De palen kosten dus f 80,00/m¹.

Nu \varnothing 508 mm:

$$\text{Paalkosten: } \frac{A_{\varnothing 508}}{A_{\varnothing 457}} \cdot 80 = \frac{508^2}{457^2} \cdot 80 = f 100,00/\text{m}^1$$

Vibro-palen \varnothing 508 heien en vervaardigen kost dus: $f 130,00/\text{m}^1$.

3. Buispalen \varnothing 457 mm (wanddikte 10 mm): lengte 14 m, 88 stuks

$$\text{Totale lengte: } 88 \cdot 14 = 1232 \text{ m}^1$$

$$\text{Lineïeke massa: } 110,237 \text{ kg}/\text{m}^1$$

$$\text{Gewicht: } 1232 \cdot 110,237 = 135812 \text{ kg}$$

Ankerstrippen aan de paalkoppen: $40 \times 10 \text{ mm}^2$

Per paal 6000 mm^2 , ofwel 15 strippen, lang 900 mm

$$\text{Totale lengte van de ankerstrippen: } 88 \cdot 15 \cdot 0,9 = 1188 \text{ m}^1$$

$$\text{Lineïeke massa: } 40 \cdot 10 \cdot 1000 \cdot 10^{-9} \cdot 7850 = 3,140 \text{ kg}/\text{m}^1$$

$$\text{Gewicht: } 1188 \cdot 3,140 = 3730 \text{ kg}$$

4. Compartimenteringswanden BZ 17, 3 stuks

$$\text{Lengte planken: } 5,75 + 6,00 = 11,75 \text{ m}$$

$$\text{Lengte wanden: } 13,5 \text{ m}$$

Hieruit volgt de oppervlakte van de wanden:

$$3 \cdot 11,75 \cdot 13,5 = 475,9 \text{ m}^2$$

$$\text{Massa per m}^2: 131 \text{ kg}$$

$$\text{Gewicht: } 131 \cdot 475,9 = 62343 \text{ kg}$$

6. Grondwerk t.b.v. kespren: 2 sleuven van 105 m lang, 2 m breed en 1,05 m diep.

$$\text{Grondverzet: } 2 \cdot 105 \cdot 2 \cdot 1,05 = 441 \text{ m}^3$$

7. Bekisting voor 1 kespdeel (voor hergebruik geschikt).

$$\text{Oppervlakte: } 2 \cdot 1,15 \cdot (29,8 + 1,4) \approx 72 \text{ m}^2$$

$$\text{Beton voor de werkvloeren: } 2 \cdot 105 \cdot 1,4 \cdot 0,1 = 29,4 \text{ m}^3$$

9. Beton voor de kespren: $2 \cdot 105 \cdot (1,4 \cdot 1,0 - 0,5 \cdot 0,35) = 258 \text{ m}^3$

Stel 80 kg wapeningsstaal per m^3 beton.

$$\text{Gewicht staal: } 80 \cdot 258 = 20640 \text{ kg}$$

10. Grondaanvulling: $2 \cdot 105 \cdot 1,1 \cdot (2 - 1,4) = 139 \text{ m}^3$

F. DE ASSEMBLAGE VAN DE L-MUUR ELEMENTEN

Alternatief a:

1. Multiplex oplegplankjes, 20 stuks per L-muur element.

Totaal aantal plankjes: $42 \cdot 20 = 840$ stuks.

Oppervlak per plankje: $0,2 \cdot 0,1 = 0,02 \text{ m}^2$

Totale oppervlakte: $840 \cdot 0,02 = 16,80 \text{ m}^2$

Novalastik voegband.

Op diepwanden: $2 \cdot 203,62 + 16 \cdot 0,5 = 416 \text{ m}^1$

Op kespen: $12 \cdot 30 + 4 \cdot 15 + 16 \cdot 1,4 = \frac{443 \text{ m}^1}{}$

Totaal: 859 m^1

2. Huur traverse.

Om de totale huurtijd van de traverse/kraan te bepalen moet eerst worden bepaald hoeveel tijd is benodigd voor het in de grond brengen van de diepwand-elementen. Dit is gedaan onder D lid 6.

Er wordt van uitgegaan dat het oppakken en plaatsen van een L-muur element 2 uur in beslag neemt. Er kunnen dus 4 elementen per dag worden geplaatst. Dit is dus twee maal zo snel als diepwand-elementen kunnen worden geplaatst, zodat het tijdstip, waarop de laatste twee diepwandsecties klaar komen van belang is.

Nadat de laatste diepwand-elementen zijn geplaatst, moet de gestabiliseerde bentoniet vier weken uitharden, voordat kan worden geheid. Hierna kan met het heien van de palen voor de laatste kolkwandsecties worden begonnen.

