
BLANKENBURGTUNNEL

bijlagen

afstudeerverslag door
R.R. van der Meer

o.l.v. prof. ir. A. Glerum
begeleid door ir. B.P. Rigter

mei 1989



BLANKENBURGTUNNEL

bijlagen

afstudeerverslag door
R.R. van der Meer

o.l.v. prof. ir. A. Glerum
begeleid door ir. B.P. Rigter

mei 1989

WOORD VOORAF

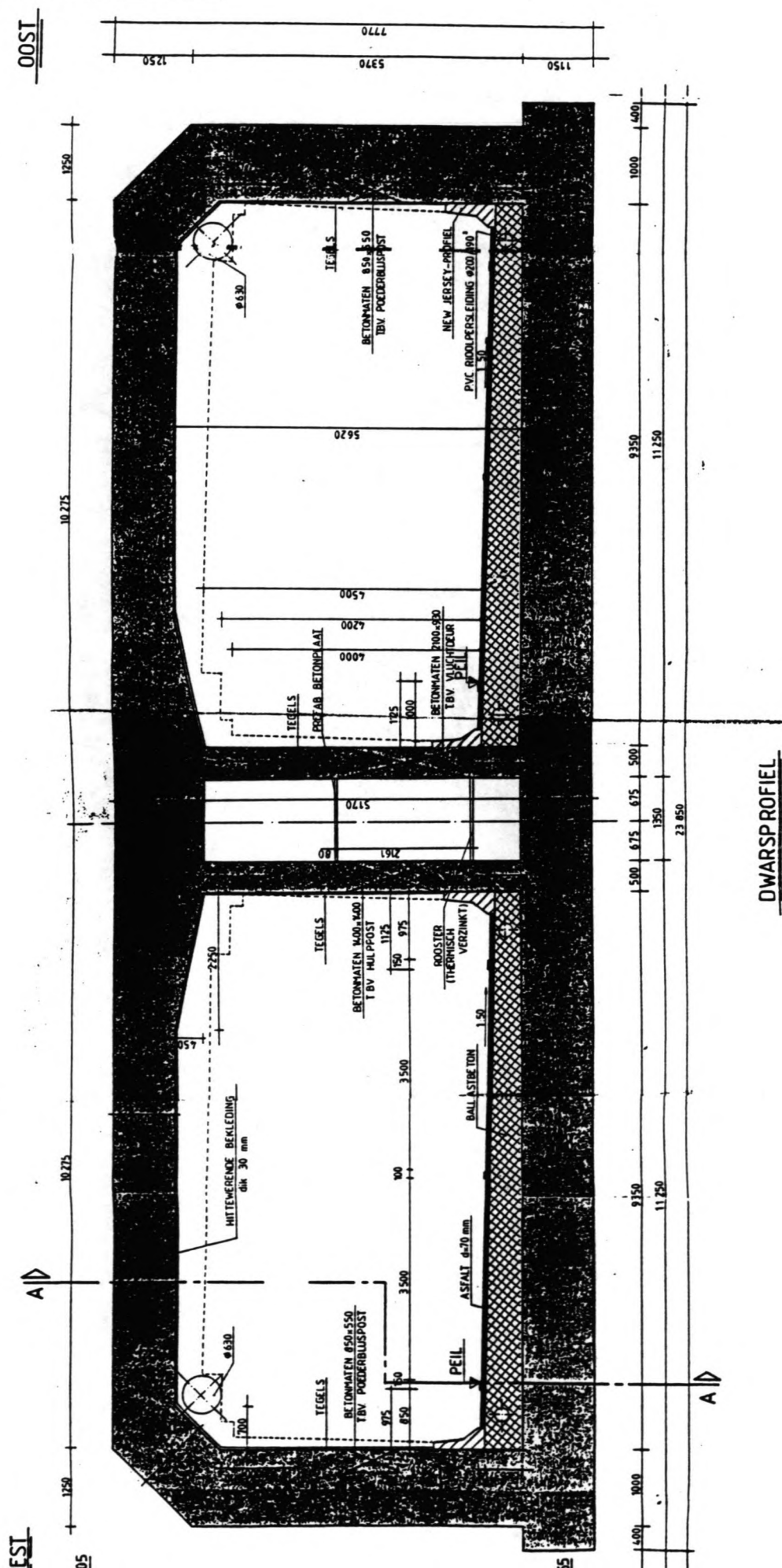
Deze bijlagen behoren bij de hoofdtekst van het afstudeer-verslag over de Blankenburgtunnel. De bijlagen bevatten voornamelijk berekeningen, die noodzakelijk zijn voor het verslag, maar niet in de hoofdtekst zijn opgenomen. De resultaten zijn echter wel opgenomen in de hoofdtekst. De bijlagen zijn genummerd, deze nummers behoren bij de in de hoofdtekst genoemde verwijzingen.

INHOUDSOPGAVE

BIJLAGE	I:	DWARSPROFIEL TUNNELELEMENT
BIJLAGE	II:	BEREKENING HORIZONTAAL LENGTEPROFIEL TUNNEL
BIJLAGE	III:	GRONDGEGEVENS BLANKENBURGTUNNEL
BIJLAGE	IV:	BEREKENINGEN HOOFDSTUK BEMALING
BIJLAGE	V:	BEREKENING STIJGHOOGTE BOVENSTE GRONDLAGEN
BIJLAGE	VI:	ISOHYPSEN KAARTEN VOOR BEMALING BIJ DIVERSE PUTDIEPTEN
BIJLAGE	VII:	BEREKENING STIJGHOOGTE BOVENSTE GRONDLAGEN BIJ BEMALING
BIJLAGE	VIII:	BEREKENING CAPACITEIT RETOURBEMALING
BIJLAGE	IX:	GEBRUIKTE WAARDEN EN CONSTANTEN VOOR AFRITBEREKENING, INCLUSIEF RICHTPRIJZEN
BIJLAGE	X:	UITWERKING GEWICHTSVLOER
BIJLAGE	XI:	UITWERKING ONDERWATERBETON
BIJLAGE	XII:	BEREKENING DIEPTELIGGING INJECTIELAAG
BIJLAGE	XIII:	BEREKENING DIKTE WANDEN CHEMISCHE INJECTIELAAG
BIJLAGE	XIV:	BEREKENING DIKTE WANDEN BIJ ONDERWATER- BETONVLOER MET TREKPALEN
BIJLAGE	XV:	BEREKENING DIEPWAND BIJ ONDERWATERBETON- VLOER MET TREKPALEN
BIJLAGE	XVI:	BEREKENING DIKTE WANDEN BIJ GEWICHTSVLOER
BIJLAGE	XVII:	UITWERKING NIET GECOMPARTIMENTEERDE VLIESCONSTRUCTIE
BIJLAGE	XVIII:	UITWERKING GECOMPARTIMENTEERDE VLIESCONSTRUCTIE
BIJLAGE	XIX	KOSTENBEREKENING BOUWKUIP MET GEWICHTSVLOER
BIJLAGE	XX:	KOSTENBEREKENING BOUWKUIP MET ONDERWATERBETONVLOER MET TREKPALEN
BIJLAGE	XXI:	KOSTENBEREKENING BOUWKUIP MET CHEMISCHE INJECTIEVLOER

BIJLAGE	XXII:	KOSTENBEREKENING NIET GECOMPARTIMENTEERDE VLIESCONSTRUCTIE
BIJLAGE	XXIII:	KOSTENBEREKENING GECOMPARTIMENTEERDE VLIESCONSTRUCTIE
BIJLAGE	XXIV:	BEREKENING DIEPTELIGGING LANDHOOFD
BIJLAGE	XXV:	BEREKENING PASSIEVE KORRELKRACHT BIJ HORIZONTALE BODEMLIGGING

DWARSPROFIEL ZINKELEMENT



BIJLAGE II

BEREKENING HORIZONTAAL LENGTEPROFIEL TUNNEL

In de hoofdtekst kwam men tot de volgende ontwerpwaarden:

- helling maximaal 1 : 22 (4.5%)
- ontwerpsnelheid 120 km/hr
- minimale boogstraal onderafronding (voetboog): 2500 meter
- minimale boogstraal bovenafronding (topboog): 10000 meter.

Verder waren er twee dwangpunten, namelijk:

- 1- Rand vaargeul op 125 meter van de as van de vaargeul verwijderd. Dekking moet daar minimaal 0.5 meter zijn.

Diepte vaarwegbodem $16\text{m} \div \text{NAP}$. Dit betekent dak van zinkelement dieper dan $16.5\text{m} \div \text{NAP}$.

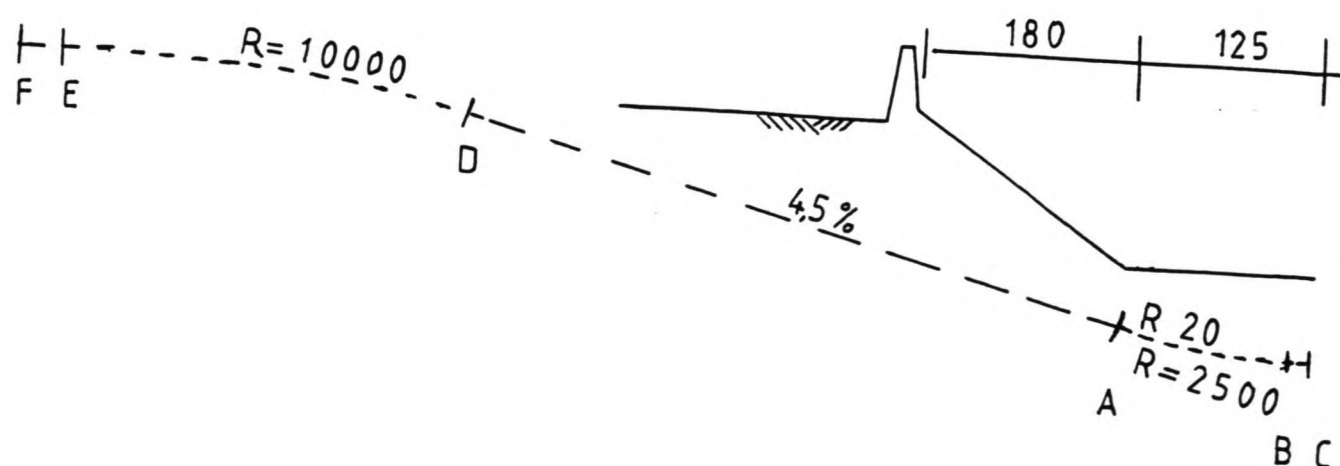
De hoogte van een zinkelement is volgens bijlage I 7.77 meter. Het wegdek bevindt zich 6.005 meter onder het dak van het zinkelement. Dit betekent dat het wegdek zich bij dit dwangpunt op een diepte van $22.5 \div \text{NAP}$ bevindt.

- 2- Kruising spoorweg Rotterdam - Hoek van Holland

Afstand spoorwegovergang tot as geul: 1020 meter
hoogte wegdek bij kruising: $7 \div \text{NAP}$

Met bovenstaande ontwerpwaarden en dwangpunten is men via onderstaande figuur tot een horizontaal lengteprofiel gekomen.

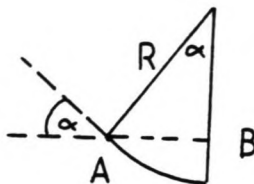
De hoofdletters in het figuur geven de volgorde aan van berekenen.



PUNT A: (dwangpunt nummer 1)

wegdek op 22.5 ÷ NAP meter

PUNT B: (onderkant voetboog)



$$\begin{aligned}\tan(\alpha) &= 4.5/100 \\ \alpha &= 2.5766^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lengte AB} &= R \sin(\alpha) \\ &= 2500\text{m} * \sin(2.5766) \\ &= 112.38 \text{ meter} \\ &\approx 112.4 \text{ meter}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{hoogte t.p.v. B (op wegdekniv.)} &= \text{hoogte A} - (1 - \cos(\alpha)) \\ &= (22.5 \div \text{NAP}) - (1 - \cos(\alpha)) * 2500 \\ &= 25.02 \div \text{NAP}\end{aligned}$$

PUNT B - PUNT C: (lengte horizontaal gedeelte tunnel)

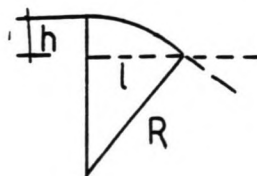
$$\begin{aligned}\text{Lengte traject B - C: } &125\text{m} - 112.4\text{m} = 12.6 \text{ meter} \\ \text{hoogte wegdek punt C} &= \text{hoogte wegdek punt B} \\ &= 25.02 \div \text{NAP}\end{aligned}$$

PUNT D: (overgang helling 4.5% naar topboog)

Dit punt is het raakpunt van de topboog met de helling van 4.5. Op dit punt geldt als voorwaarde dat de hoek met de horizontaal (β) voldoet aan de eis:

$$\tan(\beta) = 4.5/100 = 2.576^\circ$$

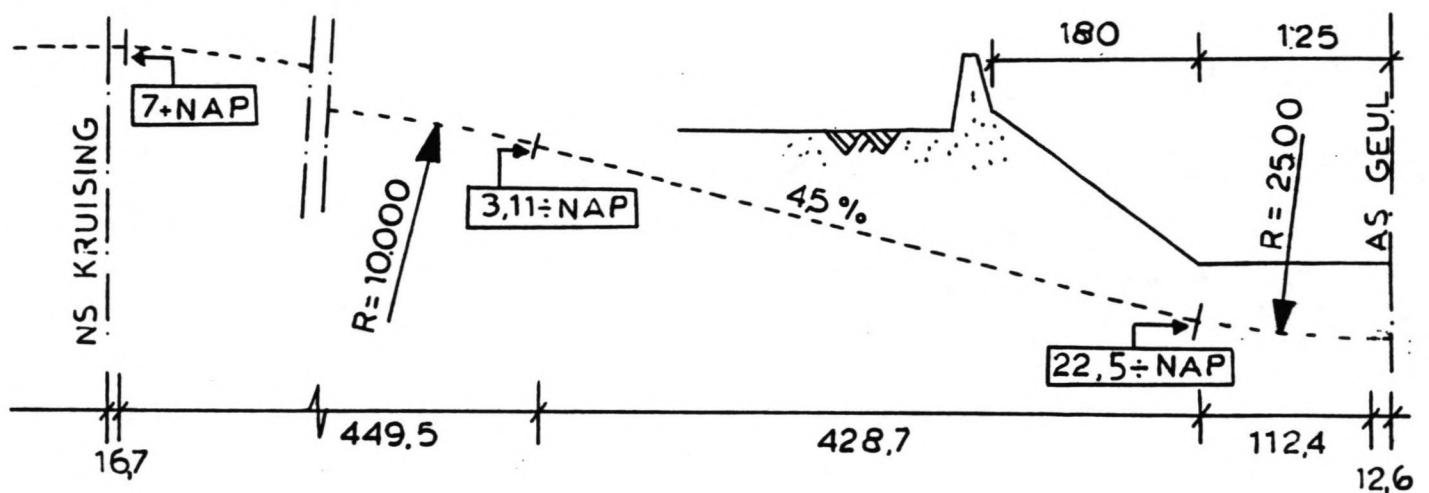
Dit geeft de volgende resultaten:



$$\begin{aligned}l &= \text{lengte traject DE} \\ &= R \sin(\beta) \\ &= 10000\text{m} * \sin(2.576) \\ &= 449.54 \text{ meter}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}h &= (1 - \cos(\beta)) * R \\ &= 10.11 \text{ meter}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{hoogte van het wegdek ter plaatse van punt D} &= \text{hoogte spoorwegovergang} - h \\ &= (7 + \text{NAP}) - 10.11 \\ &= 3.11 \div \text{NAP}\end{aligned}$$



BIJLAGE III

GRONDOPBOUW NOORDELIJKE KANT

5
▽ ⊕

7
▽

8
▽

0
▽

NOORDZIJDE

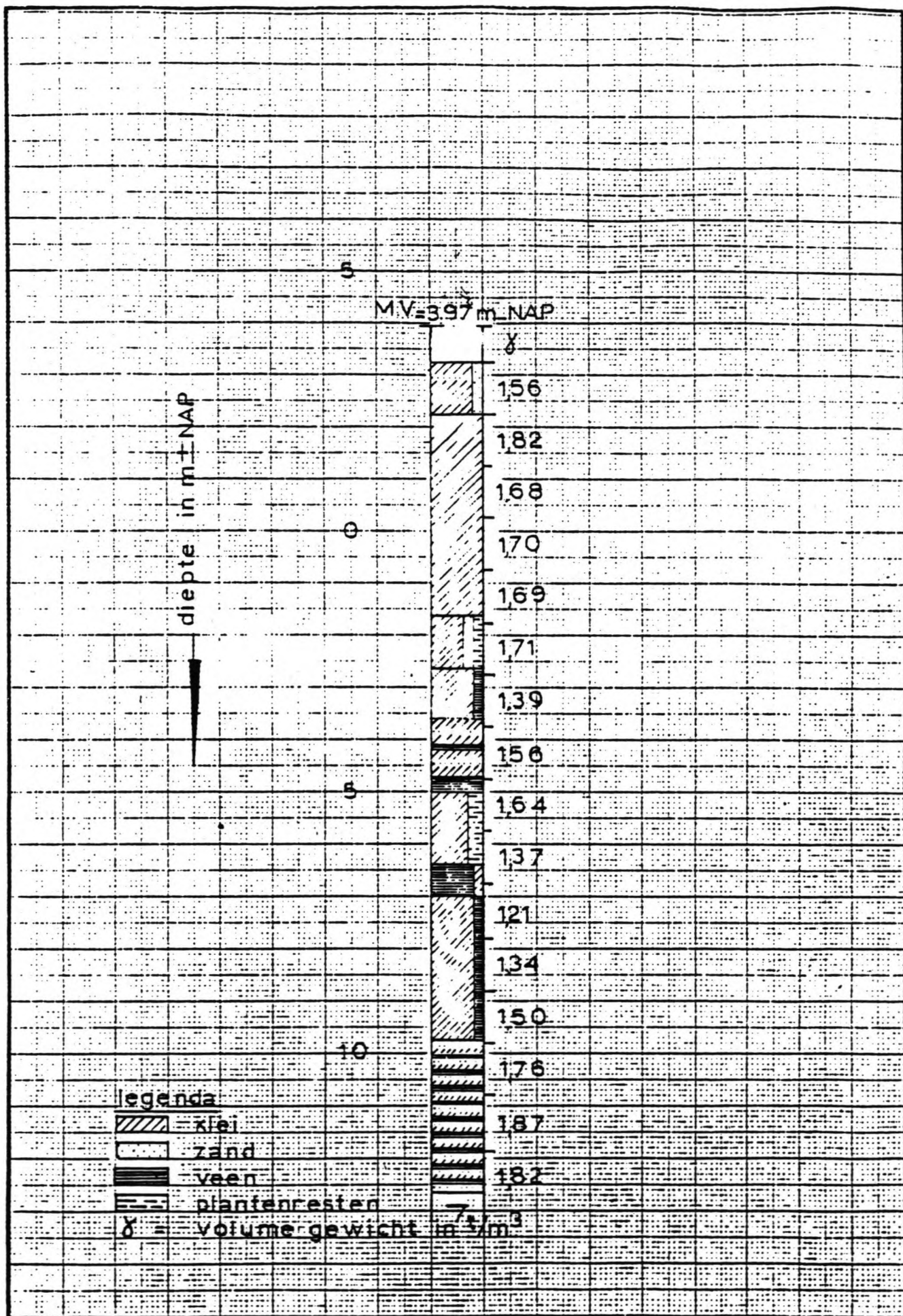
HET SCHEUR

(NIEUWE WATERWEG)

LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA

OB	noordzakaiijk zand	Anthropogene gronden	
1	klei, klei, siltig, plaatselijke veenstukjes	Afzettingen van	
2	klei, zandig of zand kleiig	Dunne ke	
3	zand, fijn, siltig, met dunne kleilaagjes		
4	veen $\rho < 1.15 \text{ t/m}^3$	Hollandveen	
5	klei (kompleet afzettingen) $\rho < 1.45 \text{ t/m}^3$	Afzettingen van Gorkum	
6	klei, vaak met plantenresten	Afzettingen van	
7	klei met zandlaagjes	Calais	
8	klei, zandig of zand kleiig		
9	zand, fijn of fijn tot middel-korrelig met dunne kleilaagjes		
10	veen	Basisveen	
11	klei, siltig, zandig (leem)	Formatie van Krettenheye	
12	zand, fijn tot middel-korrelig onderaan grof grindig		

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 MN, m²



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

HOOGWATERKERING VLAARDINGEN-
MAASSLUIS.

BORING: 7

CM

BIJLAGE 3

A.

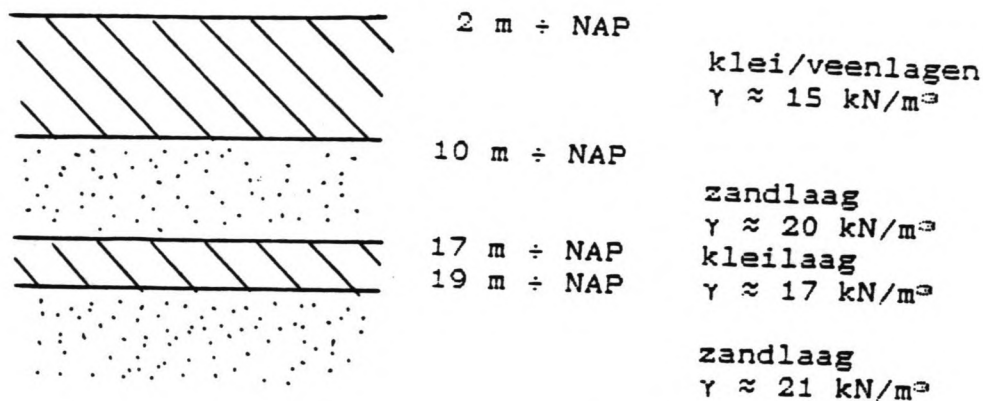
CO20329

BIJLAGE IV

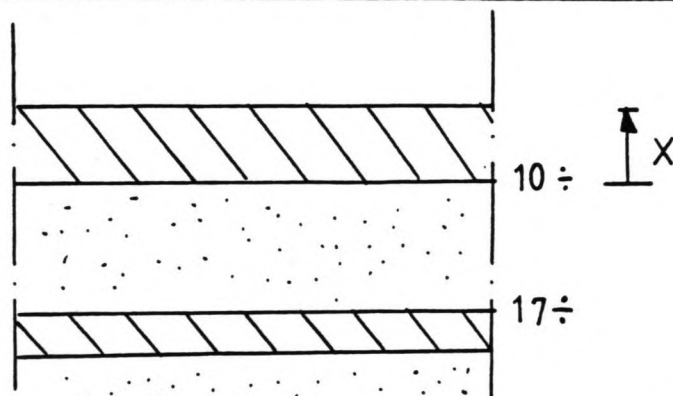
BEREKENINGEN BEMALING

1. Berekening van de verlaging van de stijghoogte in de diepe zandlaag om aan de opbarstingseis te voldoen

Uitgangssituatie



1.a DIEPTE PUTBODEM TUSSEN 2M ÷ NAP EN 10M ÷ NAP



Opwaartse druk aan de onderkant van de 2^e kleilaag:

$$((1 \text{ m} + \text{NAP}) - (19 \text{ m} \div \text{NAP})) \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 200 \text{ kN/m}^2$$

Geen bemaling van de diepe zandlaag is nodig als het gewicht van een grondmoot minimaal gelijk is aan opwaartse druk:

$$2\text{m} \cdot 1\text{kN/m}^3 + 7\text{m} \cdot 20\text{kN/m}^3 + 15\text{kN/m}^3 \cdot X \text{ m} \geq 200 \text{ kN/m}^2$$

$$X = 1.73 \text{ m}$$

Dit wil zeggen dat bemaling van de diepe zandlaag niet nodig is, om opbarsten te voorkomen (zonder veiligheid), als de putdiepte minder is dan $(10 \text{ m} - 1.7 \text{ m}) = 8.3 \text{ m} \div \text{NAP}$

Als de putbodem wel dieper komt te liggen dan $8.3\text{ m} \div \text{NAP}$, maar minder diep dan $10\text{ m} \div \text{NAP}$, dan is bemaling van de diepe zandlaag wel noodzakelijk en geldt onderstaande formule:

Gewicht : $2\text{ m} \cdot 17\text{ kN/m}^3 + 7\text{ m} \cdot 20\text{ kN/m}^3 + 15\text{ kN/m}^3 \cdot (10\text{ m} - d)$
 Opwaartse druk : $10\text{ kN/m}^3 \cdot (20\text{ m} - h)$

waarin: d diepte bouwput vanaf NAP [m]
 h verlaging stijghoogte [m]

Als eis blijkt dan te gelden: $h \geq 1.5 \cdot d - 12.4\text{ m}$

diepte bouwput [m]	verlaging stijghoogte diepe zandlaag [m]
< 8.3	0
8.3	0
9	1.1
10	2.6

TABEL: verlaging stijghoogte in de diepe zandlaag t.o.v. diepte van de bouwput.