Voor het heien wordt er van uitgegaan dat een heistelling zes drukpalen en zes trekpalen per dag kan wegzetten. Voor het heien van de palen voor twee lange kolkwandsecties zijn dus vier dagen benodigd. Hierna kan worden begonnen met het maken van de laatste 2 kespen. Hiervoor wordt ongeveer 1 week gerekend.

Omdat de kessen in deze bouwphase nog niet zo zwaar worden belast (alleen door de kale L-muur elementen zonder grondaanvulling), wordt er van uitgegaan dat de L-muur elementen reeds 2 weken na het storten van het beton kunnen worden geplaatst.

In totaal kunnen de L-muur elementen van de laatste kolkwandsectie dus ca. zeven weken na het gereed komen van de laatste diepwandsecties worden geplaatst. Een en ander is schematisch weergegeven in figuur B.50.

Uit figuur B.50 wordt duidelijk dat de traverse voor een periode van totaal ongeveer dertien weken is benodigd. Ongeveer vijf weken hiervan zijn benodigd voor het plaatsen van de diepwand-elementen, zodat de traverse voor een extra acht weken moet worden gehuurd om de L-muur elementen te plaatsen.

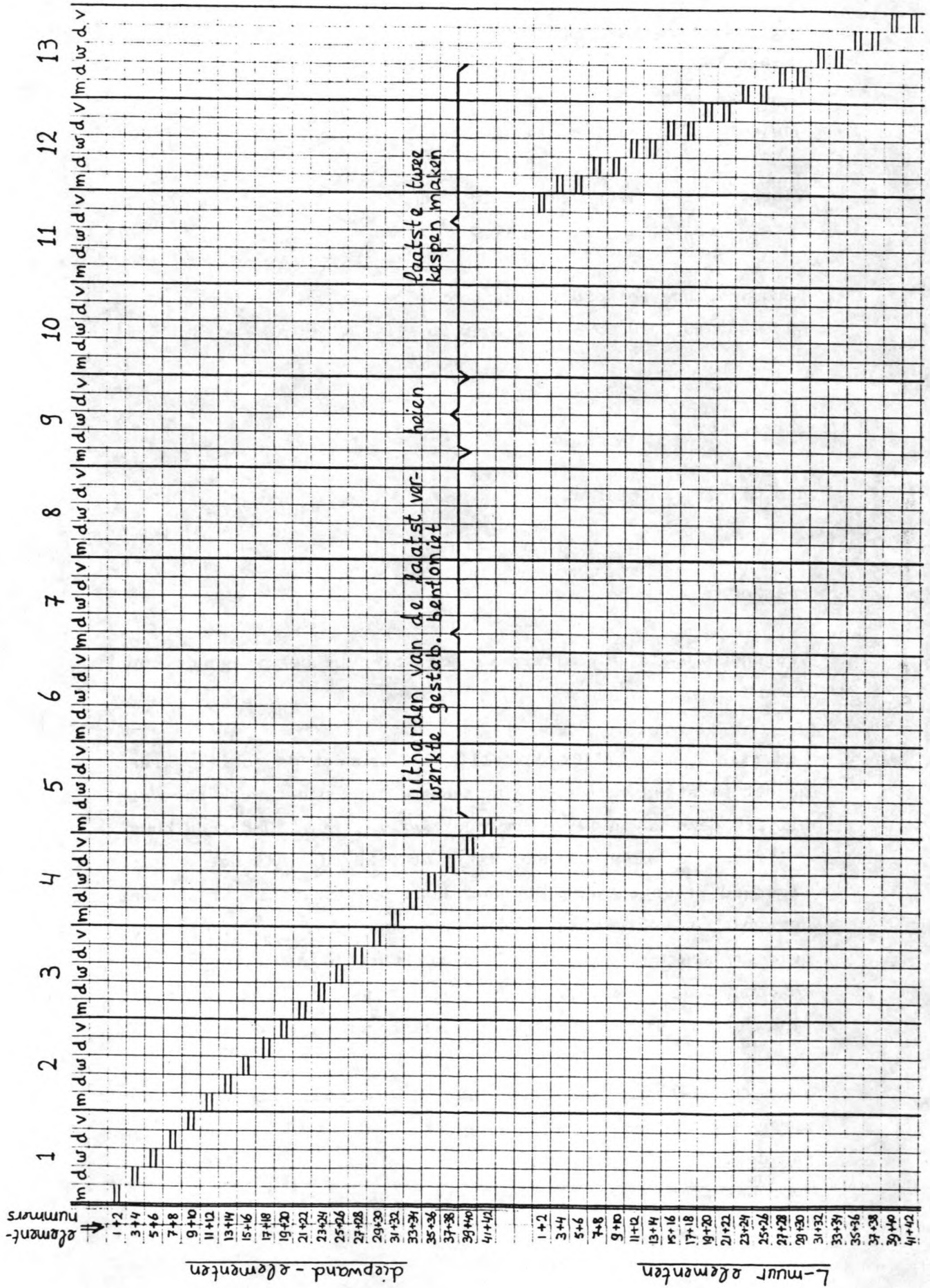
Ga voor het plaatsen van de L-muur elementen uit van een 4-mans ploeg (inclusief bediening traverse). Voor het oppakken en plaatsen van een element is ca. 2 uur, ofwel 8 manuur nodig. Voor het plaatsen van alle elementen is dus $42 \cdot 8 = 336$ manuur nodig.