1.b DIEPTE BOUWPUT TUSSEN $10\text{ m} \div \text{NAP}$ EN $17\text{ m} \div \text{NAP}$

Gewicht : $2\text{ m} \cdot 17\text{ kN/m}^3 + 20\text{ kN/m}^3 \cdot (17\text{ m} - d)$
 Opwaartse druk : $10\text{ kN/m}^3 \cdot (20\text{ m} - h)$

waarin: d diepte bouwput vanaf NAP [m]
 h verlaging stijghoogte [m]

Als opbarstingseis geldt in dit geval: $h \geq 2 \cdot d - 17.4\text{ m}$

diepte bouwput [m]	verlaging stijghoogte diepe zandlaag [m]
10	2.6
11	4.6
12	6.6
13	8.6
14	10.6
15	12.6
16	14.6
17	16.6

TABEL: verlaging stijghoogte diepe zandlaag t.o.v. diepte bouwput.

1.c DIEPTE TUSSEN 17M ÷ NAP EN 19M ÷ NAP

Gewicht : $17\text{kN/m}^3 \cdot (19\text{m} - d)$

Opwaartse druk : $10\text{kN/m}^3 \cdot (20\text{m} - h)$

waarin: d diepte bouwput vanaf NAP [m]
h verlaging stijghoogte [m]

Opbarstingseis wordt nu: $h \geq 1.7 \cdot d - 12.3\text{m}$

diepte bouwput [m]	verlaging stijghoogte diepe zandlaag [m]
18	18.3
19	20.0

TABEL: verlaging stijghoogte diepe zandlaag t.o.v.
diepte bouwput.

1.d DIEPTE BENEDEN 19M ÷ NAP

Hier is de opbarstingseis niet meer van toepassing, maar geldt de eis dat de stijghoogte in het diepe zandpakket een halve meter lager is dan de bouwputbodem.

diepte bouwput [m]	verlaging stijghoogte diepe zandlaag [m]
20	20.5
22	22.5
24	24.5

TABEL: verlaging stijghoogte diepe zandlaag t.o.v.
diepte bouwput

1.e OVERZICHT

diepte bouwput [m]	verlaging stijghoogte diepe zandlaag [m]
< 8.3	0
8.3	0
9	1.1
10	2.6
11	4.6
12	6.6
13	8.6
14	10.6
15	12.6
16	14.6
17	16.6
18	18.3
19	20.0
20	20.5
22	22.5
24	24.5

TABEL: verlaging stijghoogte in diepe zandlaag t.o.v.
diepte bouwput.

- 2 Berekening van het debiet benodigd voor de verlagingen van de stijghoogten in de diversen grondlagen

2.a VOLKOMEN SPANNINGSWATER

berekening benodigd debiet Q_0 volgens formule [7]

$$h_0 = \phi_x - \phi_0 = \frac{Q_0}{2\pi kH} \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right) \quad [7]$$

waarin: h_0 verlaging stijghoogte watervoerende pakketten
en met $kH = 1000 \text{ m}^2/\text{etm}$

Door variatie in de bouwputbodemligging aan te brengen zal ook de afstand tot de voedende grens variëren, zie ook de hoofdtekst.

putbodem diepte tov NAP [m]	afstand tot voedende grens [m]	r1 [m]	r2 [m]	benodigde stijghoogte verlaging h1 [m]	Qo [m3/hr]
<8.3	-	-	-	-	0
8.3	480	50	960	0	0
9	465	50	910	1.1	90
10	445	50	880	2.6	237
11	425	50	840	4.6	427
12	400	50	800	6.6	623
13	380	50	750	8.6	831
14	355	50	710	10.6	1046
15	335	50	660	12.6	1278
16	310	50	620	14.6	1518
17	290	50	570	16.6	1786
18	265	50	530	18.3	2029
19	245	50	480	20.0	2315
20	225	50	440	21.5	2588
21	200	50	400	22.5	2833
22	175	50	350	23.5	3162

TABEL: berekening debiet bij diverse bouwputdiepte

2.b ONVOLKOMEN SPANNINGSWATER

berekening benodigd debiet Q_1 volgens formule [9]

$$h_1 = \phi_1 - \phi_0 = \frac{Q_0}{2\pi kH} * \left\{ K_0 \left(\frac{50}{1123} \right) - K_0 \left(\frac{50}{1000} \right) \right\} \quad [9]$$

waarin: h_1 stijghoogteverlaging diepe watervoerende laag [m]
en $kH = 1000 \text{ m}^2/\text{etm}$

put- bodem tov NAP [m]	afst. voed. grens [m]	r1 [m]	r2 [m]	benodigde stijgh. verlaging h_1 [m]	Q_1 [m3/hr]	meer prod- uktie [%]
8.3	-	-	-	-	-	-
8.3	480	50	960	0	0	0
9	465	50	910	1.1	109	21
10	445	50	880	2.6	261	10
11	425	50	840	4.6	467	9
12	400	50	800	6.6	679	9
13	380	50	750	8.6	900	8
14	355	50	710	10.6	1127	9
15	335	50	660	12.6	1372	7
16	310	50	620	14.6	1621	7
17	290	50	570	16.6	1897	6
18	265	50	530	18.3	2147	6
19	245	50	480	20.0	2436	5
20	225	50	440	21.5	2715	5
21	200	50	400	22.5	2949	4
22	175	50	350	23.5	3364	6

TABEL: Berekening debiet bij verschillende bouwputdiepten.

2.c VERGELIJKING RESULTATEN

Uit de vergelijking tussen het debiet dat nodig is als er gerekend wordt met volkomen spanningswater (Q_0), en het debiet dat nodig is als er gerekend wordt met onvolkomen spanningswater (Q_1), blijkt dat er slechts een pompproduktieverhoging van enige (4-10) procenten optreedt als er gerekend wordt met onvolkomen spanningswater.

Omdat de aanname dat er toch enige lek optreedt me ook juist lijkt dan de aanname dat er totaal geen lek optreedt, wordt vanaf dit moment gerekend met onvolkomen spanningswater.

Een gevolg van bovengenoemde conclusie (verder rekenen met onvolkomen spanningswater) is dat de stijghoogte van het bovenste pakket beïnvloed wordt door de waterlek naar de onderste zandpakket toe, immers de stijghoogte is in het onderste zandpakket lager dan in het bovenste zandpakket. Zoals eerder vermeld wordt deze lek berekend als zijnde een put in het bovenste zandpakket met een produktie $.5 \cdot \delta Q$ (δQ is gelijk aan het debiet bij onvolkomen waterspanning minus het debiet bij volkomen waterspanning)

diepte put tov NAP [m]	δQ [m3/hr]	diepte put tov NAP [m]	δQ [m3/hr]
8.3	0	16	103
9	19	17	111
10	24	18	118
11	40	19	121
12	56	20	127
13	69	21	116
14	89	22	202
15	94		

TABEL: Berekening verschil debiet volkomen spanningswater en onvolkomen spanningswater.

Dit geeft de volgende verlagingen, door lek naar het onderste pakket, van de stijghoogte van het bovenste pakket
Berekening volgens formule [10]

$$h_2 = \frac{0.580}{2\pi kH} * \left\{ K_0 \left(\frac{r_1}{1000} \right) - K_0 \left(\frac{r_2}{1000} \right) \right\} \quad [10]$$

diepte bouwput tov NAP	r1 [m]	r2 [m]	0.58Q [m3/etm]	verlaging stijghoogte h2 [m]
10	50	880	288	2.39
12	50	800	672	5.45
14	50	710	972	7.61
16	50	620	1236	9.28
18	50	530	1416	10.06
20	50	440	1524	10.06
22	50	350	2424	13.42

TABEL: berekening verlaging stijghoogte in bovenste zandpakket door lek.

Voor een open bouwput kan deze verlaging van de stijghoogte in het bovenste zandpakket, door lek naar het onderste zandpakket, nog niet voldoende zijn. In dit geval moet de bemaling aan een extra eis voldoen, namelijk dat als de bouwput een watervoerende laag doorsnijdt, dat er dan zo min mogelijk water uit het bouwputtalud treedt.

Verder wordt geëist dat als de bodem in een watervoerende laag ligt, de stijghoogte in deze laag een halve meter beneden de putbodem ligt.

Deze twee eisen geven de op de volgende bladzijde tabel.

diepte bouwput tov NAP	oorspr. stijgh. [m]	geëiste stijgh. [m]	door kwel al verlaagd (h2) [m]	nog te bemalen (h3) [m]
10	1+NAP	10.5÷NAP	2.39	9.11
12	1+	12.5÷	5.45	8.05
14	1+	14.5÷	7.61	7.89
16	1+	16.5÷	9.28	8.22
18	1+	17.0÷	10.06	7.94
20	1+	17.0÷	10.06	7.94
22	1+	17.0÷	13.42	3.58

TABEL: Berekening nog te bemalen stijghoogte in bovenste zandlaag in geval van een open bouwput.

De laatste kolom in bovenstaande tabel geeft aan welke hoogte nog bemalen dient te worden om aan de twee laatstgenoemde eisen te voldoen

Deze nog te bemalen stijghoogte vereist een extra debiet welke nodig is om een droge open bouwput te verkrijgen. Dit extra benodigde debiet wordt berekend volgens formule [11].

$$h_3 = \frac{Q_2}{2\pi kH} * \left\{ K_0 \left(\frac{50}{200} \right) - K_0 \left(\frac{r_2}{200} \right) \right\} \quad [11]$$

met $kH = 50 \text{ m}^2/\text{etm}$

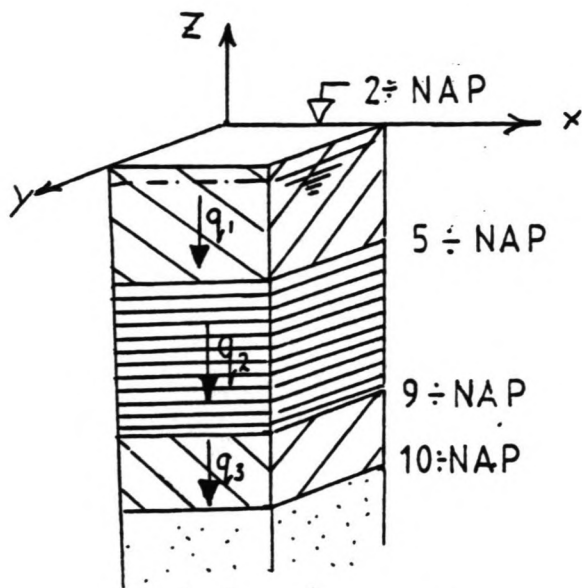
$r_1 = 50 \text{ m}$ (diepste punt van de bouwput)

diepte bouwput tov NAP	r2 [m]	h3 [m]	Q2 [m3/hr]
10	880	9.11	76
12	800	8.05	68
14	710	7.89	67
16	620	8.22	70
18	530	7.94	69
20	440	7.94	71
22	350	3.58	33

TABEL: Berekening extra benodigd debiet in geval van een open bouwput.

BIJLAGE V

BEREKENING WATERSPANNINGSVERLOOP IN ONBEMALEN TOESTAND IN DE BOVENSTE LAGEN



Randvoorwaarden:

- P.P. 2.25 m ÷ NAP
- Stijghoogte aan onderkant 1 m + NAP

Overgangsvoorwaarden:

- $q_1 = q_2 = q_3$

Gebruikte formule:

- $q_z = -k \cdot \delta\phi/\delta z$

Dus $(-k \cdot \delta\phi/\delta z)_1 = (-k \cdot \delta\phi/\delta z)_2$ -I-

$(-k \cdot \delta\phi/\delta z)_2 = (-k \cdot \delta\phi/\delta z)_3$ -II-

Stel in een laag:

$$\delta\phi/\delta z = (\phi_{\text{bovenkant}} - \phi_{\text{onderkant}})/\text{laagdikte}$$

Stel verder dat P.P (2.25 ÷ nap) is gelijk aan $\phi = 0$
dan wordt 1 + NAP gelijk aan $\phi = 3.25m$

Dit geeft de volgende vergelijkingen:

-I- $10^{-9} \cdot ((0 - h_2)/2.75) = 10^{-10} \cdot ((h_2 - h_3)/4)$

-II- $10^{-10} \cdot ((h_2 - h_3)/4) = 10^{-9} \cdot ((h_3 - 3.25)/1)$

ofwel:

$$\left[\begin{array}{l} 1600(0 - h_2) = 11(h_2 - h_3) \end{array} \right. \rightarrow 1600h_2 = 11h_2 - 11h_3$$

$$(h_2 - h_3) = 40(h_3 - 3.25) \rightarrow h_2 - h_3 = 40h_3 - 130$$

$$\rightarrow h_2 = 0.02$$

$$h_3 = 3.17$$

Dit is tov NAP:

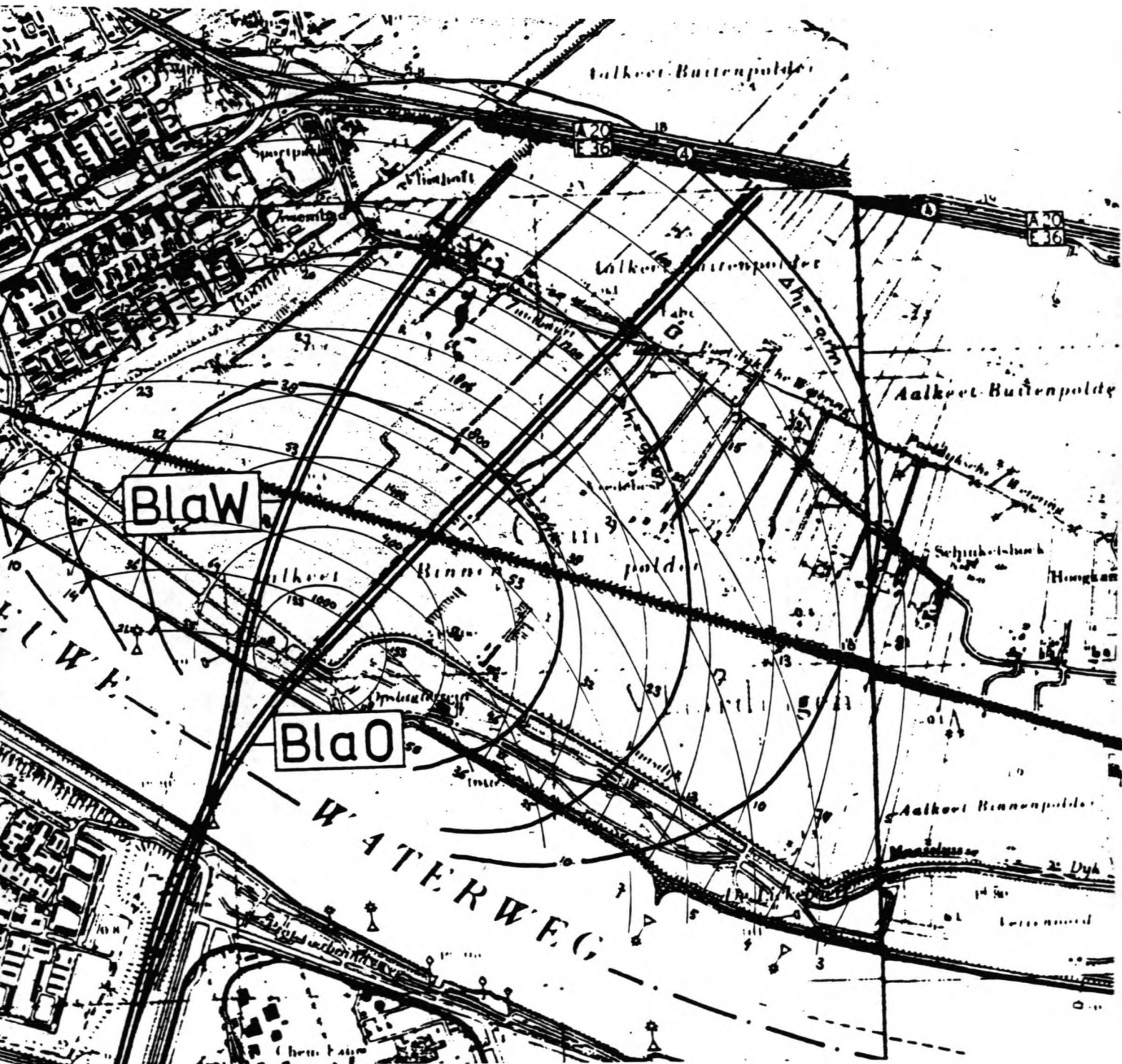
$$\phi_1 = 2.25 \text{ m} \div \text{NAP}$$

$$\phi_2 = 2.23 \text{ m} \div \text{NAP}$$

$$\phi_3 = 0.92 \text{ m} + \text{NAP}$$

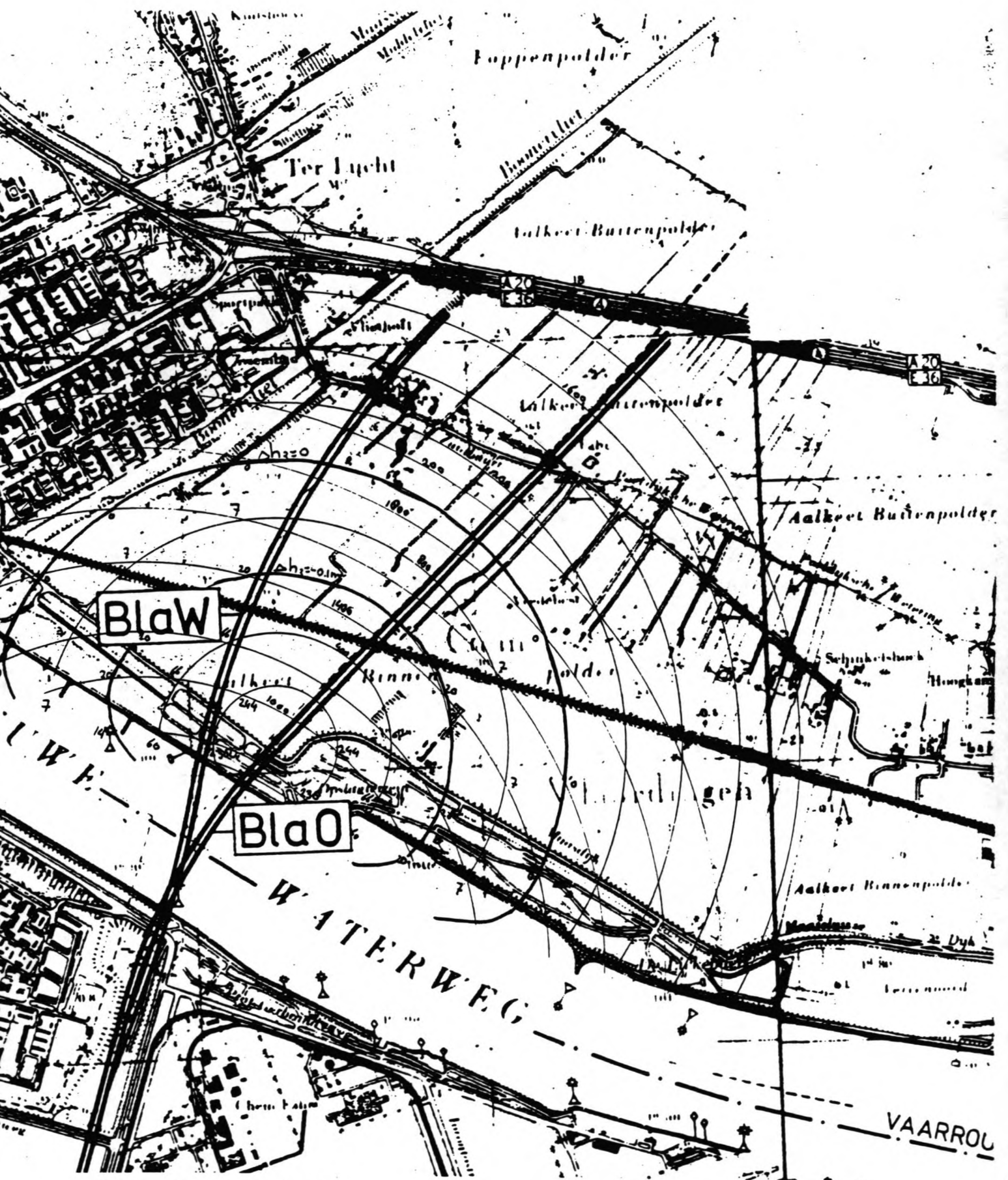
BIJLAGE VI

ISOHYPSEN KAARTEN



BIJLAGE VI - 1.1

Isohypsenskaart voor een bouwput met als diepste punt $10 \text{ m} \div \text{NAP}$. Getekend zijn hier de lijnen die de punten verbinden met dezelfde verlaging in het diepe zandpakket. Deze verlaging is het gevolg van de bemaling in het diepe zandpakket (in het hoofdstuk BEMALING aangeduid als h_1).



BIJLAGE VI - 1.3

Isohypsenkaart voor een bouwput met als diepste punt $10 \text{ m} \div \text{NAP}$. Getekend zijn hier de lijnen die de punten verbinden met dezelfde verlaging in het ondiepe zandpakket. Deze verlaging is het gevolg van de bemaling in het ondiepe zandpakket (in het hoofdstuk BEMALING aangeduid als h_3).



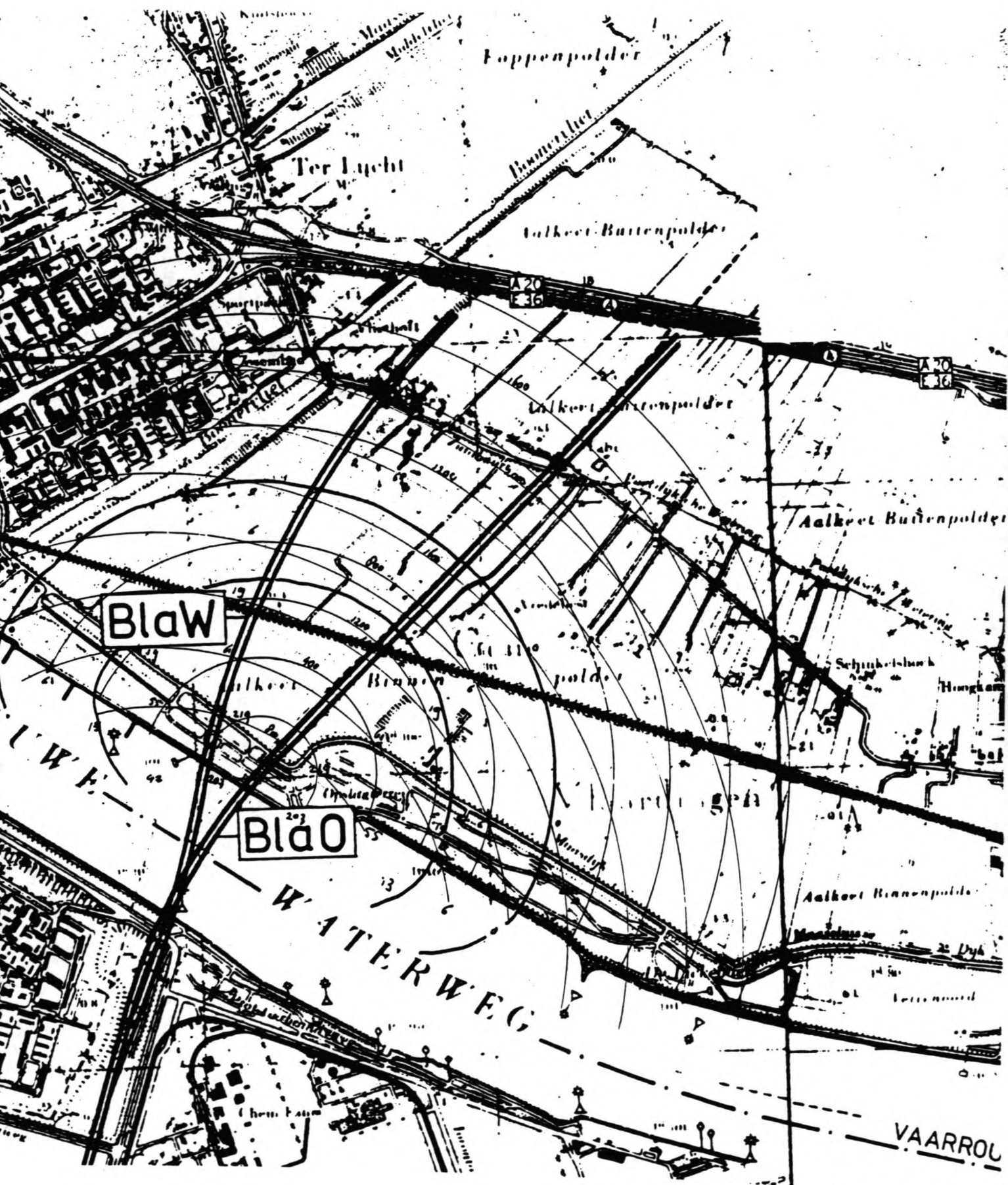
BIJLAGE VI - 2.1

Isohypsenkaart voor een bouwput met als diepste punt $14 \text{ m} \div \text{NAP}$. Getekend zijn hier de lijnen die de punten verbinden met dezelfde verlaging in het diepe zandpakket. Deze verlaging is het gevolg van de bemaling in het diepe zandpakket (in het hoofdstuk BEMALING aangeduid als h_1).



BIJLAGE VI - 2.2

Isohypsenkaart voor een bouwput met als diepste punt $14 \text{ m} \div \text{NAP}$. Getekend zijn hier de lijnen die de punten verbinden met dezelfde verlaging in het ondiepe zandpakket. Deze verlaging is het gevolg van de bemaling in het diepe zandpakket (in het hoofdstuk BEMALING aangeduid als h_2).



BIJLAGE VI - 2.3

Isohypsenkaart voor een bouwput met als diepste punt $14 \text{ m} \div \text{NAP}$. Getekend zijn hier de lijnen die de punten verbinden met dezelfde verlaging in het ondiepe zandpakket. Deze verlaging is het gevolg van de bemaling in het ondiepe zandpakket (in het hoofdstuk BEMALING aangeduid als h_3).



BIJLAGE VI - 3.1

Isohypsenkaart voor een bouwput met als diepste punt $18 \text{ m} \div \text{NAP}$. Getekend zijn hier de lijnen die de punten verbinden met dezelfde verlaging in het diepe zandpakket. Deze verlaging is het gevolg van de bemaling in het diepe zandpakket (in het hoofdstuk BEMALING aangeduid als h_1).

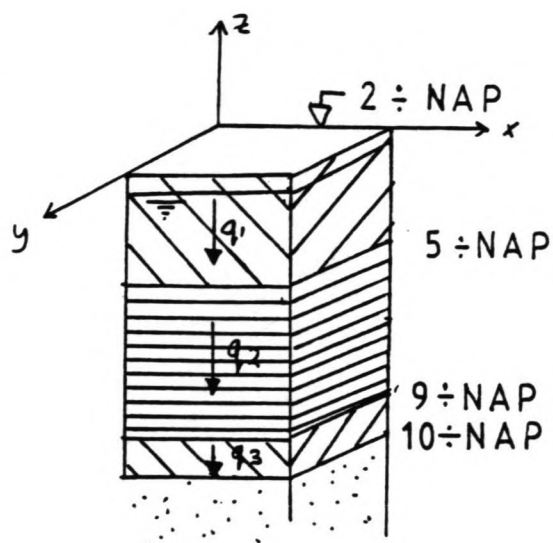


BIJLAGE VI - 3.3

Isohypsenkaart voor een bouwput met als diepste punt $18 \text{ m} \div \text{NAP}$. Getekend zijn hier de lijnen die de punten verbinden met dezelfde verlaging in het ondiepe zandpakket. Deze verlaging is het gevolg van de bemaling in het ondiepe zandpakket (in het hoofdstuk BEMALING aangeduid als h_3).

BIJLAGE VII

BEREKENING WATERSPANNINGSVERLOOP MINDER DRAAGKRACHTIGE LAGEN BIJ EEN BOUWPUT VAN 14 M ÷ NAP EN 18 M ÷ NAP, TER PLAATSE VAN A, INDIEN ER BEMALEN WORDT.



Randvoorwaarden:

- P.P. 2.25 m ÷ NAP
- Stijghoogte aan onderkant 0.5 m + NAP

Overgangsvoorwaarden:

- $q_1 = q_2 = q_3$

Gebruikte formule:

- $q_z = -k \cdot \delta\phi/\delta z$

$$\text{Dus } (-k \cdot \delta\phi/\delta z)_1 = (-k \cdot \delta\phi/\delta z)_2 \quad \text{-I-}$$

$$(-k \cdot \delta\phi/\delta z)_2 = (-k \cdot \delta\phi/\delta z)_3 \quad \text{-II-}$$

Stel in een laag:

$$\delta\phi/\delta z = (\phi_{\text{bovenkant}} - \phi_{\text{onderkant}})/\text{laagdikte}$$

Stel verder dat P.P (2.25 ÷ NAP) gelijk is aan $\phi = 0$
dan is 0.5m + NAP gelijk aan $\phi = 2.75$ m

Dit geeft de volgende vergelijkingen:

$$\begin{aligned} \text{-I-} & \quad 10^{-9} \cdot ((0 - h_2)/2.75) = 10^{-10} \cdot ((h_2 - h_3)/4) \\ \text{-II-} & \quad 10^{-10} \cdot ((h_2 - h_3)/4) = 10^{-9} \cdot ((h_3 - 2.75)/1) \end{aligned}$$

ofwel:

$$\begin{aligned} & \quad 1600(0 - h_2) = 11(h_2 - h_3) \quad \rightarrow \quad -1600h_2 = 11h_2 - 11h_3 \\ & \quad (h_2 - h_3) = 40(h_3 - 2.75) \quad \rightarrow \quad h_2 - h_3 = 40h_3 - 110 \\ \rightarrow & \quad h_2 = 0.02 \quad \text{Dit is tov NAP:} \quad \phi_1 = 2.25 \text{ m} \div \text{NAP} \\ & \quad h_3 = 2.68 \quad \phi_2 = 2.23 \text{ m} \div \text{NAP} \\ & \quad \phi_3 = 0.43 \text{ m} + \text{NAP} \end{aligned}$$

BIJLAGE VIII

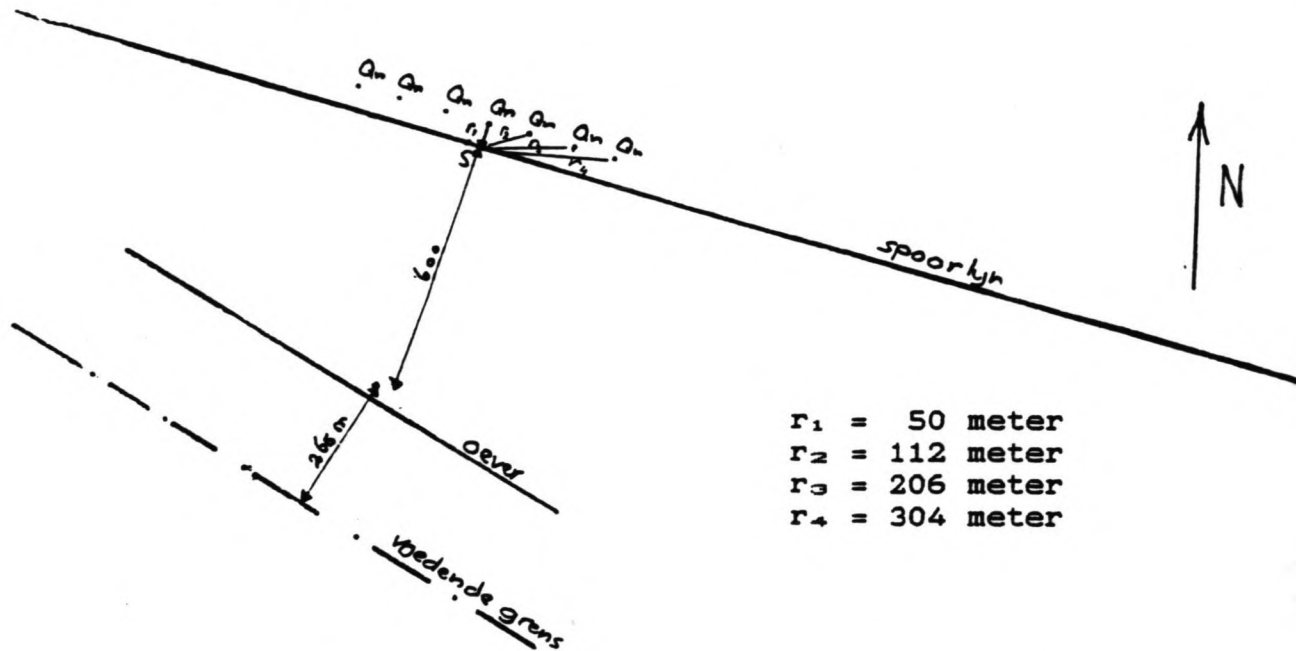
BEREKENING CAPACITEIT VAN DE RETOUREBEMALING LANGS DE SPOORLIJN

Gegevens:

Debietgegevens: $Q_1 = 2147 \text{ m}^3/\text{hr}$ Zie Hoofdstuk
 $Q_2 = 71 \text{ m}^3/\text{hr}$ BEMALING
 $\delta Q = 118 \text{ m}^3/\text{hr}$

Stijghoogtegegevens: $\delta h_1 = \pm 3 \text{ m}$ Zie Bijlage
 $\delta h_2 = \pm 2 \text{ m}$ ZETTINGEN
 $\delta h_3 = \pm 0.2 \text{ m}$

Afstanden: zie figuur



$r_1 = 50 \text{ meter}$
 $r_2 = 112 \text{ meter}$
 $r_3 = 206 \text{ meter}$
 $r_4 = 304 \text{ meter}$

In punt S zonder retourbemaling 2.2 meter verlaging in het bovenliggende zandpakket. Doel: verlaging in dit zandpakket minimaliseren, om geen zettingen te verkrijgen in het daarboven liggende pakket minder draagkrachtige lagen.

Benodigde injectiedebiet (Q_n):

$$2.2 = \{ Q_n / (2\pi 50) \} * \{ K_0 (50/200) + 2K_0 (112/200) + 2K_0 (206/200) + 2k_0 (304/200) \}$$

$$2.2 = \{ Q_n / (2\pi 50) \} * 4.46116$$

$$Q_n = 155 \text{ m}^3/\text{etm} (= 6.46 \text{ m}^3/\text{hr})$$

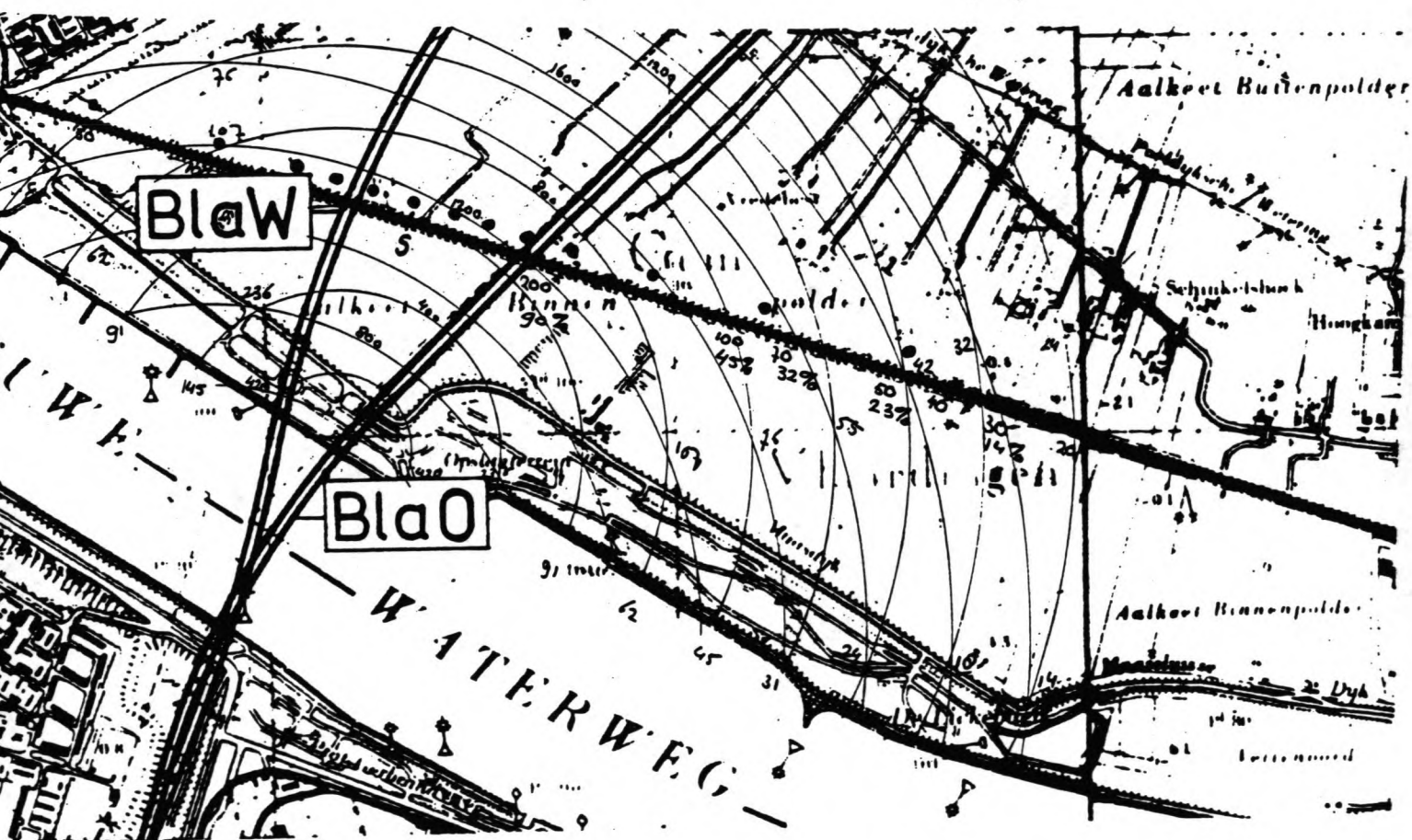
In het figuur op de volgende pagina is onder de spoorlijn aangegeven de verlaging in het ondiepe watervoerende pakket. Met als piekwaarde de verlaging van 2.2 meter bij punt S. Bij deze piekwaarde zijn 7 retourbronnen in het invloedsgebied rondom S nodig met een debiet van $6.46 \text{ m}^3/\text{hr}$ elk.

Het invloedsgebied van één van deze retourbronnen is een gebied met een straat van circa 300-350 meter. Daarbuiten heeft de retourbron maar marginaal effect.

Doordat niet langs de gehele spoorlijn een verlaging van 2.2 meter in het ondiepe pakket aanwezig is (in het algemeen minder), hoeft men niet langs de gehele spoorlijn de volle capaciteit van zeven retourbronnen per serie te gebruiken, maar kan men dit reduceren.

Voorbeeld:

In een bepaald punt langs de spoorlijn is de verlaging 1 meter. Dit is 45 % van 2.2 meter (de piekwaarde). In het invloedsgebied rondom dit punt behoeven zich dus maar 3 van de 7 retourbronnen zich te bevinden (circa 43 % van de capaciteit)



De retourbemaling heeft ook enig effect op de bemaling in het centrum van de bouwput, namelijk:

$$\begin{aligned}
 \text{verhoging} &= \{Q_n / 2\pi 50\} * \{K_0(650/200) + 2K_0(658/200) + \\
 &\quad 2K_0(680/200) + 2K_0(716/200) + \dots\} \\
 &= \{Q_n / 2\pi 50\} * 0.2 \\
 &= 0.11 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

De verhoging van 0.11 meter in het centrum van de bemaling betekent dat dit weer gecompenseerd moet worden door de eigenlijke bemaling:

$$\begin{aligned} 0.11 &= \{Q_{\text{extra}}/2\pi 50\} * \{K_0(50/200) - K_0(530/200)\} \\ &= \{Q_{\text{extra}}/2\pi 50\} * 1.51025 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{extra}} = 22.5 \text{ m}^3/\text{etm} \quad (= 0.94 \text{ m}^3/\text{hr})$$

Dit geeft in principe wederom een verlaging bij de spoorlijn, wat gecompenseerd zou moeten worden met een extra injectie door de retourbronnen. Q_{extra} echter is zodanig klein dat er van uitgegaan is dat de wijziging in Q_n niet significant is.

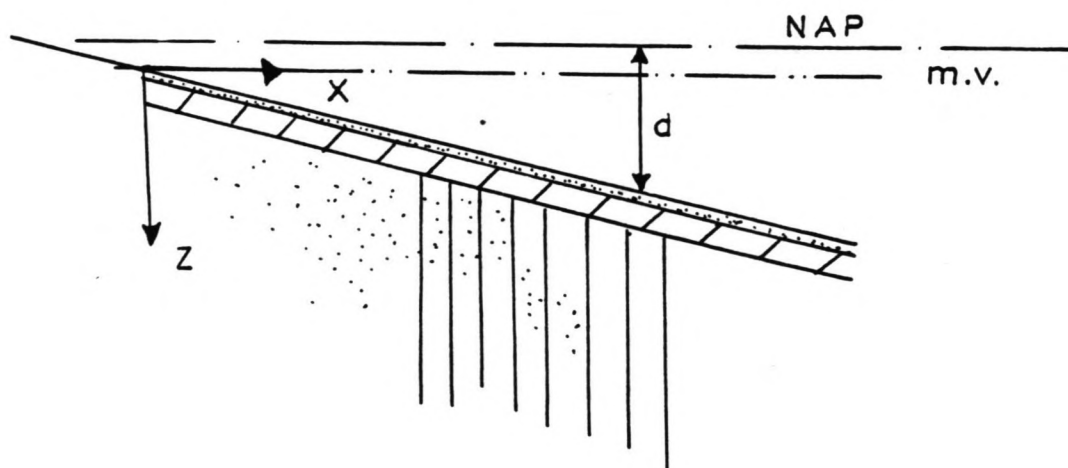
BIJLAGE IX

GEBRUIKTE WAARDEN EN CONSTANTEN VOOR DE BEREKENING

volumiek gewicht grondwater	: γ_w	= 10 kN/m ³
volumiek gewicht onderwaterbeton	: γ_b	= 22 kN/m ³
nat volumiek gewicht bovenste zandlaag	: γ_{natb}	= 20 kN/m ³
stijghoogte in de zandlaag	:	1 + NAP
veiligheid tegen opdrijven	:	1 meter boven max stijghoogte

- X : maat voor de horizontale afstand, X = 0 als de bovenkant van de wegverharding zich op 2 m ÷ NAP (m.v.) bevindt
- d : diepte van de afrit, zijnde het verschil tussen NAP en de bovenkant van de wegverharding.

$$d(\text{op afstand } X) = 2 + 4.5 \cdot X/100 \quad \text{zie figuur}$$



RICHTPRIJZEN

A Bouwdok

bestaand dok - operationeel maken
 - droogzetten
 - bemalen

2 à 2.5 x 10⁶

B Zinksleuf en tunnelementen

baggeren en in depot brengen	6,-/m ³
indien verontreinigd	+ 15,-/m ³
aanvullen zinksleuf	11,-/m ³
onderstromen zinksleuf	25,-/m ³
beton (mortel leveren en verwerken)	115,-/m ³
ballastbeton	135,-/m ³
koelen (wanden)	25,-/m ³
bekistingen gemiddeld vloeren	
wanden	50,-/m ²
dak	
kopkist	
bodemplaten	20,-/m ²
wapening (+ 100 kg/m ³) leveren	800,-/ton
verwerken	450,-/ton
support (+ 8 kg/m ³) leveren en verwerken	1500,-/ton
voorspanning 0.8 M Nm/m ³	40,-/M Nm
* kopschotten	/m ²
* voegen (stalen omranding)	
GINA	/m ¹
OMEGA	
dil.voeg	
wapening : leveren	800,-/ton
verwerken	600,-/ton
kunststoffolie, incl. afzinken	25,-/m ²

* klemconstructie vlies, per aansluiting fl. 150.000,-

uitvoeringskosten :

12% + 75,- (m³ constructiebeton)

bronzbemaling : afrit 320 werkbare dagen 1.5 - 2 jaar
 bouwdok 320 werkbare dagen 1.5 - 2 jaar

bronnen installeren en huur		
afvoerleiding installeren en huur	2.5 jaar	fl. 30.000,-
pompen installeren en huur		

energie : pompen ca 50 m³/uur

opvoerhoogte ca 30 m

$$\text{formule } \frac{h(m) \times \text{cap}(m^3/\text{uur})}{270 \times \text{rendement}} = \frac{30 \times 50}{270 \times 0.8} = 6.94 \text{ kW}$$

(= 80%)

huidige prijs per etmaal: 6.94 kW x 24 h x 0.25 fl. 42,-/etm

exploitatie 800,-/week

stempeling + gording : aanbrengen	
afschrijving	1500,-/ton
verwijderen	

drainagesysteem (t.b.v. vliesconstructie) /m

opdrijven, transport + afzinken fl. 0.8 x 10⁶/elemen

afhankelijk van lengte !?

variabel deel prijs afh lengte 25%

uitvoeringskosten (indirecte kosten)

12% + fl. 50,-/m³ constructiebeton



**VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE**
Afd. Civiele Techniek
TH Delft

C Afritten

grond ontgraven en in depot (nabij werk)	fl. 4,-/m ³
idem tussen damwanden "verzekerd" met stempels	fl. 6,-/m ³
aanvullen vlies (nat)	fl. 6,-/m ³
damwanden leveren	fl. 1150,-/ton
verwerken	fl. 30,-/m ²
trekken	fl. 35,-/m ²
groutankers 45 ton 9 22 m	fl. 2100,-/st
	+ 125,-/m ¹
	+ 20%
v.s. betonpalen	fl. 400,-/m ³
verwerken droog	fl. 20,-/m ³
= nat	fl. 30,-/m ³
beton leveren en verwerken	fl. 130,-/m ³
koelen (wanden)	fl. 25,-/m ³
onderwaterbeton (incl. egaliseren bodem, schoonmaken damwand kassen)	fl. 160,-/m ³

bekistingen	vloeren	fl.	120,-/m ²
	wanden afritten	fl.	60,-/m ²
	gesloten deel (incl. onderst.)	fl.	120,-/m ²

D Afbouw

New Jersey profielen	fl.	250,-/m ¹
voegovergangen	fl.	1000,-/m ¹
geleiderail op beton (middenberm)	fl.	300,-/m ¹
asfaltbeton in tunnel (7 cm op bet.) (2.25 ton/m)	fl.	80,-/ton
hittewerende bekleding	fl.	95,-/m ²
wandtegels	fl.	130,-/m ²

Uitvoeringskosten : 12%

Algemene kosten, winst en risico + 12%

* Diversen → nader te bepalen

Stelpost	}	N.V.T.
Marktinvloed		

El. mech. voorzieningen

± 20 x 10⁶, -

- ventilatie
- verlichting
- lichtroosters afritten

Uitgegaan van gesloten gedeelte van 600 m.