3. Laddernis damplanken BU 25: lang 4,40 m, 10 stuks.
Totale lengte: $10 \cdot 4,40 = 44,0 \text{ m}^1$
Lineieke massa: $97,8 \text{ kg/m}^1$
Gewicht: $44,0 \cdot 97,8 = 4303 \text{ kg}$
Pasplanken maken: lang 4,40 m, 2 stuks
Totale lengte: 8,80 m

4. Ophanghaken, samengesteld uit 2 stuks UNP 160 en 1 \emptyset 30 mm UNP 160, lang 0,25 m, 4 stuks per laddernis
Totale lengte: $10 \cdot 4 \cdot 0,25 = 10,0 \text{ m}^1$
Lineieke massa: $18,8 \text{ kg/m}^1$
Gewicht: $10 \cdot 18,8 = 188 \text{ kg}$

Ophangstaven \emptyset 30 mm: lang 0,50 m, 2 stuks per laddernis
Totale lengte: $10 \cdot 2 \cdot 0,50 = 10,0 \text{ m}^1$
Lineieke massa: $5,549 \text{ kg/m}^1$
Gewicht: $10 \cdot 5,549 = 55,5 \text{ kg}$

Totaal gewicht ophanghaken: $188 + 55,5 = 143,5 \text{ kg}$.



figuur B.50 Tijdschema voor het plaatsen van de kolkwand-elementen.

Omrandingen, bestaande uit hoekprofielen 100 x 75 x 9 mm.

Per laddernis nodig: ca. $1,0 \text{ m}^1$

Totale lengte: $10 \cdot 1,0 = 10,0 \text{ m}^1$

Lineïeke massa: $11,8 \text{ kg/m}^1$

Gewicht: $10,0 \cdot 11,8 = 118 \text{ kg}$.

5. Voegprofielen: lang 4,40 m, 10 stuks

Totale lengte: $10 \cdot 4,40 = 44,0 \text{ m}^1$

6. Benodigde hoeveelheid injectiemortel:

$42 \cdot 4,85 \cdot (0,5 \cdot 0,05 + 2 \cdot 0,3 \cdot 0,05 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,01) = 13,241 \text{ m}^3$

Alternatief b:

Als bij alternatief a.

Alternatief c:

Grotendeels als bij alternatief a. Slechts het volgende punt verandert:

2. Uit figuur B.50 blijkt duidelijk dat wanneer de mobiele kraan na het plaatsen van de diepwand-elementen op het werk aanwezig blijft, deze zeven weken improductief zal zijn. Omdat de huurprijs van de kraan erg hoog is (f 4000,00/dag), is het voordeliger de kraan tussentijds naar huis te sturen. De kraan moet dan wel een keer extra worden opgebouwd (f 15000,00), maar deze kosten worden door de kortere huurtijd ruimschoots terug gewonnen. Uit dezelfde figuur blijkt dat de kraan voor het plaatsen van de L-muur elementen elf dagen is benodigd.

Ga nu niet uit van een 4-mans ploeg maar van een 3-mans ploeg. De vierde man zit in de kraan en is bij de huurprijs van de kraan inbegrepen.

Voor het afhangen van 1 element is 2 uur benodigd (6 manuur).

Totaal: $42 \cdot 6 = 252 \text{ m.u.}$

G. HET MAKEN VAN DE SLUISVLOER VAN ONDERWATERBETON

Alternatieven a, b en c:

2. Ontgraven van de sluisolk tot 0,75 m:
Breedte tussen de diepwanden is 12,60 m.
Op de diepwanden ziet een 0,15 m dikke laag verharde bentoniet-cement.
Te ontgraven breedte: $12,60 - 0,3 = 12,3$ m.
Grondwerk: $(5,70 + 0,75) \cdot 105 \cdot 12,3 = 8330 \text{ m}^3$.
3. Schoonmaken kolkwanden: $2 \cdot 105 \cdot (5,75 + 0,75) = 1365 \text{ m}^2$
Opschonen sluisbodem: $105 \cdot 12,6 = 1323 \text{ m}^2$
5. Benodigde hoeveelheid onderwaterbeton:
 $105 \cdot 12,6 \cdot 1,25 = 1654 \text{ m}^3$