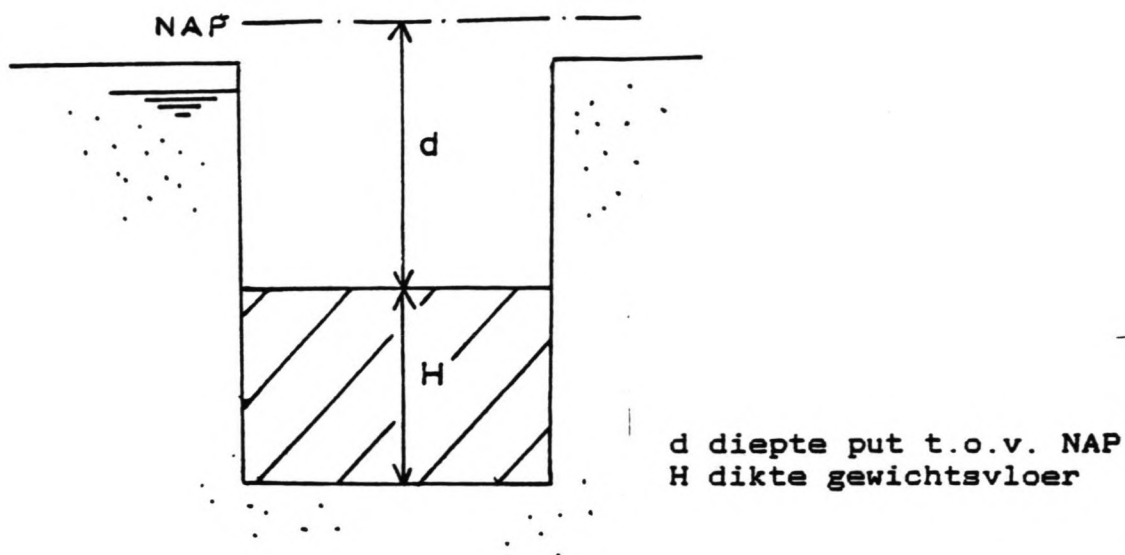
* Variabel deel : 50% (schatting !)

BIJLAGE X

UITWERKING BOUWKUIP - - GEWICHTSVLOER

Zoals vermeld in het verslag zijn de bovenste grondlagen, tot een diepte van 10 m ÷ NAP verwijderd en vervangen door zand met dezelfde volumieke gewicht als de zandlaag daaronder, namelijk $\gamma_{natb} = 20 \text{ kN/m}^3$

Berekening dikte



Opdrijfeis: Opwaartse waterdruk $\leq$ Gewicht vloer

Opwaartse waterdruk per m^2 : $\gamma_w \cdot (\text{max stijgh} + \text{dikte constr})$
 $\gamma_w \cdot \{((d + 1) + 1) + H\}$

met $d = 4.5 X/100 + 2$

Neerwaarts gewicht vloer per m^2 : $\gamma_b \cdot H$

In formulevorm: $H \geq \gamma_w / (\gamma_b - \gamma_w) \cdot (4.5 X/100 + 4)$
 $\geq 10/12 \cdot (0.045X + 4)$

RESULTAAT:

X [m]	d [m]	H [m]
0	2	3.33
50	4.25	5.58
100	6.5	7.08
150	8.75	8.96
200	11.00	10.83
250	13.25	12.71
300	15.50	14.58

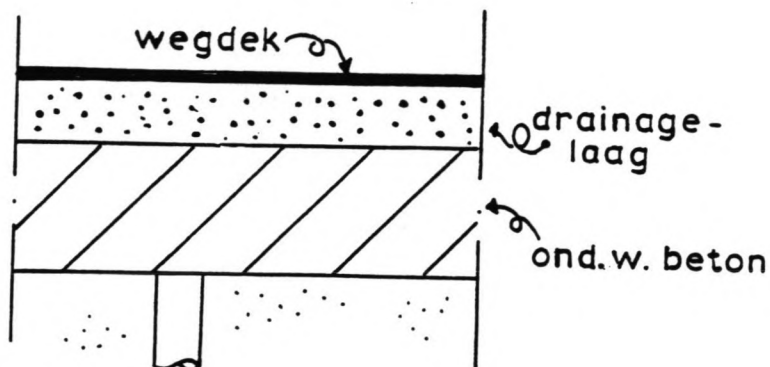
TABEL: dikte gewichtsvloer bij diverse afritdiepten.

BIJLAGE XI

UITWERKING BOUWKUIP - - ONDERWATERBETONVLOER

Bij deze bouwvariant wordt de opwaartse waterdruk grotendeels opgevangen door trekelementen, verankerd in de onderwaterbetonvloer. De onderwaterbetonvloer dient voor het waterdicht krijgen van de put.

Bij deze variant wordt een drainagelaag aangelegd van circa 0.5 meter. Tevens dient deze drainagelaag voor ondersteuning van de wegverharding.



Een minimale dikte voor het onderwaterbeton is 1.5 meter. Deze eis is vanwege grondoneffenheden en stortonnauwkeurigheden. Deze dikte is aangehouden bij de berekening.

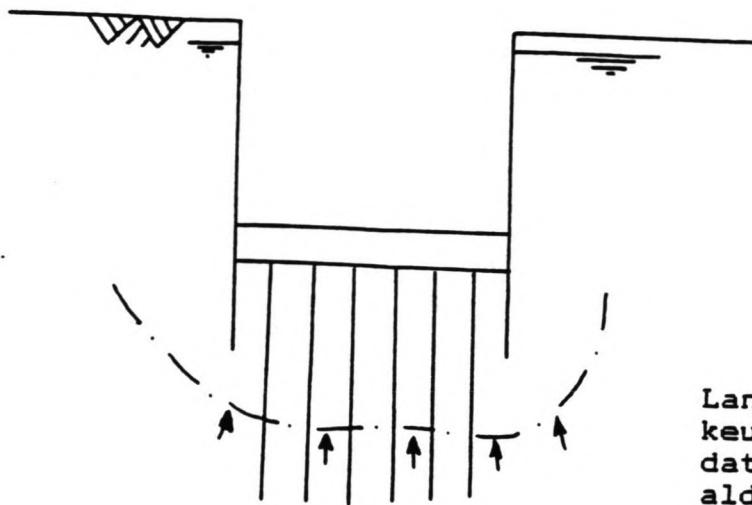
Berekeningen

Allereerst wordt de paallengte berekend met behulp van het kluitcriterium, daarna wordt de paallengte berekend met behulp van het kleefcriterium.

Daarna wordt het palenstramien uitgerekend, waarna tenslotte wordt de controle op pons uitgevoerd.

Berekening paallengte met behulp van het kluitcriterium:

Bij de berekening van de paallengte met het kluitcriterium wordt als eis gesteld dat de constructie als geheel, dus met inbegrip van de paalfundering, niet mag opdrijven. Het gewicht van de constructie, met de aan de palen hangende grondkluit, moet op elke diepte groter zijn dan de daar optredende opwaartse kracht.



Langs de gehele (willekeurige) lijn moet gelden dat de opwaartse kracht aldaar kleiner is dan het door de palen bijgehouden gewicht.

Indien er nabij de constructie een ondoorlatende kleilaag aanwezig is dan zal speciaal daar rekening meegehouden moeten worden, omdat dit een kritiek punt is in het opdrijfcriterium.

Berekening lengte

Ook hier wordt uitgegaan van een ondoorlatende kleilaag, en wel tussen 17 en 19 m ÷ NAP.

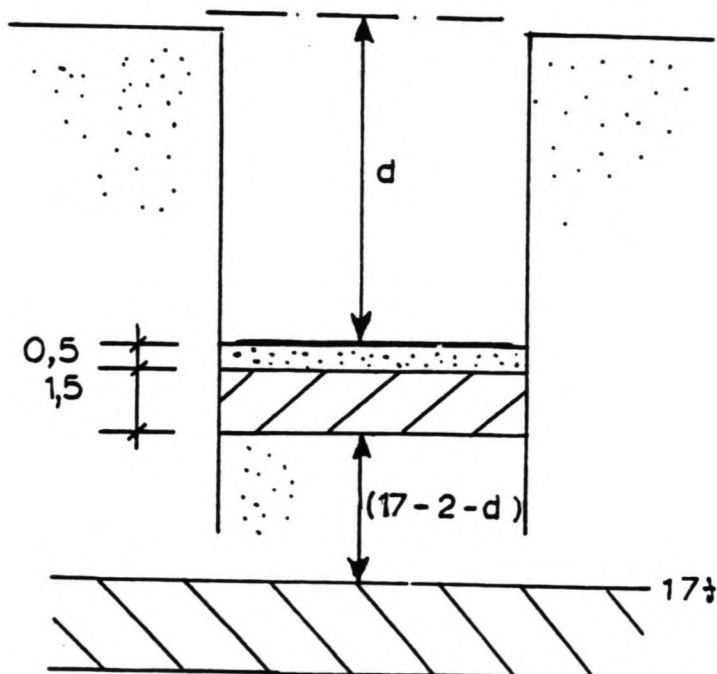
De onderkant van de kleilaag wordt kritiek als bij een bepaalde afritdiepte de opwaartse kracht daar groter wordt dan het gewicht. De kritieke afritdiepte wordt als volgt berekend:

Kritiek afritdiepte als Opw. kracht = Gewicht

Opwaartse kracht (onderkant kleilaag): 210 kN/m^2 (incl. veiligheid)

Gewicht (tot onderkant kleilaag):

$0.5 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3$	gewicht drainagelaag
$1.5 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$	gewicht betonvloer
$(17 - 2 - d) \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3$	gewicht zandlaag
$2.0 \text{ m} \times 17 \text{ kN/m}^3$	gewicht kleilaag



Dus afritdiepte kritiek als $210 = 10 + 33 + 20(15 - d) + 34$

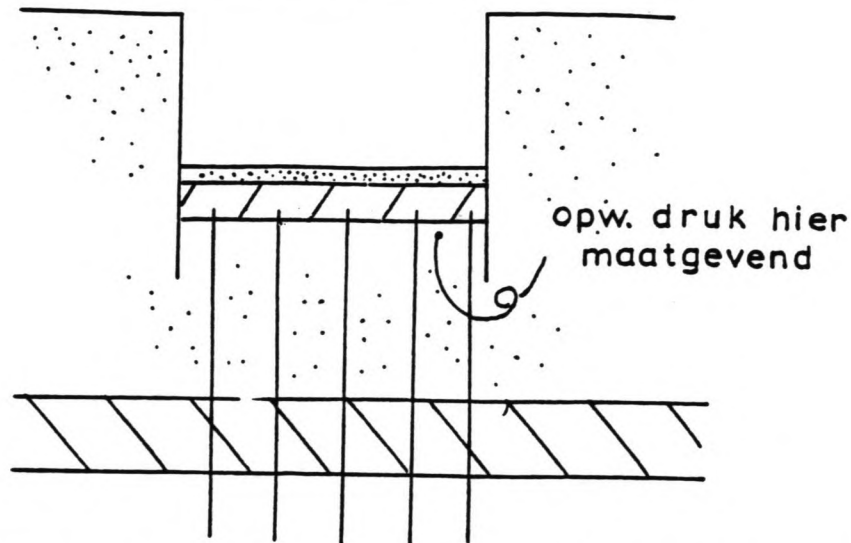
Kritieke diepte: $d = 8.35 \div \text{NAP}$

Als de afritdiepte (d) kleiner is dan $8.35 \div \text{NAP}$, dan is de kleilaag niet maatgevend voor het kluitcriterium. Dit betekent dat de constructie voor de opdrijfeis (cq. het kluitcriterium) berekend mag worden met de opwaartse kracht tegen de onderkant van de onderwatervloer.

Als de afritdiepte dieper is dan $8.35 \div \text{NAP}$ dan is de opwaartse kracht, die aan de onderkant van de kleilaag optreedt, maatgevend. Voor de berekening met kluitcriterium moet in dit geval dan ook met bovengenoemde opwaartse kracht gerekend worden en niet met de opwaartse kracht welke optreedt aan de onderkant van de onderwaterbetonvloer.

De dimensionering van de fundering aan de hand van het kluitcriterium volgt op de volgende bladzijden.

afritdiepte kleiner dan 8.35 m ÷ NAP



Veiligheid tegen opdrijven: 1 meter boven de maximale stijghoogte.

Gewicht : $(1.5\text{m} \cdot 22\text{kN/m}^3) + (0.5\text{m} \cdot 20\text{ kN/m}^3)$

Opwaartse druk : $(\text{diepte (put + vloer + drainagelaag) + 1 + veiligheidsfactor}) \cdot \gamma_w$
 $((d + 1.5 + 0.5) + 1 + 1)\text{m} \cdot 10\text{ kN/m}^3$

Tekort aan gewicht: $10d - 3\text{ kN/m}^2$

* Stel zand bestaat 60% uit vaste deeltjes en 40% porieën, en ook klei bestaat 60% uit vaste deeltjes en 40% porieën

Dus kluitgewicht (gewicht dat aan de paal blijft hangen):

$$0.6 \cdot 26.5 = 15.9\text{ kN/m}^3$$

$$0.6 \cdot 10 = \underline{6.0\text{ kN/m}^3} = (\text{Gewicht verplaatste water})$$

$$9.9\text{ kN/m}^3 \approx 10\text{ kN/m}^3 (\text{Onderwatergewicht!})$$

Er wordt ervan uitgegaan dat dit het minimale kluitgewicht per kubieke meter is.

* Stel verder dat de palen hart op hart A meter staan, dan is het kluitgewicht per strekkende meter paal: $10A^2\text{ kN/m'}$, aannemende dat de palen elkaars invloedsgebied overlappen.

De minimaal benodigde paallengte (exclusief 1.5 meter in het beton) wordt dan:

$\text{paallengte} = \frac{(10d - 3)A^2}{10A^2} = d - 0.3\text{ meter}$

Diepte t.o.v. NAP	Tekort neer- waartse druk [kN/m ²]	paal- lengte [m]	palen tot diepte
4	37	3.7	9.7 ÷ NAP
6	57	5.7	13.7 ÷ NAP
8	77	7.7	17.7 ÷ NAP

Opmerking bij de tabel: de paallengte is zonder de lengte van de paal in het beton (is gelijk aan 1.5 meter).

afritdiepte tussen de 8.35 ÷ NAP en 17 ÷ NAP

Maatgevend punt: Onderkant kleilaag

Opwaartse druk: $(19 + 1 + 1) \cdot 10 = 210 \text{ kN/m}^2$ (incl. veiligheid)

Gewicht : $(17 - 2 - d) \cdot 20 + 2 \cdot 17 + 1.5 \cdot 22 + 0.5 \cdot 20 =$
 $20 (15 - d) + 77 \text{ kN/m}^2$

Tekort aan gewicht: $133 - 20(15 - d) \text{ kN/m}^2$

De extra paallengte, welke onder de kleilaag uitsteekt wordt dan in dit geval:

$$l\text{-extra} = 13.3 - 2(15 - d) \text{ meter}$$

Deze extra lengte is berekend met behulp van de formule's op de vorige bladzijde.

Diepte t.o.v. NAP	Tekort neer- waartse druk [kN/m ²]	tot. paal- lengte [m]	palen tot diepte
10	33	10.3	22.3 ÷ NAP
12	73	12.3	26.3 ÷ NAP
14	113	14.3	30.3 ÷ NAP
16	193	20.3	38.3 ÷ NAP

Opmerking bij de tabel: de totale paallengte in de tabel is de lengte zonder het gedeelte van de paal in het beton (is gelijk aan 1.5 meter).

Berekening stramienmaat

Uit sterkte-eisen was gesteld dat de werkvoorspanningskracht 800 kN groot was, dit is tevens de toelaatbare kracht op de paal.

Opwaartse druk tegen onderkant betonvloer: $10d - 3 \text{ kN/m}^2$

Stel palen hart op hart A meter: oppervlakte per paal A^2

Kracht in paal: $(10d - 3)A^2$ maximaal 800 kN

Dus

$$A^2 = \frac{800}{10d - 3}$$

d t.o.v. NAP [m]	A [m]
4	4.65
6	3.75
8	3.22
10	2.87
12	2.67
14	2.41
16	2.26

Bij deze stramienmaat worden de palen volledig uitgenut tot hun werkvoorspanningskracht van 800 kN.

Berekening paallengte aan de hand van het slipcriterium:

Nu de minimaal benodigde lengte volgens het kluitcriterium berekend is, moet deze nog gecontroleerd worden op het slipcriterium

Aan de hand van de sondering in deze bijlage is indirect de maximale kleef uitgerekend. Elke grondsoort heeft zijn eigen kleefgetal, door dit kleefgetal te vermenigvuldigen met de sondeerwaarde verkrijgt men de wrijving, in formulevorm:

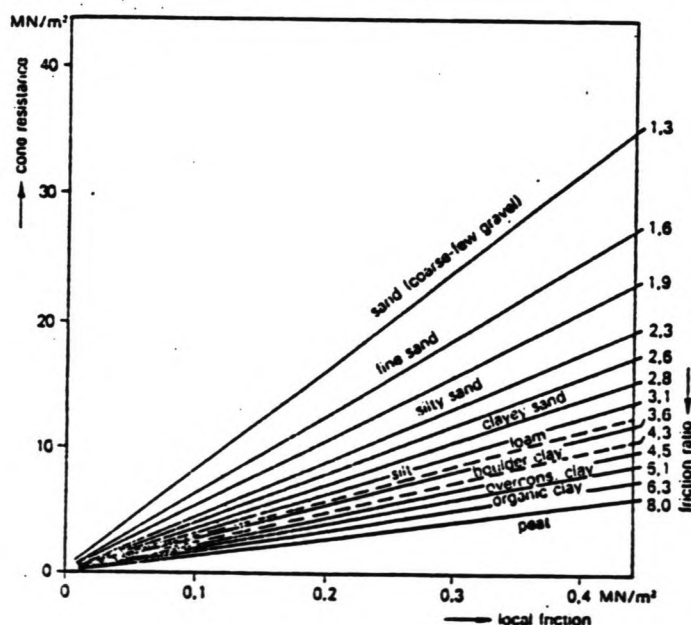
Plaatselijke kleef:

$$W_{1.2} = \frac{1}{2}(Cw_2 - Cw_1) * \frac{\alpha}{100} * (h_2 - h_1) * \text{omtrek} * \text{veiligheid}$$

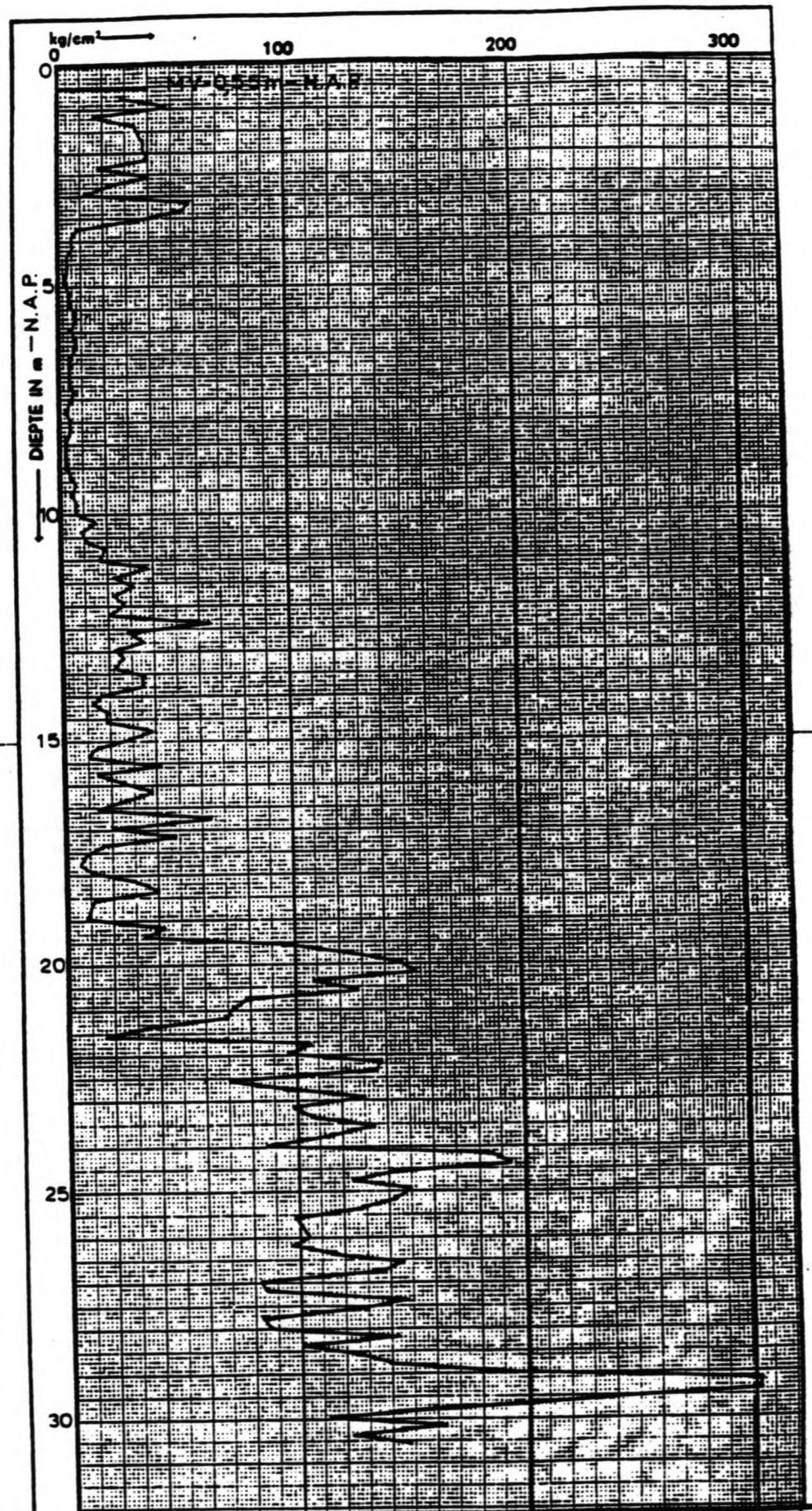
waarin:

$W_{1.2}$	= Wrijving (kleef) over het traject $h_2 - h_1$
Cw	= Conusweerstand (Sondeerwaarde)
α	= kleefgetal, uitgedrukt in procenten
h	= diepte
omtrek	= omtrek van de paal per strekkende meter
veiligheid	= grond is moeilijk te schematiseren, dit betekent een dat een grote veiligheid in de berekening ingebouwd moet worden, daarom is de veiligheid 0.5

Het verband tussen de grootte van het wrijvingsgetal en de grondsoort is weergegeven in onderstaande figuur.



Door sommatie van de plaatselijke kleef verkrijgt men de kleef welke langs de paal maximaal kan optreden. Zie de grafiek op de volgende bladzijde



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

VERVANGEN STALEN BRUG DOOR DUIKERS
IN DE SPOORLIJN
DIEPSONDERING: 02 VLAARDINGEN-MAASSLUIS
CONUSWEERSTAND

dd: 4 - 3 - 70 30/50

BULAGE 4

CO-19823-T

DIERSIE TOV NAP (m)

0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0

200

400

600

800

1000

1200

1400

1600

1800

2000

2200

GESCHIEDENDE PLATSELIJKE

ALLES VOOR ONTWERP EN

PALEN ONTWERP

IND. VERLEGINGSFACTOR 2.12

De gesommeerde kleef in de grafiek is de gesommeerde kleef voor de ontgraving, doordat bij het ontgraven de horizontale korreldruk af zal nemen, zal ook de plaatselijke kleef afnemen, waardoor tenslotte de uiteindelijke gesommeerde kleef af zal nemen.

De plaatselijke kleef na ontgraven wordt gesteld op:

$$t_2 = (\sigma'_2 / \sigma'_1) \cdot t_1$$

waarin: σ'_1 horizontale korreldruk voor de ontgraving [kN/m²]
 σ'_2 horizontale korreldruk na de ontgraving [kN/m²]
 t_1 plaatselijke kleef voor de ontgraving [kN/m²]
 t_2 plaatselijke kleef na de ontgraving [kN/m²]

In het figuur is de verandering in de horizontale korreldruk aangegeven bij een ontgraving tot 10 m ÷ NAP en bij een ontgraving tot 12 m ÷ NAP.

Verder wordt gesteld dat de lagen boven 10 ÷ NAP geen bijdrage leveren aan de gesommeerde kleef omdat deze lagen te slap zullen zijn, om kleef te kunnen ontwikkelen.

Bovenstaande aanname heeft als consequentie dat ontgravingen tot minder dan 10 m ÷ NAP vrijwel geen verandering laten zien in de gesommeerde kleef. Daarom is gesteld dat ontgravingen die minder diep zijn dan 10 m ÷ NAP, hetzelfde resultaat in de uiteindelijke kleef (na ontgraving) opleveren als bij een ontgraving van 10 m ÷ NAP.

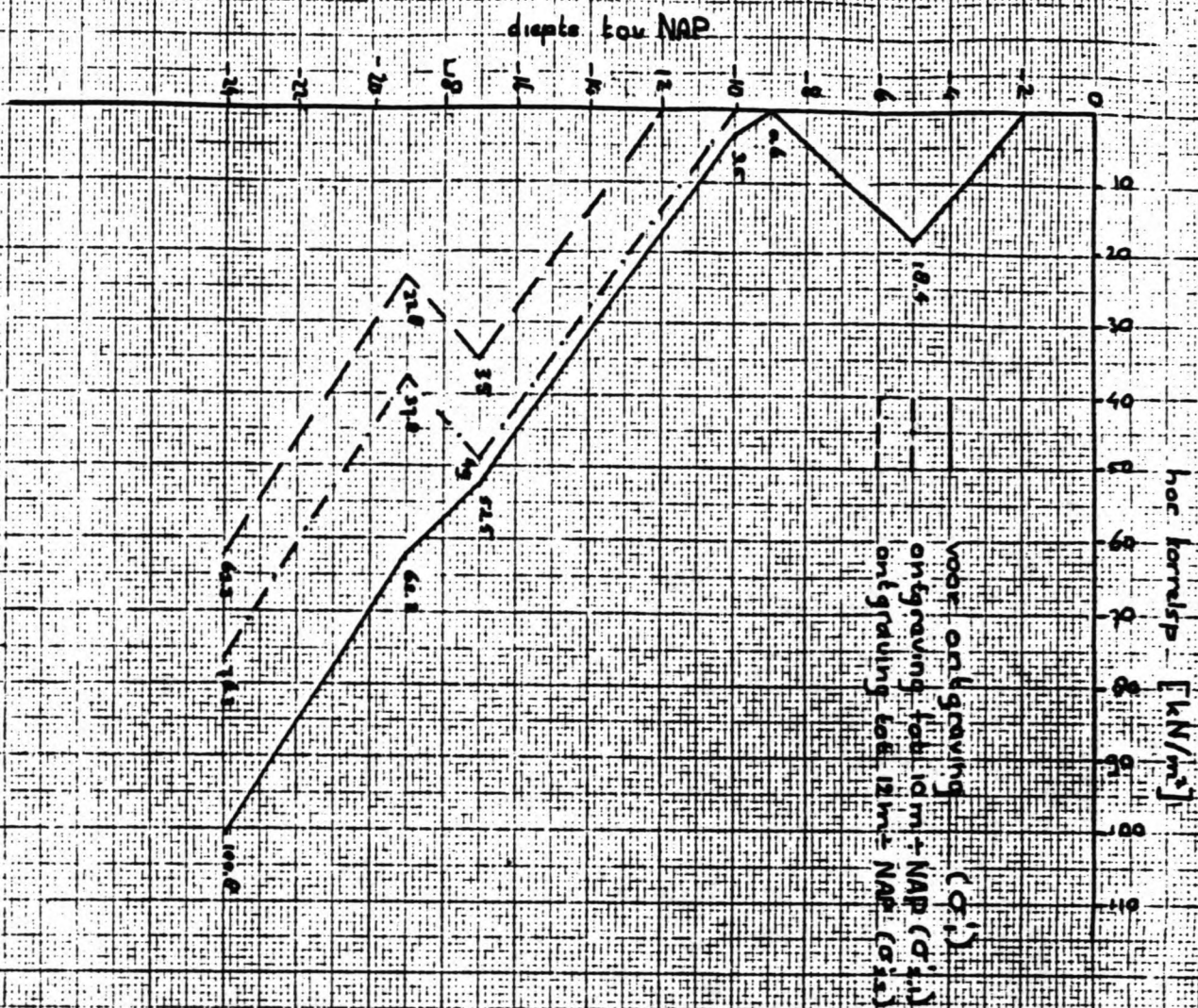
Op de volgende bladzijde is, uitgaande van de sondering, de gesommeerde kleef berekend die optreedt voordat ontgraven wordt en de gesommeerde kleef die optreedt bij ontgravingen tot 10 m ÷ NAP en 12 m ÷ NAP.

Uit deze tabel blijkt dat:

- Bij ontgravingen minder dan 10 m ÷ NAP moeten de palen tot 22.5 m ÷ NAP in de grond gebracht worden.
- Bij een ontgraving van de bouwput tot 12 m ÷ NAP moeten de palen tot 24.5 m ÷ NAP gebracht worden.
- Voor ontgravingen dieper dan 12 m ÷ NAP wordt gesteld dat de palen per meter ontgraving twee meter dieper geslagen moeten worden.



VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
TH Delft



	reductiefactor by ontgraving tot 10 + NAP	
	$\left(\frac{\sigma_1^1}{\sigma_1^1}\right)$	$\left(\frac{\sigma_1^{11}}{\sigma_1^1}\right)$
-0	0	1
-12	0.8	0
-17	0.93	0.67
-19	0.5	0.38
-24	0.78	0.61

TABEL VOOR DE GESOMMEERDE KLEEF BIJ DIVERSE ONTGRAVINGSDIEPTEN

Berekend uit de voorgaande grafieken

diepte tov NAP [m]	voor ontgraving		ontgraving tot 10 ÷ NAP	ontgraving tot 12 ÷ NAP
	plaats. kleef [kN]	gesomm. kleef [kN]	gesomm. kleef [kN]	gesomm. kleef [kN]
- 10	0	0	0	
- 10.5	10.2	10	5	-
- 11	17.9	28	17	
- 11.5	28.2	56	38	
- 12	33.1	90	65	0
- 12.5	42.2	132	99	7
- 13	41	172	133	19
- 13.5	34.6	207	162	32
- 14	29.4	237	187	45
- 14.5	21.8	259	206	56
- 15	26.9	286	230 (80%)	70 (24%)
- 15.5	32	318	258	89
- 16	33.3	351	288	110
- 16.5	26.9	378	313	127
- 17	40.3	418	350	154
- 17.5	33.6	452	379	174
- 18	26.9	479	400	188
- 18.5	38.1	517	426	205
- 19	40.3	557	450	221
- 19.5	49.9	607	481	241
- 20	118.6	726	555 (76%)	292 (40%)
- 20.5	139.4	865	646	354
- 21	99.8	965	712	402
- 21.5	47.8	1013	744	426
- 22	60.3	1073	787	457
- 22.5	96.7	1170	855	511
- 23	110.2	1280	936	573
- 23.5	129	1409	1031	653
- 24	116.5	1525	1120	726
- 24.5	135.2	1660	1225	812
- 25	161.2	1822	1352 (74%)	920 (50%)
- 25.5	135.2			1013
- 26	111.8			1094

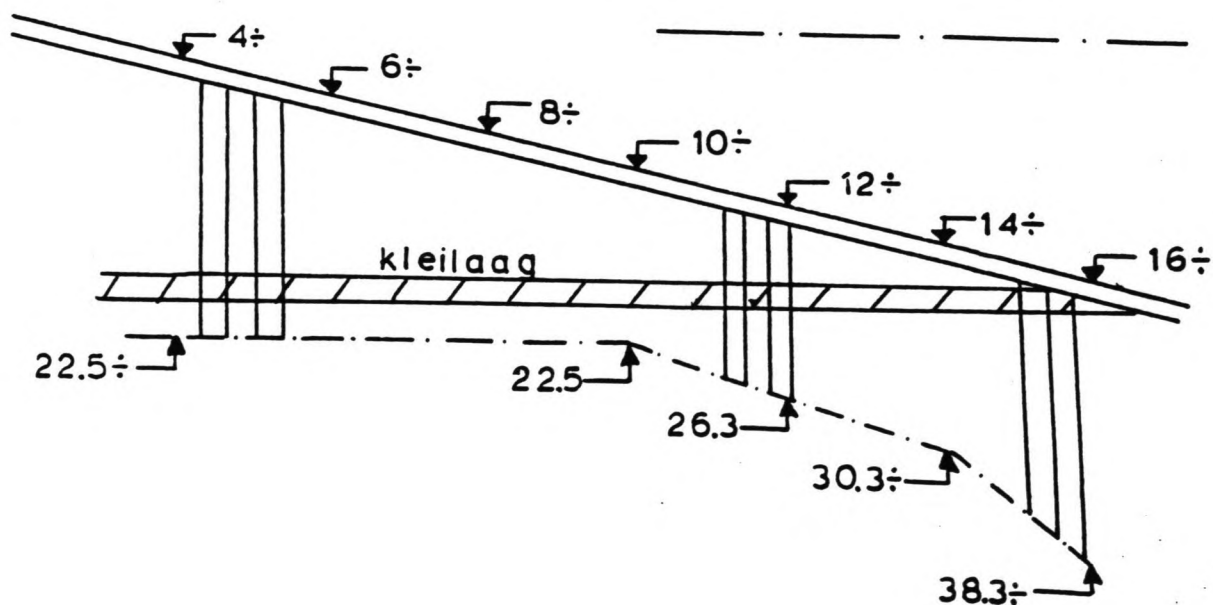
Resultaat van de kleefberekeningen.

De resultaten van deze bijlage worden in onderstaande tabel samengevat. Uit deze tabel blijkt dat bij ondiepe bouwputten het slipcriterium maatgevend is en bij diepere bouwputten wordt het kluitcriterium maatgevend.

diepte afrit [m]	slipcriterium diepte [m]	kluitcriterium diepte [m]	uiteind. diepte [m]	totale lengte [m]
4 ÷ NAP	22.5 ÷ NAP	9.7 ÷ NAP	22.5 ÷ NAP	18
6 ÷ NAP	22.5 ÷ NAP	13.7 ÷ NAP	22.5 ÷ NAP	16
8 ÷ NAP	22.5 ÷ NAP	17.7 ÷ NAP	22.5 ÷ NAP	14
10 ÷ NAP	22.5 ÷ NAP	22.3 ÷ NAP	22.5 ÷ NAP	12
12 ÷ NAP	24.5 ÷ NAP	26.3 ÷ NAP	26.3 ÷ NAP	13.8
14 ÷ NAP	28.5 ÷ NAP	30.3 ÷ NAP	30.3 ÷ NAP	15.8
16 ÷ NAP	32.5 ÷ NAP	38.3 ÷ NAP	38.3 ÷ NAP	21.8

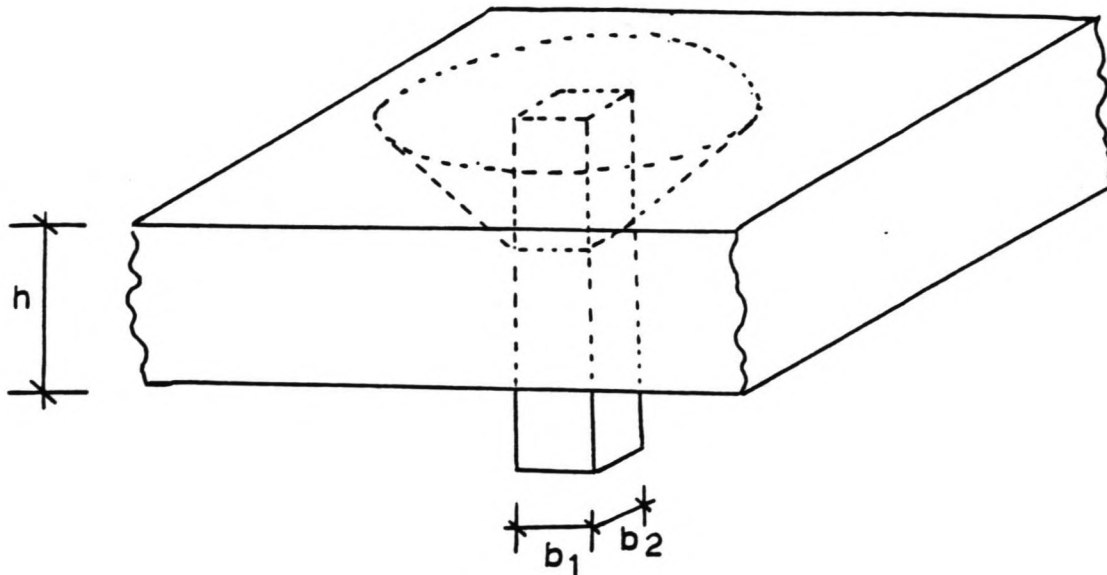
TABEL: resultaat kleefberekeningen uit deze bijlage.

De lengte van de palen is inclusief het gedeelte in de vloer (is 1.5 meter).



Controle op pons

Doordat de kracht via de palen overgebracht wordt naar de onderwaterbeton vloer, moet deze gecontroleerd worden op pons. De trekkracht wordt via schuifspanningen overgebracht naar de vloer volgens onderstaande figuur.



Stel $h \approx d_m$

Pons:

$$F_{\text{u}} = \alpha \cdot f_{\text{ct},\infty} \cdot \pi \cdot h \cdot (b_{\text{eq}} + h)$$

waarin:

- F_{u} uiterste kracht (= 1.7 maal de rekenkracht) [N]
- α factor, om de excentriciteit van de kracht in rekening te kunnen brengen [-]
- $f_{\text{ct},\infty}$ langeduur treksterkte [N/mm²]
- h hoogte vloer [mm]
- b_{eq} equivalente breedte, de theorie gaat uit van ronde palen [mm]

$$\text{met: } b_{\text{eq}} = \frac{2(b_1 + b_2)}{\pi}$$

b_1 en b_2 zijden van een rechthoekige paal

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{2e}{b_{\text{eq}} + h}}$$

$e = M/F$ (hier $e = 0$)
 e is excentriciteit

$$f_{\text{ct},\infty} = 0.6 \cdot 0.87(1 + 0.05 \cdot f_{\text{cc}}) \quad f_{\text{cc}} \text{ B-waarde}$$

In dit geval:

$b_1 = 0.4$ meter

$b_2 = 0.4$ meter

$h = 1.5$ meter

$b_{\text{aa}} = 0.51$ meter

$\alpha = 1$

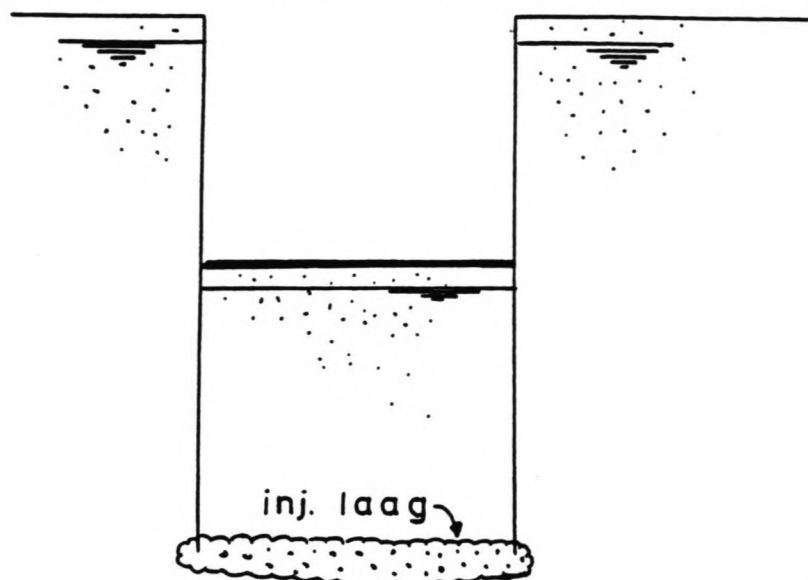
$f_{ct,\infty} = 1.175 \text{ N/mm}^2$

Dit geeft: $F_{L1} = 11000 \text{ kN}$

De uiterste kracht, indien op pons bezwaken wordt, is vele malen groter dan de optredende kracht. De constructie zal niet op pons bezwijken.

BIJLAGE XII

BEREKENING DIEPTELIGGING INJECTIELAAG



De diepteligging van de ondoorlatende injectielaag is afhankelijk van de eis dat de opwaartse kracht, werkend aan de onderkant van deze laag kleiner is dan het bovenliggende gewicht.

Dus eis: Gewicht grondmassa > Opwaartse kracht

Aannamen: Gewicht geïnjecteerde laag : 21 kN/m³
Maximale stijghoogte grondwater: 1 m + NAP
Veiligheid tegen opdrijven : stijgh. grondwater
één meter boven
max.stijghoogte.

Gebruikte volumieke grondmassa's zijn de minimale karakteristieke grondmassa's.
Gebruikte grondlagenverdeling is weergegeven in bijlage III.

Omdat de kleilaag tussen 17 m en 19 m + NAP als ondoorlatend wordt beschouwd wordt eerst bekeken tot welke diepte de kleilaag voldoende is, dat wil zeggen tot welke diepte nog geen injectie-laag nodig is, maar de kleilaag de functie van ondoorlatende laag over kan nemen.

Er is verder aangenomen dat de minder draagkrachtige lagen tot een diepte van 10m + NAP verwijderd worden en vervangen door een zandlaag voor grondverbetering. Voor de eenvoud van de berekening is aangenomen dat het aanvulzand een volumieke massa heeft van 21kN/m³.

Opwaartse druk aan onderkant kleilaag: 210 kN/m^2

Gewicht: $2\text{m} \times 17\text{kN/m}^3 = 34 \text{ kN/m}^2$ gewicht kleilaag 17-19m
 $(17 - d) \times 20\text{kN/m}^3 = 140 \text{ kN/m}^2$ gewicht zandlaag tussen
 $(d \div \text{NAP})$ en $17\text{m} \div \text{NAP}$

Eis: Gewicht > Opwaartse druk

$d < 8.2 \text{ m} \div \text{NAP}$

De afrit kan dus tot een diepte van $8 \text{ m} \div \text{NAP}$ zonder injectie-laag. Bij elke diepte dieper dan $8 \text{ m} \div \text{NAP}$ is een injectielaag nodig (dat dieper is gelegen dan $19 \text{ m} \div \text{NAP}$).

berekening diepteligging injectielaag

Onderkant injectielaag gelegen op $H \text{ m} \div \text{NAP}$
Afritdiepte gelegen op $d \text{ m} \div \text{NAP}$

Opwaartse druk onderkant injectielaag: $(H + 1 + 1) \times 10\text{kN/m}^3$

Gewicht: $1\text{m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 21 \text{ kN/m}^2$ gewicht injectielaag
 $2\text{m} \times 17 \text{ kN/m}^3 = 34 \text{ kN/m}^2$ gewicht kleilaag
 $(17 - d) \times 20 \text{ kN/m}^3$ gewicht zandlaag
 $((H - 1) - 19) \times 21 \text{ kN/m}^3$ gewicht zandlaag
tussen kleilaag
en inj. laag

In formulevorm geschreven:

$$11H = 20d + 45$$

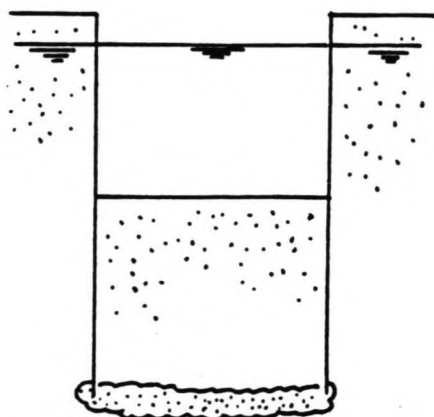
d [m] t.o.v. NAP	H [m] t.o.v. NAP
8	-
10	22.3
12	25.9
14	29.6
16	33.2

BIJLAGE XIII

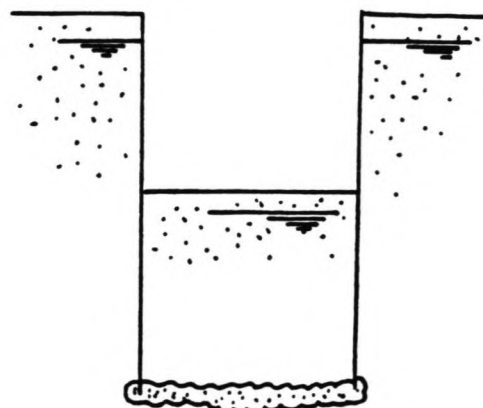
BEREKENING DIKTE WANDEN CHEMISCHE INJECTIELAAG

Bij deze variant wordt alleen gebruik gemaakt van damwanden, omdat dit soort wanden flexibel is, in tegenstelling tot een diepwand. Een diepwand is hier wel mogelijk, maar dan alleen in combinatie met stempeling.

Voor de dimensionering van de wanden zijn twee maatgevende belastingsituaties van belang. Ten eerste als de bouwput al ontgraven is tot afritdiepte, maar nog niet bemalen. De tweede situatie is als er al bemaling plaatsvindt.



1e maatgevende situatie

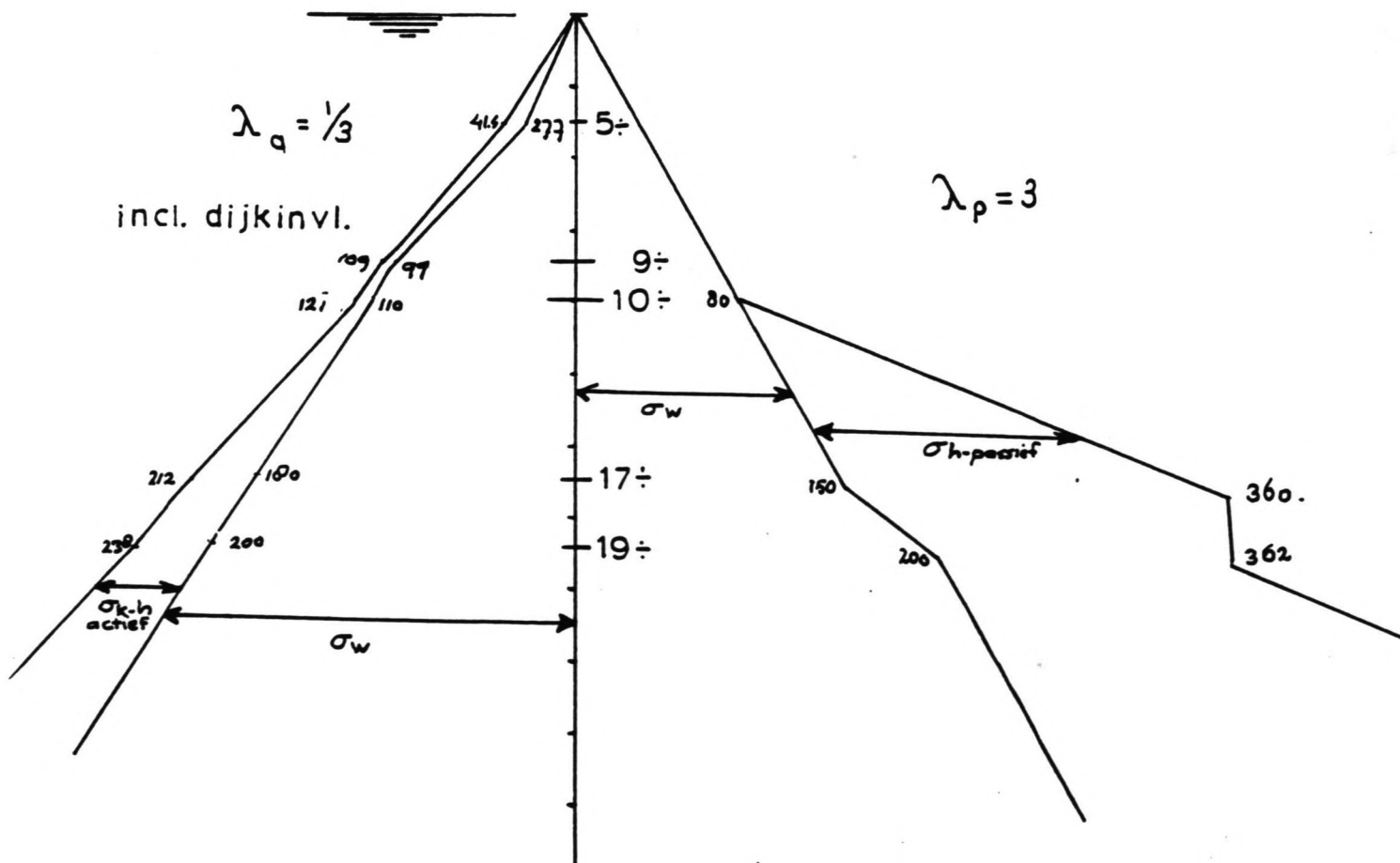
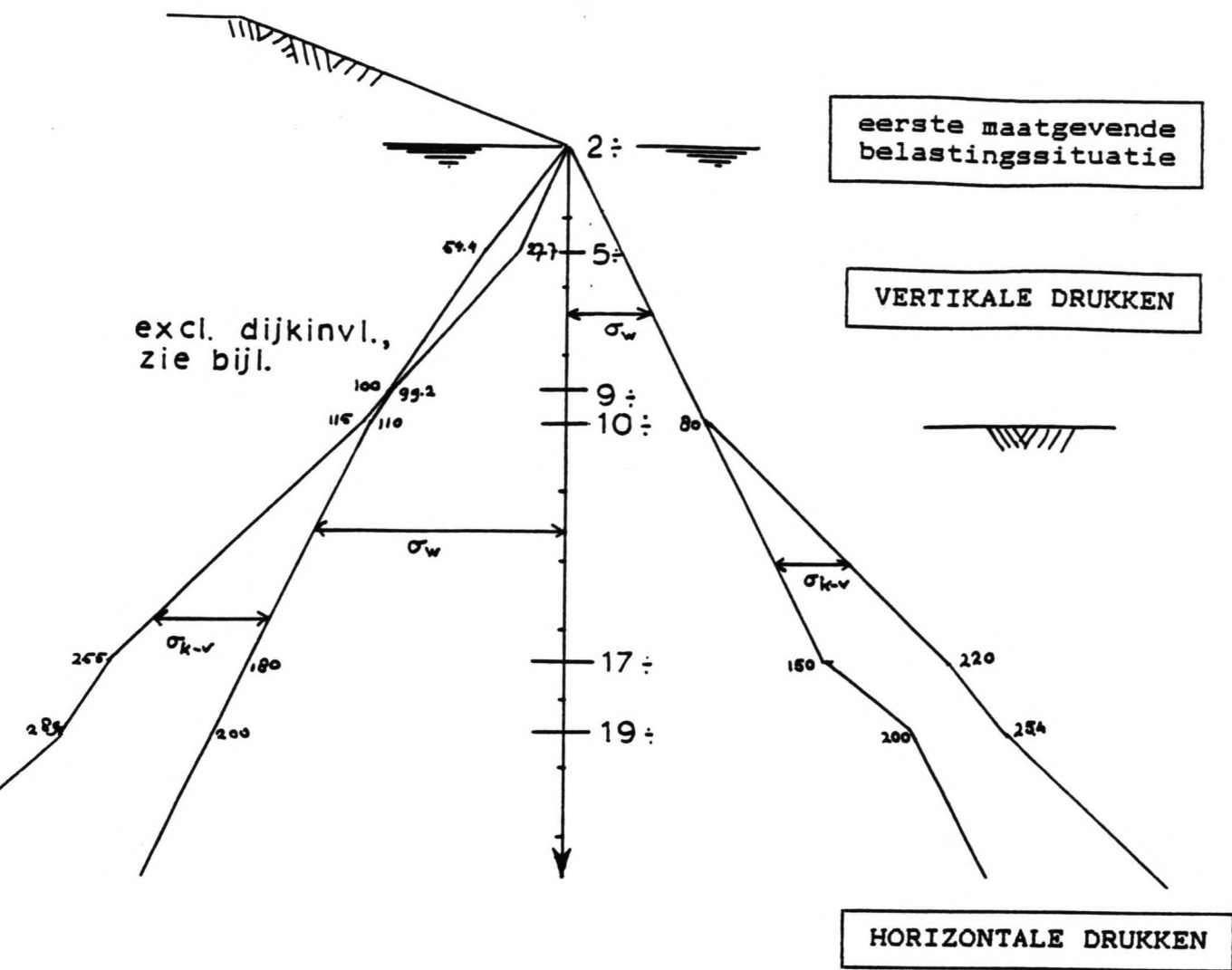