H. HET AFWERKEN EN IN GEBRUIK NEMEN VAN DE SLUISCONSTRUCTIE

Alternatief a:

2. Ladders: lang 6,70 m, 10 stuks
Per ladder: 2 hoekstaalprofielen 80 x 80 x 10 mm
Lineïeke massa: $11,859 \text{ kg/m}^1$
Gewicht: $2 \cdot 6,70 \cdot 11,859 = 158,91 \text{ kg}$

Per ladder: 23 sporten \varnothing 25 mm, lang 460 mm
Lineïeke massa: $3,853 \text{ kg/m}^1$
Gewicht: $23 \cdot 0,46 \cdot 3,853 = 40,76 \text{ kg}$

Gewicht ladder: 200 kg.
Gewicht 10 ladders: 2000 kg.
Reken f 5,00/kg verwerkt staal
Kosten: f 10000,00.

Tralieroosters bovenzijde laddernissen: deze bestaan uit staven \varnothing 25 mm, h.o.h. 75 mm, gevat in een frame van hoekstaal 80 x 80 x 10 mm.

Voor 1 tralierooster is benodigd: ca. $1,0 \text{ m}^1$ hoekstaal en ca. $2,0 \text{ m}^1$ staaf \varnothing 25 mm.

Lineieke massa hoekstaal: $11,859 \text{ kg/m}^1$

Lineieke massa rondstaal: $3,853 \text{ kg/m}^1$

Gewicht rooster: $1,0 \cdot 11,859 + 2,0 \cdot 3,853 = 20 \text{ kg}$

Totaal gewicht 10 roosters: 200 kg

Reken f 5,00/kg verwerkt staal

Kosten: f 1000,00.

4. Compartimenteringswanden onder water afsnijden: lengte per wand is ca. 13,5 m, 3 stuks.

Totale lengte: $3 \cdot 13,5 = 40,5 \text{ m}^1$

Oppervlakte vrijkomende diepwand: $40,5 \cdot (5,75 - 0,50) = 213 \text{ m}^2$

8. Sluisterrein ten noorden van de sluis aanvullen tot $7,50^+$ m.

Alleen ter hoogte van de sluiskolk:

In kanaal: $105 \cdot 18 \cdot (7,50 - 4,00) = 6615 \text{ m}^3$

Tussen kolkwand en scheidingswand:

$105 \cdot \{6,5 \cdot (7,50 - 6,10) + 2 \cdot (7,50 - 5,75)\} = 1323 \text{ m}^3$

Totaal: $\sim 8000 \text{ m}^3$

11. Aanvullen terrein noord: $105 \cdot 26,5 \cdot (9,65 - 7,50) \approx 6000 \text{ m}^3$

Aanvullen terrein zuid:

$105 \cdot \{10 \cdot (9,65 - 6,60) + 7 \cdot (9,65 - 8)\} \approx 4500 \text{ m}^3$

12. Ankers t.b.v. vulbeton: schat per laddernis 5 kg ankers benodigd.

10 laddernissen: 50 kg ankers.

13. Vulbeton: per laddernis is ca. $0,66 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,050 \text{ m}^3$ beton nodig.

10 laddernissen: $0,50 \text{ m}^3$.

Alternatief b:

Als bij alternatief a.

Alternatief c:

Grotendeels als bij alternatief a. Slechts het volgende punt is extra:

9. Kanaalscheidingswand BZ 17 trekken: 8,5 m lange planken
Oppervlakte van de wand: $105 \cdot 8,5 = 892,5 \text{ m}^2$
Gewicht per m^2 : 131 kg.
Totaal gewicht: $892,5 \cdot 131 = 116917 \text{ kg}$.

I. EXTRA BENODIGDHEDEN TEN BEHOEVE VAN HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB ELEMENTEN

Alleen alternatieven b en c:

1. Er moeten in de loods tegelijk twee L-muur elementen en twee diepwand-elementen kunnen worden gemaakt. Een loods met afmetingen $20 \times 40 \text{ m}^2$ (oppervlakte 800 m^2) zal wel voldoen.
Huur: $f 0,35/\text{m}^2$ week.
Ga er van uit dat de produktie van een element 1 week kost.
Alle 88 elementen kunnen dus in 22 weken worden vervaardigd.
Reken op 3 weken uitlooptijd, dus totaal 25 weken.
Huurkosten: $25 \cdot 800 \cdot 0,35 = f 7000,00$
Opbouwkosten: 1 manuur/ m^2 , ofwel: $800 \cdot 38 = f 30400,00$
Totaal $f 37400,00$.
Reken $f 40000,00$.