2e maatgevende situatie

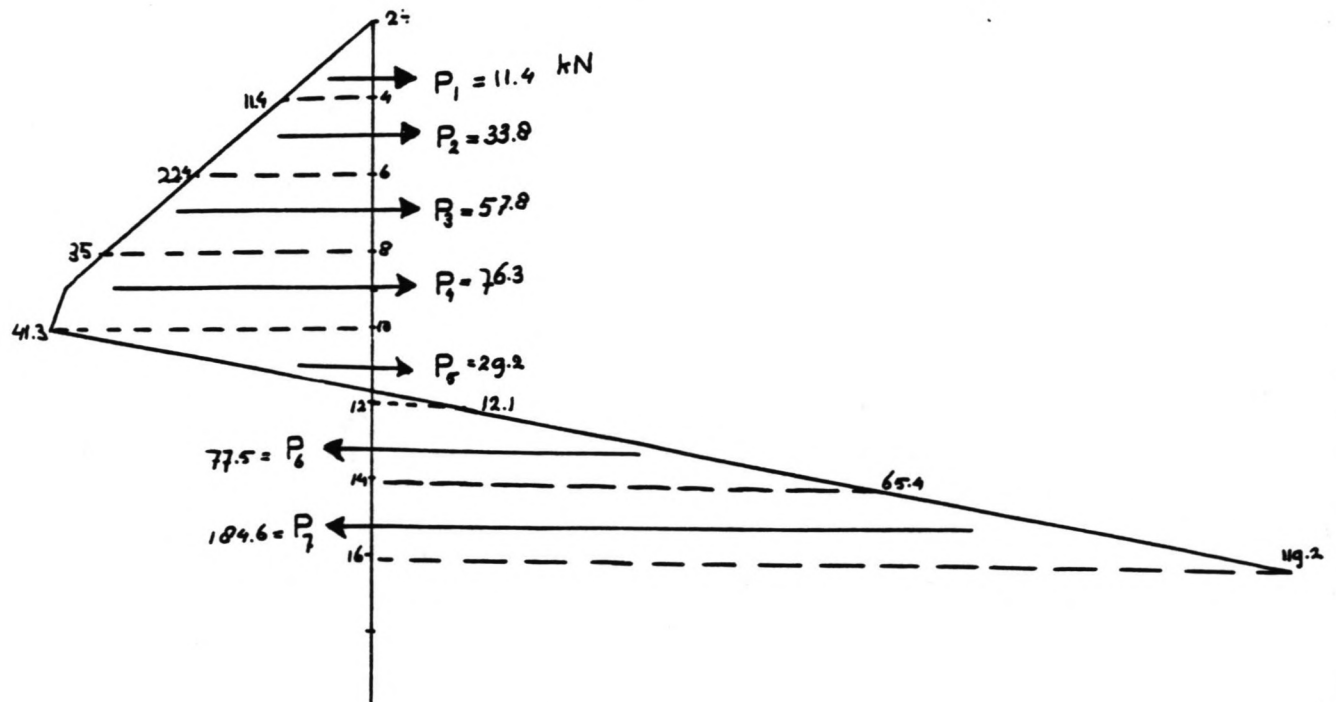
Op de volgende bladzijde zijn in de eerste figuur de verticale korrel-, grond- en waterdrukken getekend, uitgaande van de grondopbouw, zoals getekend in de bijlage III. Tevens wordt hier rekening gehouden met de invloed van de kanteldijk, zoals deze berekend is in bijlage XXVI

In de tweede figuur zijn de horizontale korrel-, grond- en waterdrukken getekend, uitgaande van een actieve grondcoëfficiënt van $1/3$, en een passieve grondcoëfficiënt van 3 . Dit laatste is gedaan om de berekening zo eenvoudig mogelijk te houden.

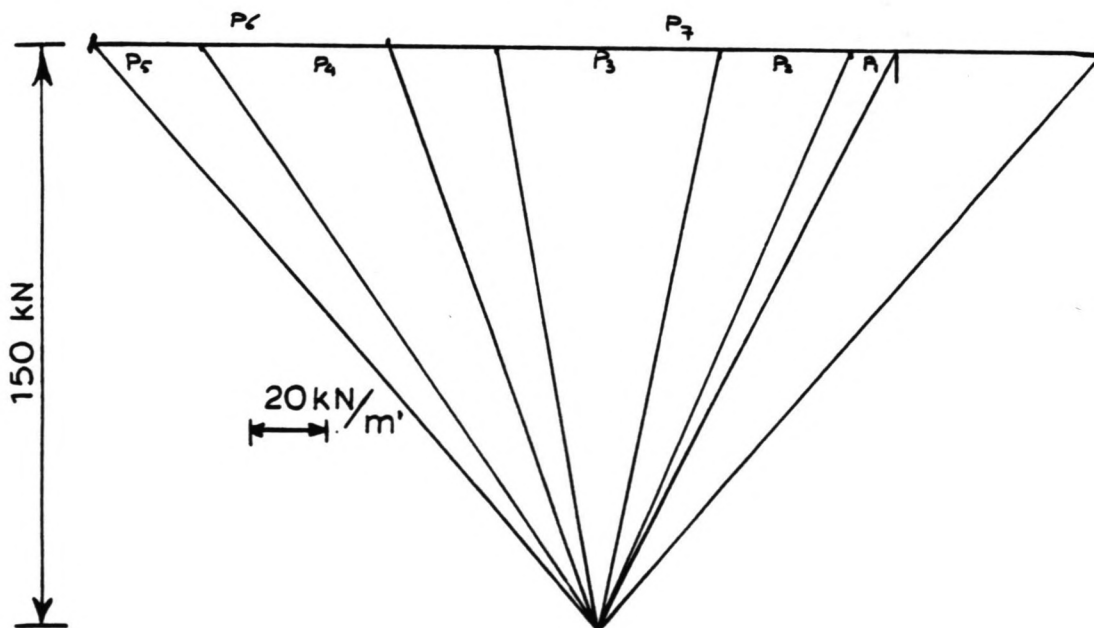
De berekening gaat volgens de methode van Blum, zie ook het dictaat Grondmechanica van prof.dr.ir A. Verruijt



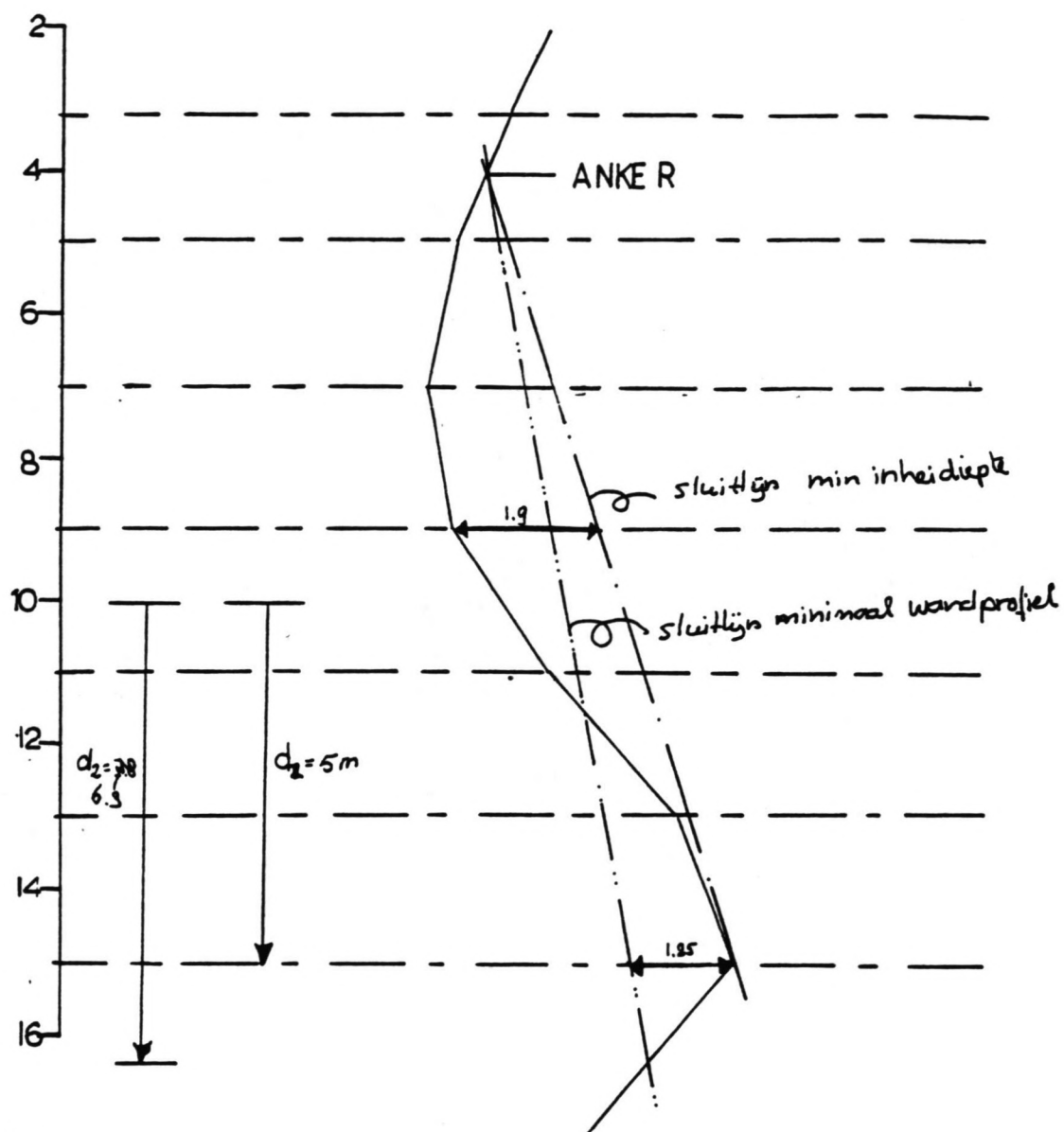
resultierende horizontale drukken:



In onderstaande figuur is van bovenstaande belastingsdiagram een poolfiguur getekend.



Voorgaande figuur resulteerde in onderstaande stangenveelhoek, voor de damwand.



figuur.....

De twee sluitlijnen in de figuur geven de momentenverdeling weer voor de damwand indien men rekent met een onder "vrij opgelegde" damwand (ook wel minimale inheidiepte) of indien men rekent met een volledig ingeklemde damwand (minimaal profiel).

Methode minimaal inheidiepte levert op:

Maximaal optredend moment:

$$M_{\max} = 1.9 \text{ cm} * 200 \text{ kNm/cm} = 380 \text{ kNm per m'}$$

Uiterste moment (Rekenmoment):

$$M_u = 1.5 * 380 \text{ kNm} = 570 \text{ kNm} \quad (\text{veiligheid is } 1.5)$$

Damwanddiepte:

$$h_1 = (10 \div \text{NAP}) + 1.1 * 6 \text{ m} = 16.6 \text{ m} \div \text{NAP}$$

Methode minimaal wandprofiel levert op:

Maximaal optredend moment:

$$M_{\max} = 1.25 \text{ cm} * 200 \text{ kNm/cm} = 250 \text{ kNm per m'}$$

Uiterste moment (Rekenmoment):

$$M_u = 1.5 * 250 \text{ kNm} = 375 \text{ kNm} \quad (\text{veiligheid is } 1.5)$$

Damwanddiepte:

$$h_2 = (10 \div \text{NAP}) + 1.1 * 7.8 \text{ m} = 18.6 \text{ m} \div \text{NAP}$$

De factor 1.1 in de lengteberekening van de damwandprofielen is een veiligheidsfactor.

Bij de variant chemische injectielaag is de komt de damwand veel dieper dan volgens de methode "minimaal damwandprofiel" nodig is, dat betekent dat men op een volledige inklemming mag rekenen. Deze volledige inklemming bevindt zich ter hoogte van de berekende h_2 , namelijk op $21 \div \text{NAP}$.

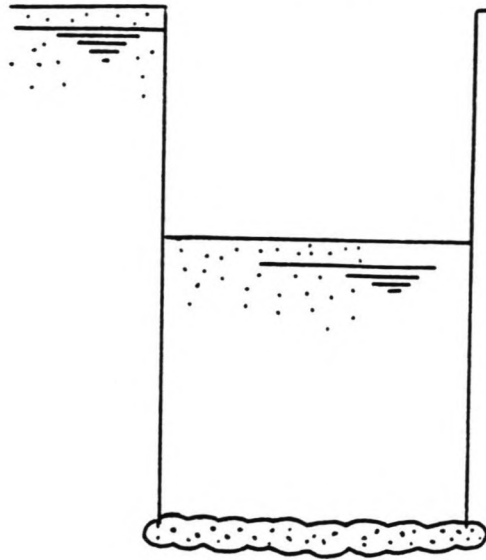
Opmerking:

Bij deze variant (chemische injectielaag) wordt de lengte van de damwanden bepaald door de diepteligging van de chemische injectielaag. Deze injectielaag ligt dieper dan de minimaal benodigde lengte benodigd voor de methode minimaal wandprofiel. Deze methode gaat ervan uit dat bij die berekende lengte een volledige inklemming optreedt van de wand in de grond. En dus ook bij elke overschrijding van die minimaal benodigde lengte zal een volledige inklemming optreden.

Bij deze variant mag daarom alleen de methode minimaal wandprofiel (volledige inklemming) gebruikt worden. De andere methode (minimale lengte) is zondermeer fout.

2^e maatgevende belastingssituatie

De tweede belastingssituatie treedt op als de afrit bemaald wordt, en de grondwaterstand één meter onder het wegdek niveau (afritdiepte) is gekomen.



2^e maatgevende
belastingssituatie



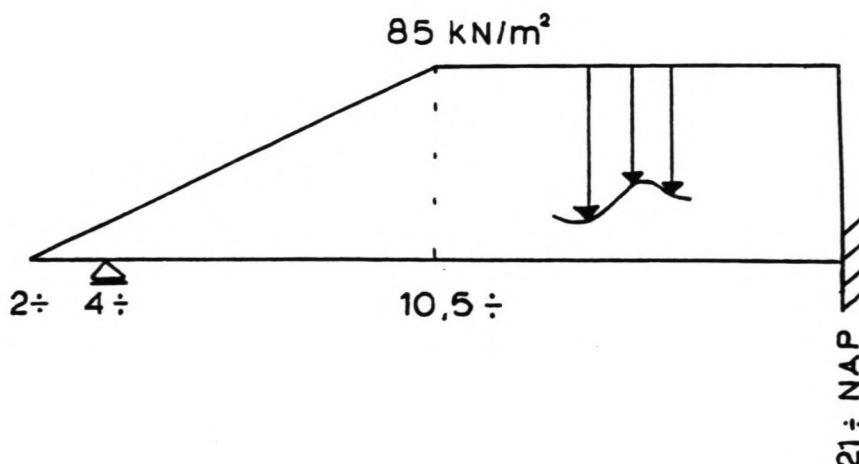
bijkomende
belasting t.o.v
1^e situatie

In bovenstaande figuur is rechts de belasting getekend, die er ten opzichte van de eerste belastingssituatie bijkomt. Dit mag niet gesuperponeerd worden op de belastingen van de eerste situatie, omdat de damwand al vervormd is.

Wat wel mag (moet) is de momentenlijnen van beide belastingssituaties te superponeren om zo het damwandprofiel te bepalen.

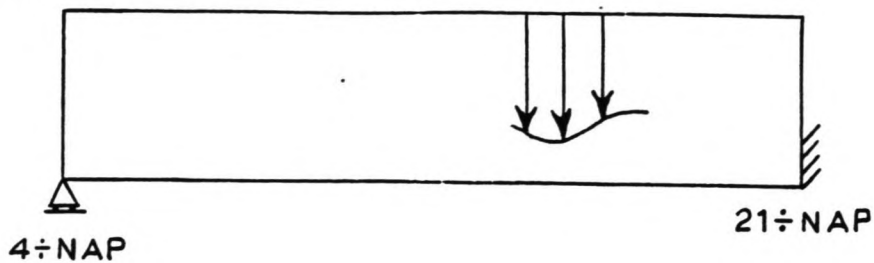
Schematisatie van de bijkomende belasting.:

De bijkomende belasting ziet er als volgt uit:



De belasting wordt als volgt geschematiseerd:

75 kN/m¹



De schematisatie is zodanig gedaan dat de resulterende horizontale kracht hetzelfde is gebleven.

De schematisatie is hoofdzakelijk uitgevoerd om het rekenen te vergemakkelijken. Uit bovenstaande schematisatie van de belasting volgt namelijk onderstaande formule voor de momentenverloop.

$$M(x) = -\frac{1}{2} f x^2 + \frac{3}{8} f l x$$

Met $f = 75 \text{ kN/m}^1$
 $l = 17 \text{ meter}$

Bij bovenstaande formule is uitgegaan van een volledige inklemming.

Deze momentenlijn moet gesuperponeerd worden op de eerder berekende momentenlijn uit de eerste maatgevende situatie.

Het blijkt dat momentenlijn, veroorzaakt door de bijkomende belasting veel grotere waarden oplevert dan de eerste momentenlijn, het grootste moment treedt op bij de inklemming en heeft een grootte van $1/8 f l^2$ (= 2700 kN).

Dit moment is zo groot omdat hier de lengte l zo groot is, een vermindering van de lengte met één meter levert al een reductie op van 12% in de grootte van het moment.

De damwand moet het volgende weerstandsmoment (W) bezitten om veilig bovenstaande berekende moment te kunnen weerstaan:

$$M_u = 1.5 \cdot 2700 = 4050 \text{ kNm}$$

$$W = M_u / \sigma_b \quad \text{met } \sigma_b = 240 \text{ N/mm}^2 \text{ wordt dit}$$

$$W = 16.875 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 = 16875 \text{ cm}^3$$

De berekende weerstandsmoment W is 16875 cm^3 per strekkende meter wand. Dit is een zeer groot weerstandsmoment.

Een profiel dat aan bovenstaand weerstandsmoment voldoet is:

Peiner Kastenspundbohle 802 ($W = 17710 \text{ cm}^3$) met

$H = 871 \text{ mm}$

$b_1 = 938 \text{ mm}$

Eigen gewicht = 2.19 kN/m

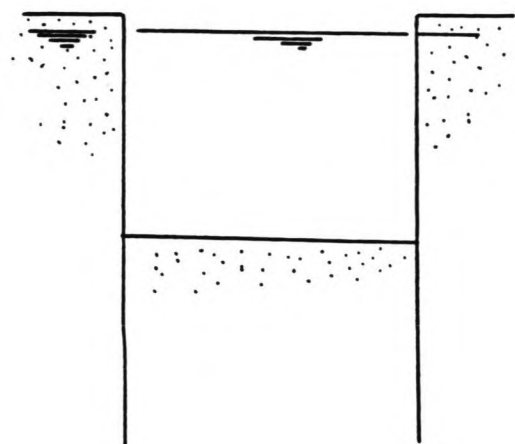
Dit is een profiel met zeer grote afmetingen. Dit kan problemen opleveren bij het in de grond brengen van de profielen, vooral nu deze tot een zeer grote diepte moeten reiken.

In feite blijkt dat een damwand met één verankering bij een afritdiepte van $10 \text{ m} \div \text{NAP}$ over te grote dimensies moet beschikken om de drukken te kunnen weerstaan. Beter zal zijn om of meerdere ankers te plaatsen of te stempelen. Omdat echter de momentenlijn bij meerdere verankeringen niet eenvoudig meer te berekenen is wordt de deze situatie gehandhaafd.

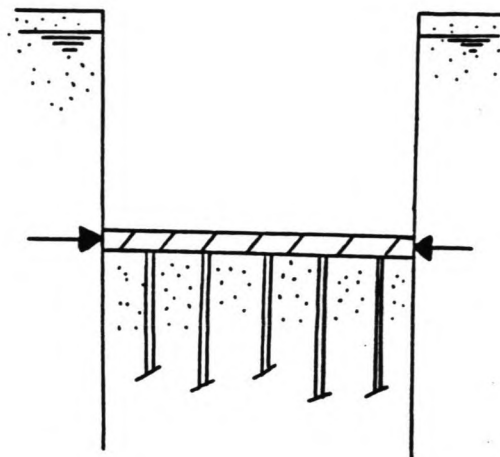
BIJLAGE XIV

BEREKENING DIKTE WANDEN BIJ ONDERWATERBETON MET TREKPALEN

Evenals bij de berekening van de wanden bij de variant met de chemische injectielaag bestaan er voor de wanden hier twee maatgevende belastingsituaties. De eerste treedt op als de bouwput al ontgraven is tot afritdiepte, maar nog niet bemalen. De tweede situatie treedt op als de onderwaterbetonvloer verhard is, en de bouwput leeggepompt is.



1^e maatgevende situatie



2^e maatgevende situatie

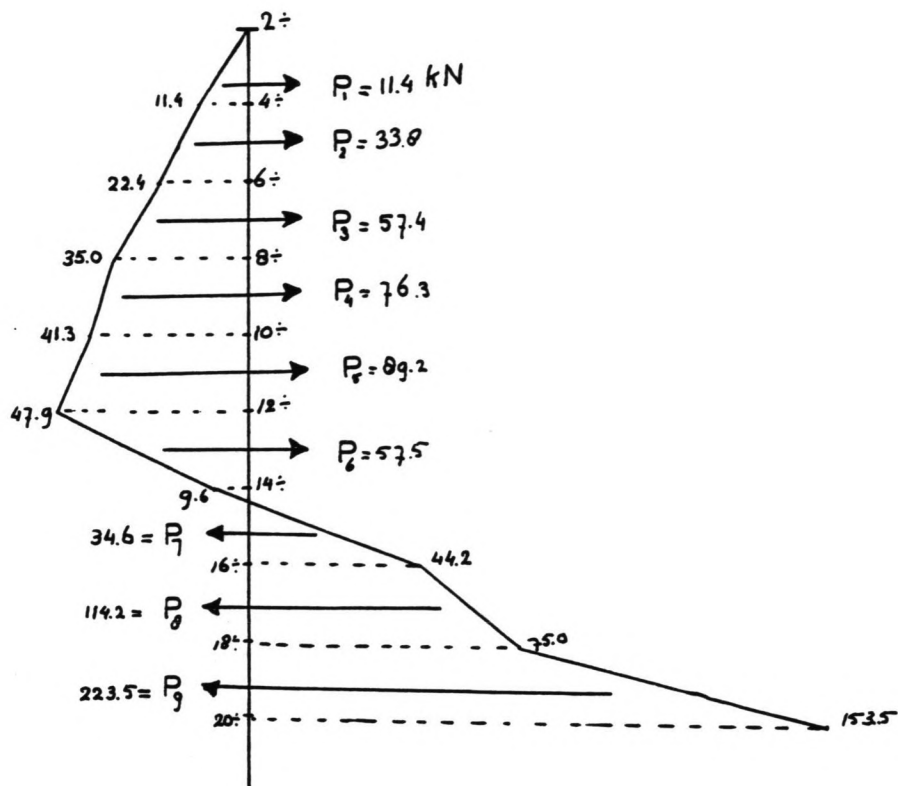
Op de volgende bladzijde zijn in de eerste figuur de verticale korrel-, grond- en waterdrukken getekend, uitgaande van de grondopbouw, zoals getekend in bijlage III. Tevens wordt hier rekening gehouden met de invloed van de kanteldijk, zoals deze berekend is in bijlage XXVI

In de tweede figuur zijn de horizontale korrel-, grond- en waterdrukken getekend, uitgaande van een actieve grondcoëfficiënt van $1/3$, en een passieve grondcoëfficiënt van 3 . Dit laatste is gedaan om de berekening zo eenvoudig mogelijk te houden.

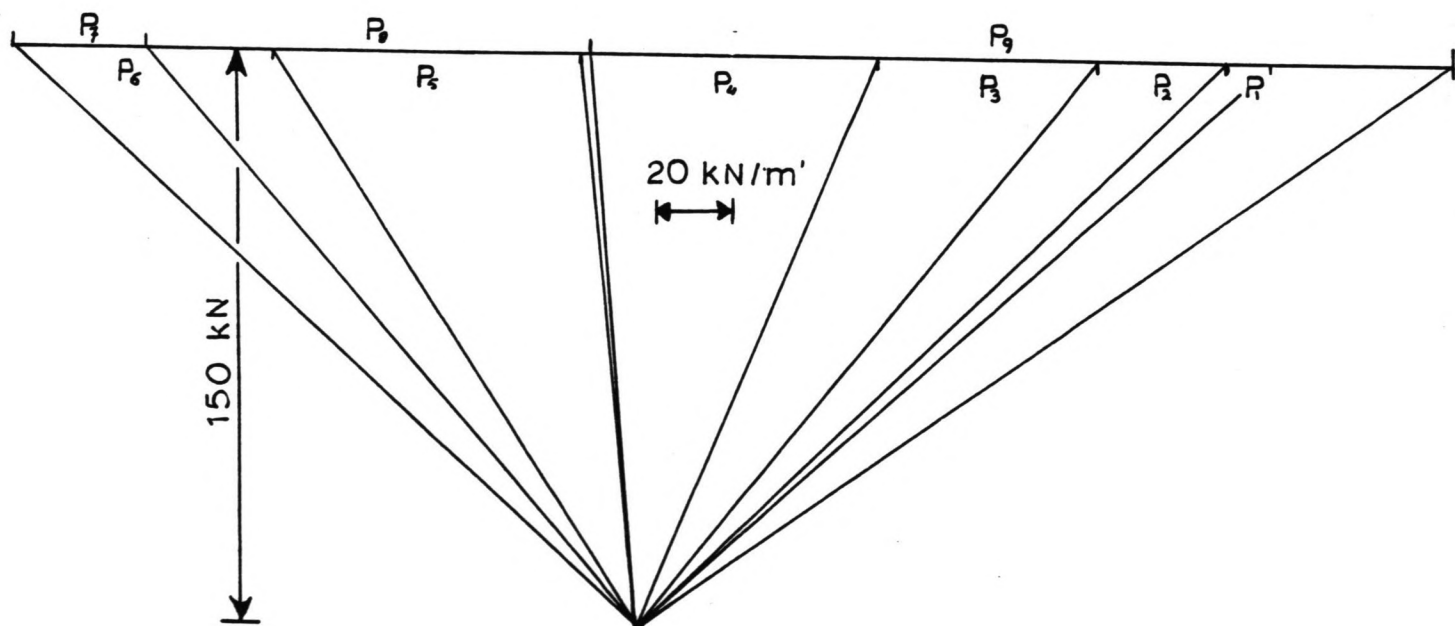
Voor alle duidelijkheid wordt hier vermeld dat dit een berekening is voor een damwand, de diepwandberekening voor deze variant volgt later.

De damwandberekening gaat volgens de methode van Blum, zie ook het dictaat Grondmechanica van prof.dr.ir A. Verruijt

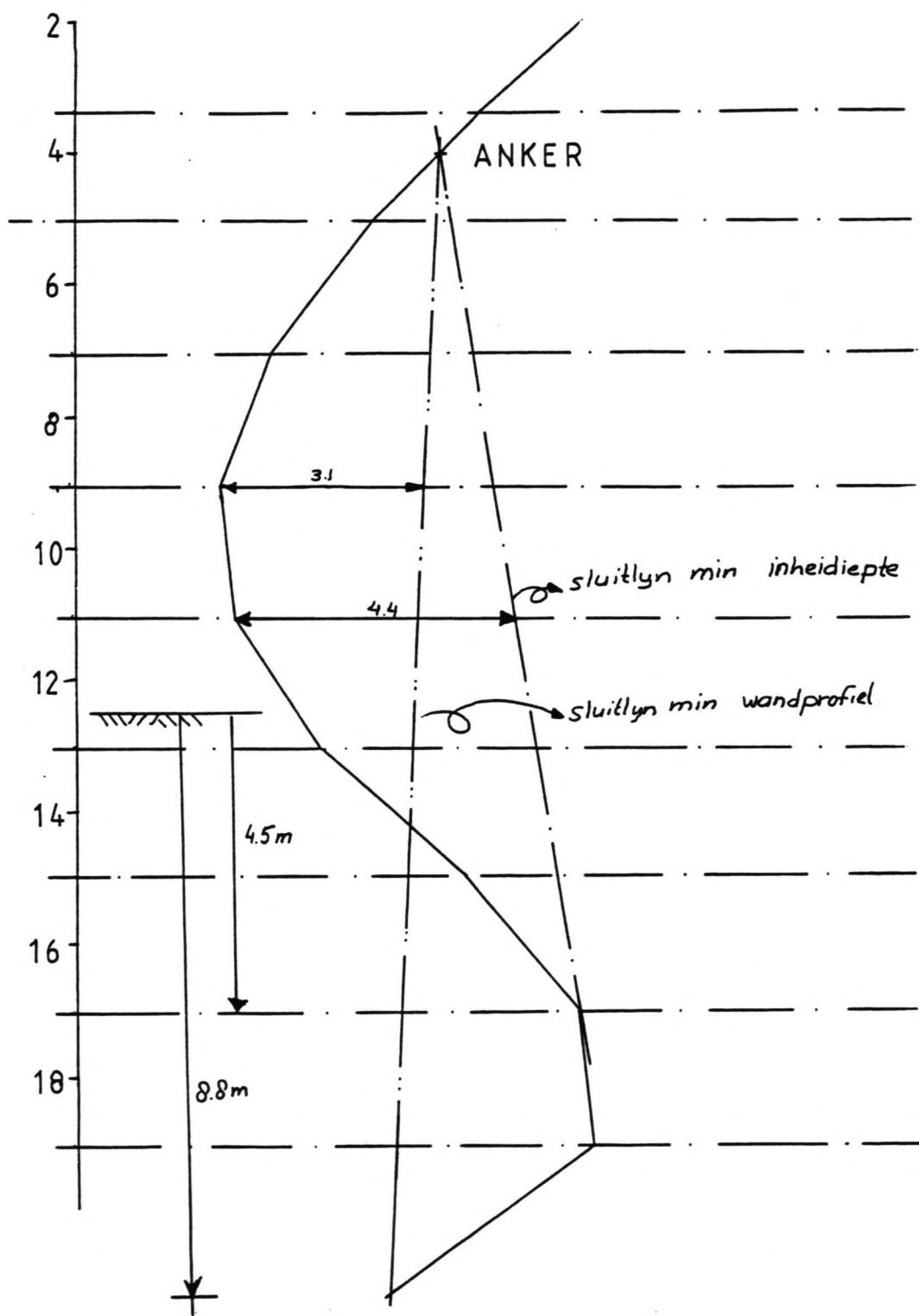
resulterende horizontale drukken:



In onderstaande figuur is van bovenstaande belastingsdiagram een poolfiguur getekend.



Voorgaande figuur resulteerde in onderstaande stangenveelhoek, voor de damwand.



De twee sluitlijnen in de figuur geven de momentenverdeling weer in de damwand indien men rekent met een onder "vrij opgelegde" damwand (ook wel minimale inheidiepte) of indien men rekent met een volledig ingeklemde damwand (minimaal profiel).

Methode minimale wandlengte levert op:

Maximaal optredend moment:

$$M_{\max} = 4.4 \text{ cm} * 150 \text{ kNm/cm} = 660 \text{ kNm per m'}$$

Uiterste moment (Rekenmoment):

$$M_u = 1.5 * 660 \text{ kNm} = 990 \text{ kNm} \quad (\text{veiligheid is } 1.5)$$

Damwanddiepte:

$$h_1 = (12.5 \div \text{NAP}) + 1.1 * 4.5 \text{ m} = 17.5 \text{ m} \div \text{NAP}$$

Methode minimaal wandprofiel levert op:

Maximaal optredend moment:

$$M_{\max} = 3.1 \text{ cm} * 150 \text{ kNm/cm} = 465 \text{ kNm per m'}$$

Uiterste moment (Rekenmoment):

$$M_u = 1.5 * 465 \text{ kNm} = 697.5 \text{ kNm} \quad (\text{veiligheid is } 1.5)$$

Damwanddiepte:

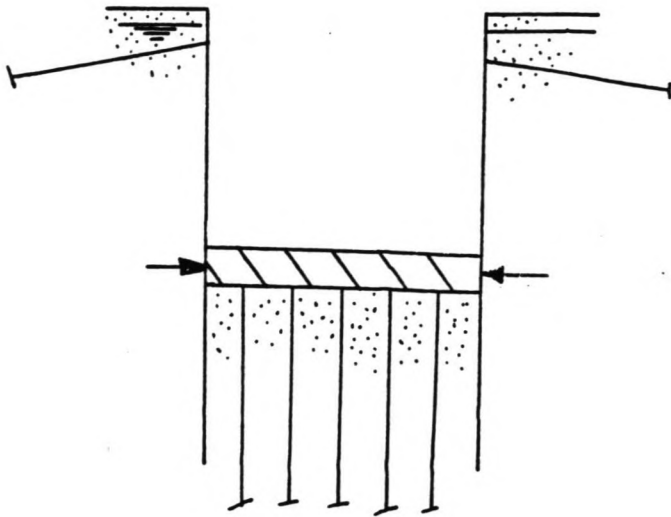
$$h_2 = (12.5 \div \text{NAP}) + 1.1 * 8.8 \text{ m} = 22.2 \text{ m} \div \text{NAP}$$

De factor 1.1 in de lengteberekening van de damwandprofielen is een veiligheidsfactor.

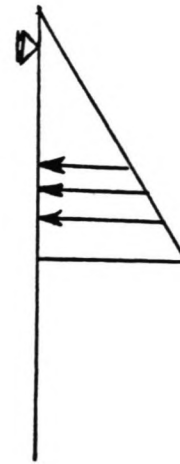
Bij de beschrijving van deze variant is ervan uitgegaan dat de lengte relatief kort was. Deze lengte, berekend volgens de methode minimale lengte wordt dan ook verder gebruikt.

2^e maatgevende belastingssituatie

De tweede belastingssituatie treedt op als het onderwaterbeton verhard is, en de afrit leeggepompt is.



2^e maatgevende
belastingssituatie



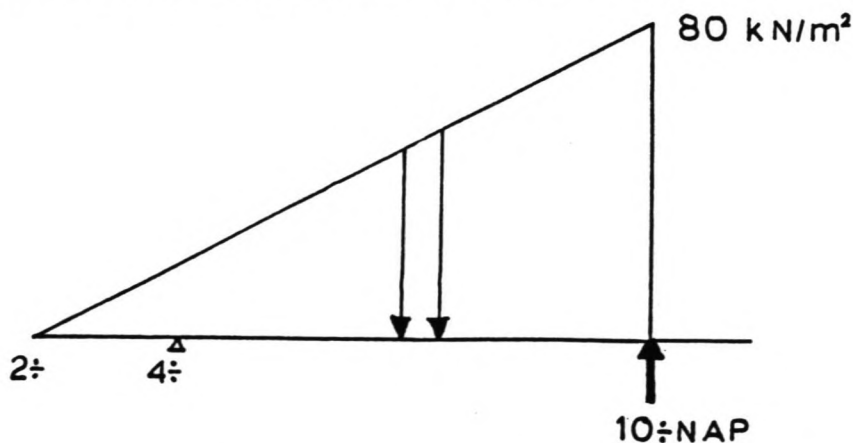
bijkomende
belasting t.o.v.
1^e situatie

In bovenstaande figuur is rechts de belasting getekend, die er ten opzichte van de eerste belastingssituatie bijkomt. Dit mag niet gesuperponeerd worden op de belastingen van de eerste situatie, omdat de damwand al vervormd is.

Wat wel mag (moet) is de momentenlijnen te superponeren van de eerste belastingssituatie en van de bijkomende belasting om zo het damwandprofiel te bepalen.

Schematisatie van de bijkomende belasting.:

De bijkomende belasting ziet er als volgt uit:



De damwand wordt ingeklemd beschouwd op een diepte van 12 m ÷ NAP

Met behulp van wat toegepaste mechanica wordt de momentenverloop, veroorzaakt door de bijkomende belasting berekend.

Met onderstaande formules wordt het momentenverloop beschreven:

$$\begin{aligned} f &= -20 - 10 \cdot x && f: \text{verdeelde belasting} \\ d^2M/dx^2 &= -f = 20 + 10 \cdot x \\ dM/dx &= 20 \cdot x + 5 \cdot x^2 + C_1 \\ M &= 10 \cdot x^2 + 5/3 \cdot x^3 + C_1 \cdot x + C_2 \end{aligned}$$

Met behulp van onderstaande formules wordt de verplaatsing (w) beschreven:

$$\begin{aligned} d^2w/dx^2 &= \frac{-M}{EI} = -\frac{10 \cdot x^2}{EI} - \frac{5 \cdot x^3}{3EI} - \frac{C_1 \cdot x}{EI} - \frac{C_2}{EI} \\ dw/dx &= -\frac{10 \cdot x^3}{3EI} - \frac{5 \cdot x^4}{12EI} - \frac{C_1 \cdot x^2}{2EI} - \frac{C_2 \cdot x}{EI} + C_3 \\ w &= -\frac{10 \cdot x^4}{12EI} - \frac{5 \cdot x^5}{60EI} - \frac{C_1 \cdot x^3}{6EI} - \frac{C_2 \cdot x^2}{2EI} + C_3 \cdot x + C_4 \end{aligned}$$

Door nu de randvoorwaarden in te vullen verkrijgt men het momentenverloop.

$$\begin{array}{l} \text{R.V.W.} \left\{ \begin{array}{ll} x = 0 & \begin{array}{l} w = 0 \\ M = -13.33 \end{array} \\ x = 8 \text{ m} & \begin{array}{l} w = 0 \\ dw/dx = 0 \end{array} \end{array} \right. \longrightarrow \begin{array}{l} C_4 = 0 \\ C_2 = -13.33 \end{array} \end{array}$$

Uit de laatste twee randvoorwaarden volgt: $C_1 = -121.25$

Het momentenverloop wordt dan:

$$M = 5/3 \cdot x^3 + 10 \cdot x^2 - 121.25 \cdot x - 13.33$$

Dit is het geval als de verbinding damwand - vloer een volledige inklemming is. Doordat van de damwand wordt aangenomen dat deze veel flexibeler is dan de betonnen vloer, en er daarom geen volledige inklemming kan optreden, wordt slechts met een halve inklemming gewerkt.

$$M(8 \text{ meter}) = 508 \text{ kNm}$$

Halve inklemming wordt dan: 254 kNm

Dit geeft ook een andere momentenverloop, namelijk:

$$M^* = 5/3 \cdot x^3 + 10 \cdot x^2 + C_{1_{\text{new}}} \cdot x - 13.33$$

$$x = 8 \text{ meter}; M = 254 \text{ kNm} \quad \text{Dit geeft } C_{1_{\text{new}}} = -153.25$$

$$M = 5/3 \cdot x^3 + 10 \cdot x^2 - 121.25 \cdot x - 13.33$$

Bovenstaande formule laat het volgende momentenverloop zien, veroorzaakt door de extra belasting.

x t.o.v. NAP [m]	M [kNm]
5	-154.9
6	-226.5
7	-338.0
8	-359.7
9	-321.3
10	-212.8
11	- 24.4
12	+254.0

Deze momentenlijn moet gesuperponeerd worden op de eerder gevonden momentenlijn van de eerste belastingssituatie, om zo het grootste moment te bepalen.

Gesuperponeerd blijkt het moment op 9 m ÷ NAP het grootst te zijn, namelijk 981.25 kNm (321.25 + 660 kNm).

$$M_{max} = 981.25 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 1.5 * 981.25 = 1471.875 \text{ kNm}$$

Dit betekent dat het damwandprofiel een minimale weerstandsmoment moet bezitten van:

$$W = M_{ed} / \sigma_b$$

met $\sigma_b = 240 \text{ N/mm}^2$ geeft dit: $W = 6132.8 \text{ cm}^3$

Een profiel dat aan bovenstaande eis voldoet is LARSEN 430

Een ander profiel dat aan bovenstaande eis voldoet is een gecombineerde damwand van PEINER I profielen met tussenprofielen:

BIJLAGE XV

BEREKENING DIEPWAND VOOR ONDERWATERBETON MET TREKPALEN

In de hoofdtekst is uitgegaan van een korte diepwandlengte, een consequentie van deze benadering is dat met grote(re) buigende momenten rekening gehouden zal moeten worden.

Door deze benaderingswijze van een diepwand kan voor een zeer groot gedeelte de damwandberekening volgens Blum gevolgd worden, zie bijlage XIV

Bij een afritdiepte van 10 m ÷ NAP was de maximale waarde van het moment volgens de methode Blum 981 kNm

M_u was in dit geval 1472 kNm ($1.5 \cdot 981$), zie voorgaande bijlage.

Met deze twee waarden wordt ook voor de diepwand verder gerekend.

Omdat de verticale belasting alleen maar uit het eigen gewicht van de wand bestaat, wordt gebruik gemaakt van tabel 11.2.a uit GTB 1974 (Bepaling van het wapeningspercentage bij buiging zonder normaaldruk)

De volgende uitgangspunten zijn gehanteerd:

- Betonkwaliteit B30; $f'_b = 24 \text{ N/mm}^2$ (druksterkte)
- Maximaal moment treedt op bij 9 m ÷ NAP
- Volumieke massa beton $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
- Wapeningskwaliteit: FeB 400

Bij bovenstaand tabel wordt van onderstaande parameter gebruik gemaakt.

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{1472}{24 \cdot 1 \cdot h^2}$$

Aan de hand van deze parameter wordt dan het benodigde wapeningspercentage bepaald. Het doel is een zodanig geschikte dikte (h) te kiezen dat er een aanvaardbare wapeningspercentage (w%) uitrolt.

h [m]	w% [procent]
1	0.38
0.75	0.70
0.6	1.08
0.5	1.75
0.4	---

Tabel: wapeningspercentage afhankelijk van de wanddikte.

De constructie moet ook aan de minimale wapeningseis voldoen, namelijk:

$$w_{min} = 0.2 * (0.8 + 0.4h^{-0.6}) * f_{ctm,o} / f_s$$

waarin w_{min} : minimale wapeningspercentage

h : dikte vloer

$f_{ctm,o}$: gemiddelde korteduur treksterkte (3.15 N/mm²)

f_s : treksterkte betonstaal (500 N/mm²)

h [m]	w-min [%]
1	0.15
0.75	0.16
0.6	0.17
0.5	0.18

TABEL: minimale wapeningspercentage afhankelijk van de dikte

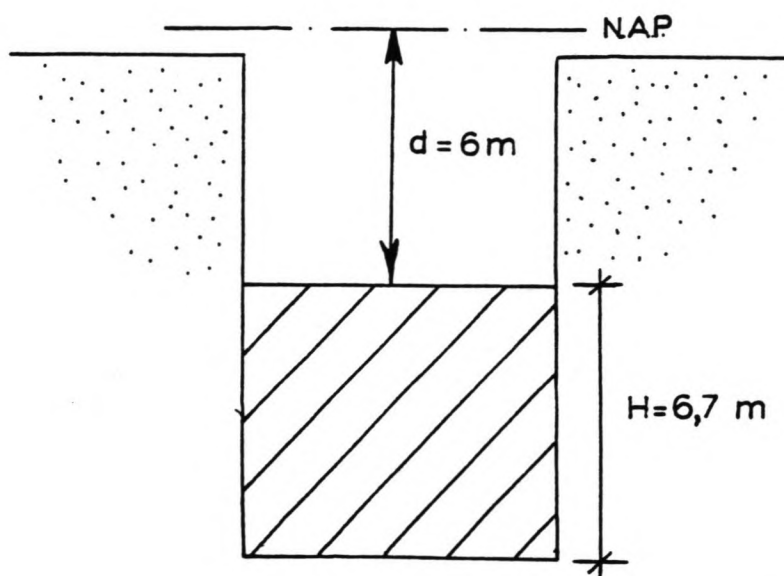
Zoals uit de tabel blijkt zijn de benodigde wapeningspercentages veel groter dan de minimale wapeningspercentages. Aan de eis voor minimale wapening is dus automatisch voldaan.

Gekozen is voor een een diepwanddikte van 500 mm, met een wapeningspercentage van 1.75 procent.

BIJLAGE XVI

BEREKENING DIKTE WANDEN BIJ GEWICHTSVLOER

In de hoofdtekst is bepaald dat de wanden gedimensioneerd zullen worden bij een afritdiepte van $6 \text{ m} \div \text{NAP}$. Uit de bijlage voor de berekening van de dikte van de gewichtsvloer, bijlage X, blijkt dat de gewichtsvloer ongeveer 6.7 meter dik wordt.



De gewichtsvloer zal de grond, die daar lag vervangen. Dit betekent dat de bouwkuip eerst tot die diepte uitgegraven moet worden, dus tot $12 \div \text{NAP}$. Deze diepte komt vrijwel overeen met de ontgravingsdiepte, die nodig is bij de variant onderwaterbeton met trekpalen, zie bijlage XIV

De resultaten uit bovengenoemde bijlage zullen daarom ook van toepassing zijn op deze variant.

Gekozen is, net als bij onderwaterbeton met trekpalen, voor een damwand met de dimensies:

van LARSEN 430 of

van PEINER I profielen met tussenprofielen

Bij deze variant is niet voor een diepwand gekozen omdat zoals eerder vermeld een diepwand indien deze ingeklemd is een niet wenselijk gedrag kan vertonen.

BIJLAGE XVII

UITWERKING NIET GECOMPARTIMENTEERDE VLIESCONSTRUCTIE

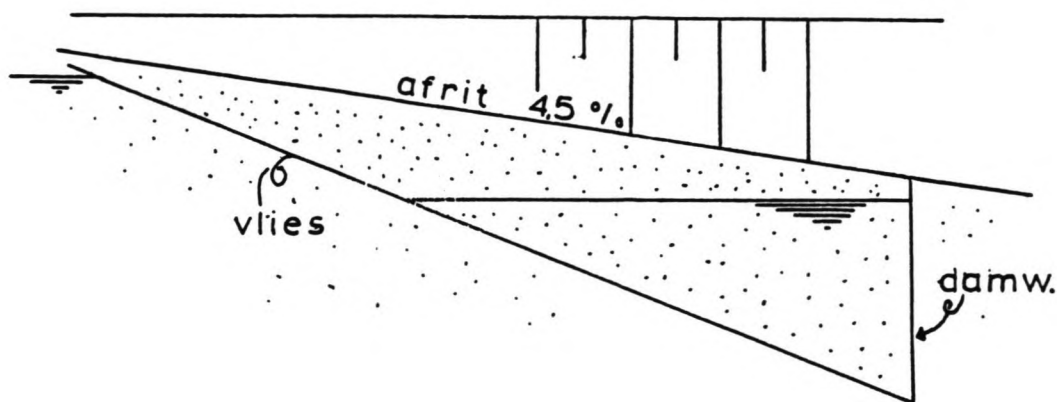
diepteligging vlies

Er moet gelden: gewicht grond binnen de vliesconstructie is groter dan de opwaartse druk, werkend aan de onderkant van het vlies. Deze eis geldt voor elk punt binnem het vlies. Het maatgevende punt blijkt het punt te zijn met de laagst-gelegen afritdiepte in het vlies. Dit is het meest bij de vaarweg gelegen punt van de vliesconstructie.

Verder wordt er een veiligheid tegen opdrijven gesteld van 1 meter, d.w.z. de opwaartse druk wordt berekend met een stijghoogte van 1 meter boven de maximale stijghoogte.

Verder wordt gesteld dat:

droge volumieke massa aanvulzand 18 kN/m^3
natte volumieke massa aanvulzand 20 kN/m^3
grondwaterstand minimaal 1 meter onder het wegdek



Eis voor diepteligging vlies: bovenliggende grondmassa zwaarder dan de opwaartse kracht.

Opwaartse druk tegen het vlies:

$$10 \text{ kN/m}^3 * (H + 1 + 1) \quad \{\text{incl. veiligheid van 1 meter}\}$$

Gewicht aanvulzand in vliesconstructie:

$$18 \text{ kN/m}^3 * 1\text{m} + 20 \text{ kN/m}^3 * (H - d - 1)\text{m}$$

Hieruit volgt:

$$H \geq 2d + 2.2$$

In tabelvorm:

d [t.o.v. NAP]	H [t.o.v. NAP]		d [t.o.v. NAP]	H [t.o.v. NAP]
0	2.2		8	18.2
1	4.2		9	20.2
2	6.2		10	22.2
3	8.2		11	24.2
4	10.2		12	26.2
5	12.2		13	28.2
6	14.2		14	30.2
7	16.2		15	32.2

met d: diepteligging wegdek afrit
H: diepteligging vlies

TABEL: diepteligging vlies t.o.v. diepte afrit

ruimtebeslag in de breedte

Bij deze constructie is niet alleen de diepteligging van het vlies belangrijk maar ook het ruimtebeslag in de breedte.

Gesteld wordt dat de vlies onder een helling van 1 : 3 kan worden aangebracht.

Verder wordt gesteld dat de bodembreedte van het vlies een breedte heeft van 40 meter.

Met de volgende formule kan de benodigde breedte berekend worden op maaiveldniveau.

$$B = 40 \text{ m} + 2 * \{3(H - d)\}$$

De resultaten van de berekening in tabelvorm:

d [t.o.v. NAP]	breedte [m]		d [t.o.v. NAP]	breedte [m]
0	41.2		8	137.2
2	65.2		10	161.2
4	89.2		12	185.2
6	113.2		14	209.2

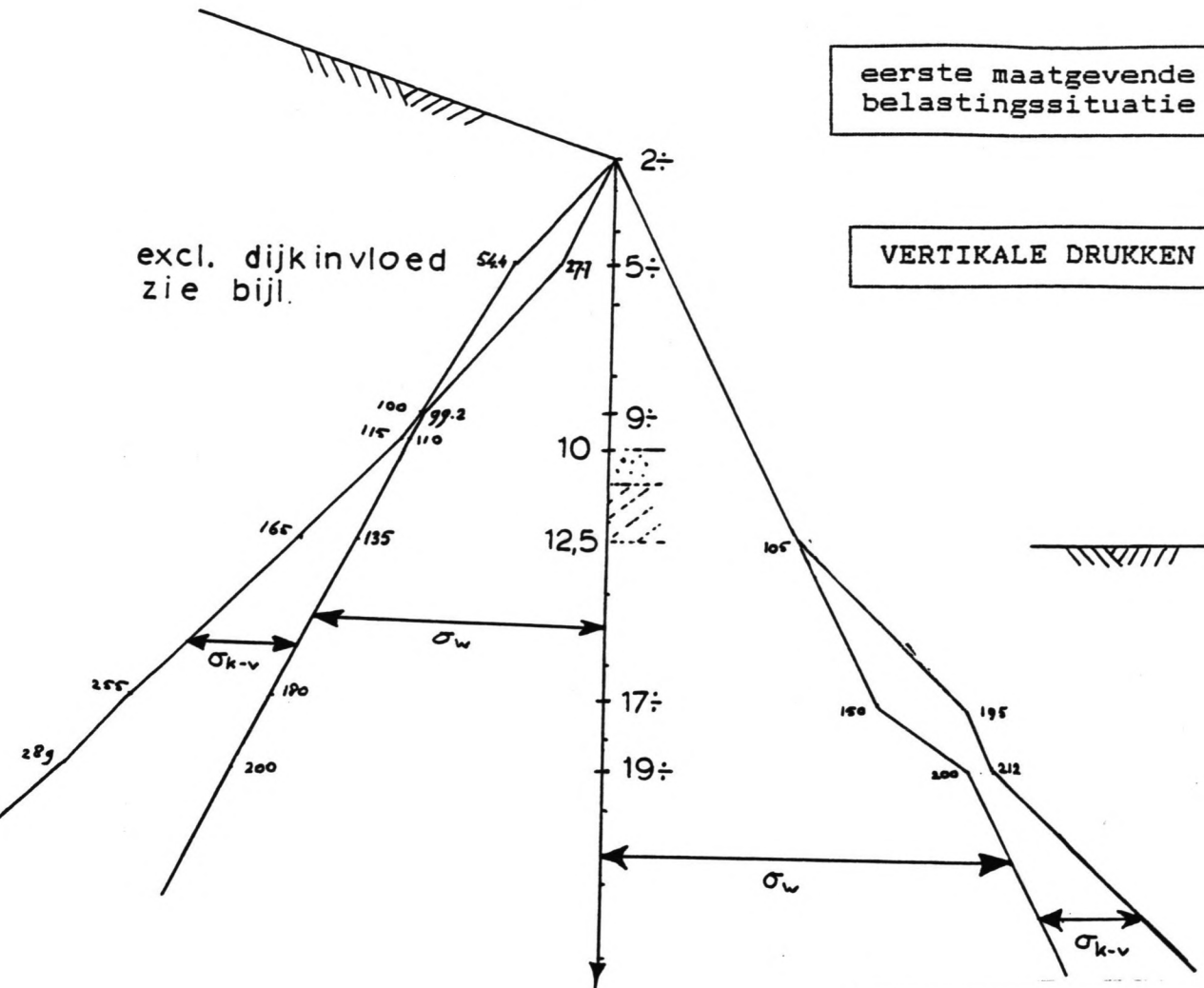
Opmerking: breedte van een bouwkuip circa 40 meter!

Bij de berekening blijkt dat de breedte wel erg snel toeneemt naarmate de afrit dieper komt te liggen. Dit is zeker een argument om rekening mee te houden bij de eventuele keuze van de afritvariant.

eerste maatgevende
belastingssituatie

VERTIKALE DRUKKEN

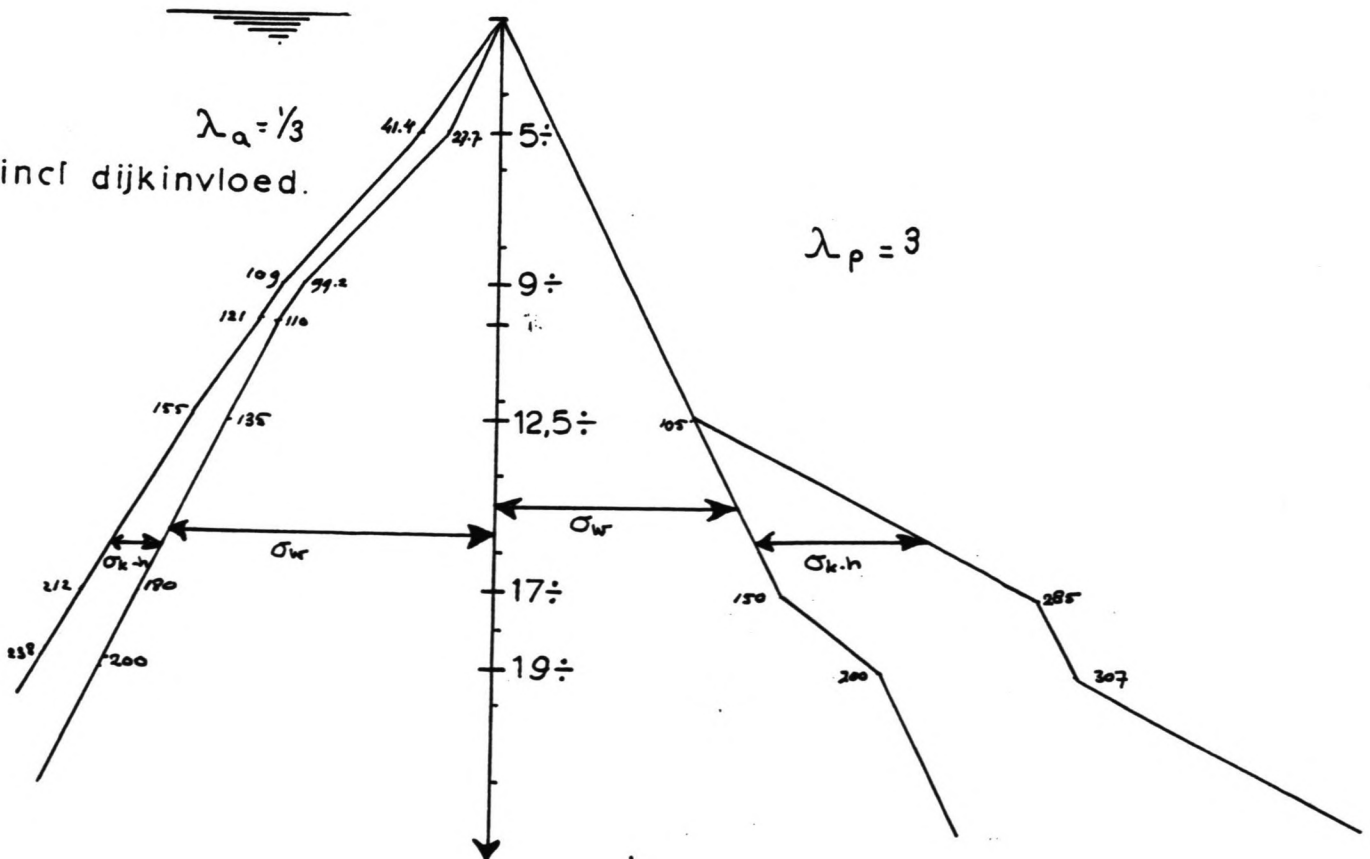
excl. dijkinvloed
zie bijl.



HORIZONTALE DRUKKEN

$\lambda_a = 1/3$
incl dijkinvloed.

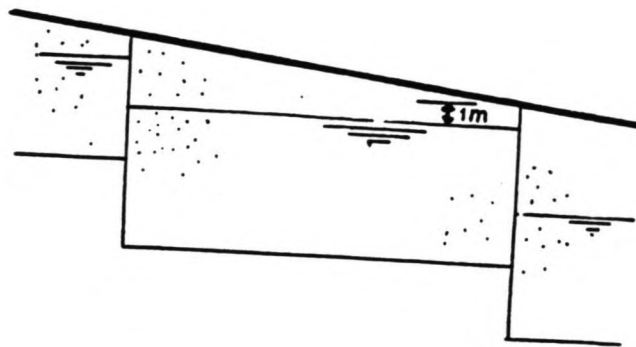
$\lambda_p = 3$



BIJLAGE XVIII

UITWERKING GECOMPARTIMENTEERDE VLIESCONSTRUCTIE

Voor de berekening is ervan uitgegaan dat de afrit verdeeld is in compartimenten van 100 meter lang. In elk compartiment moet aan de eis voldaan worden dat de grondwaterstand zich in dat compartiment minstens 1 meter onder de wegverharding bevindt. Men verkrijgt dan de volgende grondwaterstanden.



Compartiment	traject	Diepste punt wegdek [t.o.v. NAP]	G.W.S. in compartiment [t.o.v. NAP]
A	0 - 100m	6.5m ÷	7.5m ÷
B	100 - 200m	11.0m ÷	12.0m ÷
C	200 - 300m	15.5m ÷	16.5m ÷

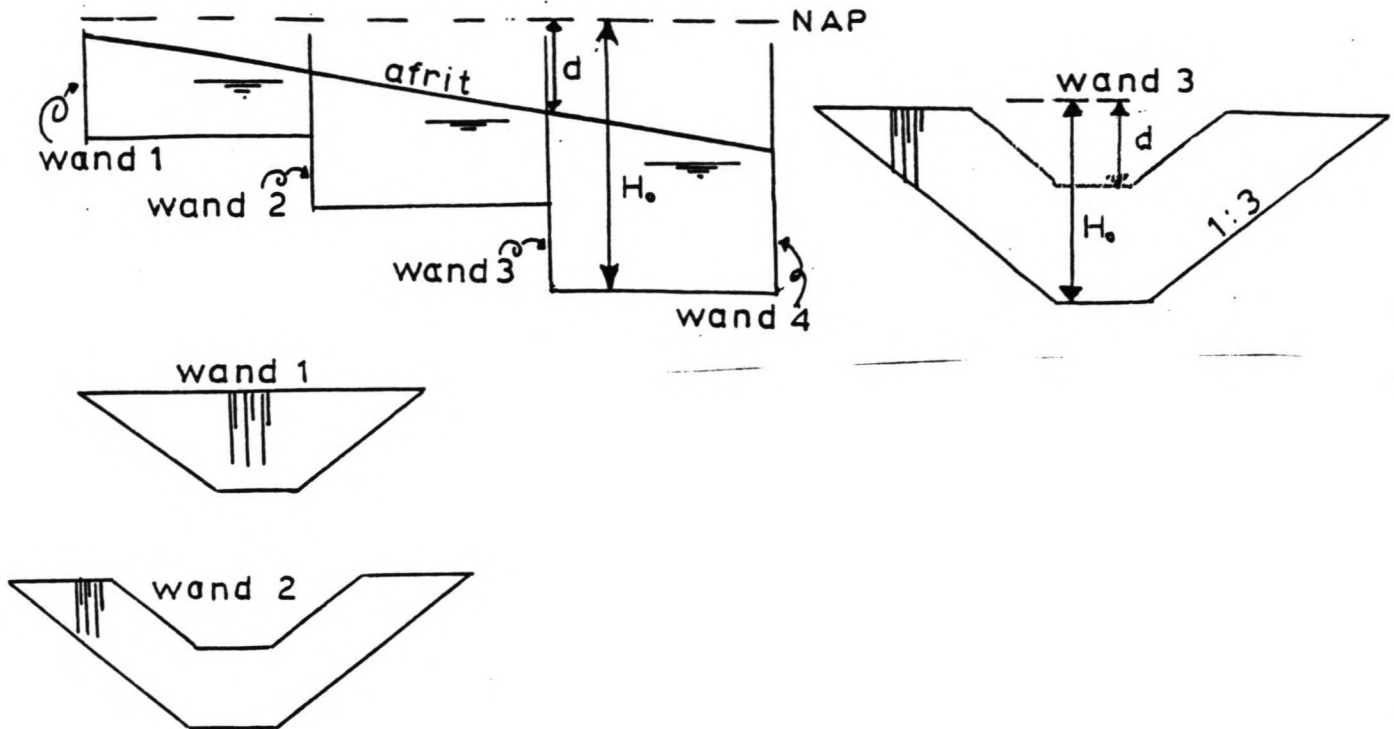
Diepteligging vlies

Voor de berekening van de diepteligging van het vlies wordt verwezen naar bijlage XVII, de niet gecompartmenteerde vliesconstructie. De berekening is hetzelfde als voor dit type constructie.

Compartiment	Diepste punt compartiment [t.o.v. NAP]	Diepteligging vlies [t.o.v. NAP]	Breedtebeslag op m.v. niveau [m]
A	6.5 ÷	15.2 ÷	119.2
B	11.0 ÷	24.2 ÷	173.2
C	16.5 ÷	33.2 ÷	227.2

Wandoppervlak tussenwanden

De compartimenten zijn onderling, en van de omgeving, afgesloten door tussenwanden. Deze tussenwanden kunnen een behoorlijke oppervlak bereiken, omdat het diepte- en breedteverschil tussen aansluitende compartimenten groot is.



In bovenstaande figuur is duidelijk gemaakt welk oppervlak elke tussenwand beslaat. Wand 4 heeft een afwijkende wandvorm omdat deze wand de afsluitende wand vormt van deze constructie.

Berekening wandoppervlak van een tussenwand:

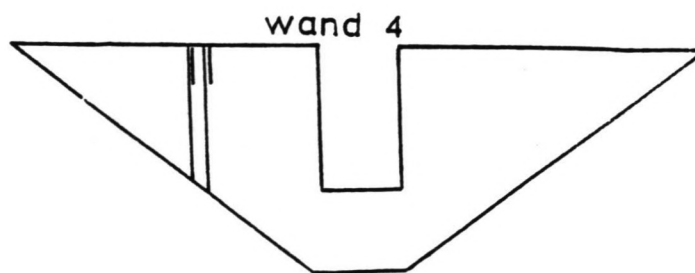
$$WO-i = 40 \cdot (H_o - d) + 3 \cdot (H_o - 2)^2 - 3 \cdot (d - 2)^2$$

waarin: WO-i wandoppervlak tussenwand
H_o Bodemligging vlies van het diepste tegen de wand aangrenzende compartiment
d diepte afrit ter plaatse van tussenwand

Bovenstaande berekening is niet correct voor wand 4, voor wand 4 is voor bovenstaande formule een aanpassing nodig:

$$WO-4 = 40 \cdot (H_0 - d_4) + 3(H_0 - 2)^2$$

Hierin is d_4 de diepte van het wegdek ter plaatse van wand 4.

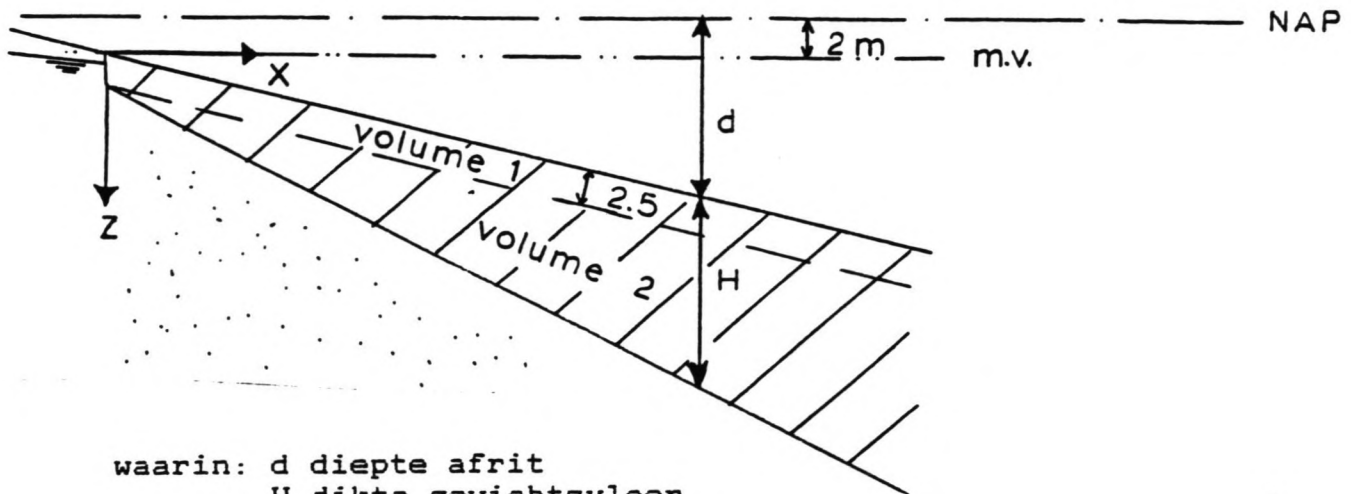


Het resultaat is de volgende wandoppervlakten:

wand 1	1050 m ²
wand 2	2126 m ²
wand 3	3565 m ²
wand 4	3628 m ²

BIJLAGE XIX

KOSTENBEREKENING BOUWKUIP - - GEWICHTSVLOER



waarin: d diepte afrit
H dikte gewichtsvloer
X lengte van de afrit

De kosten voor de variant gewichtsvloer bestaat uit de volgende kostenposten:

1. Ontgraving
2. Kosten gewichtsvloer
3. Drainagelaag
4. Wand

Ontgraving:

$$\frac{1}{2} \times \text{breedte} \times \text{lengte} \times \text{diepte} \times \text{kosten/m}^3$$

$$\frac{1}{2} \times 40 \times X \times \{(d - 2) + H\} \times f4, -/\text{m}^3$$

Subtotaal in guldens: $80(d + H - 2) \times X$

Drainagelaag:

$$\text{hoogte} \times \text{breedte} \times \text{lengte} \times \text{kosten/m}^3$$

$$1 \times 40 \times X \times f6, -/\text{m}^3$$

Subtotaal in guldens: $240 \times X$

Onderwaterbeton:

$$(\text{volume-1} + \text{volume-2}) \times \text{kosten/m}^3$$

$$((2.5 \times 40 \times X) + (\frac{1}{2} \times 40 \times X \times (H - 2.5))) \times 160, -/\text{m}^3$$

Subtotaal in guldens: $16000X + 3200(H - 2.5)X$

Wand:

$$\begin{aligned}\text{opp wand} &= 2 * \frac{1}{2} * \text{lengte} * \text{hoogte} \\ &= 2 * \frac{1}{2} * X * 1.4 \{ (d - 2) + H \} \\ &= X * 1.4 * (d - 2 + H)\end{aligned}$$

- wand leveren

$$\text{opp} * 235 \text{ kg/m}^2 * f1150,-/1000 \text{ kg}$$

$$378 * X * (d - 2 + H)$$

- wand verwerken

$$\text{opp} * f30,-/\text{m}^2$$

$$42 * X * (d - 2 + H)$$

Totaal kosten:

Ontgraving	:	$80(d + H - 2) * X$
Drainagelaag	:	$240 * X$
Onderwaterbeton	:	$16000X + 3200(H - 2.5)X$
Damwand	:	$378(d - 2 + H) * X$
		$\frac{42(d - 2 + H) * X}{(500d + 3700H + 7272) * X}$

$$\begin{aligned}\text{met } H &= \gamma_w / (\gamma_b - \gamma_w) * (4.5 X / 100 + 4) \\ &= 3.75 X / 100 + 3.333\end{aligned}$$

en $d = 2 + 4.5 X / 100$ geeft dit

TOTAAL KOSTEN in guldens:

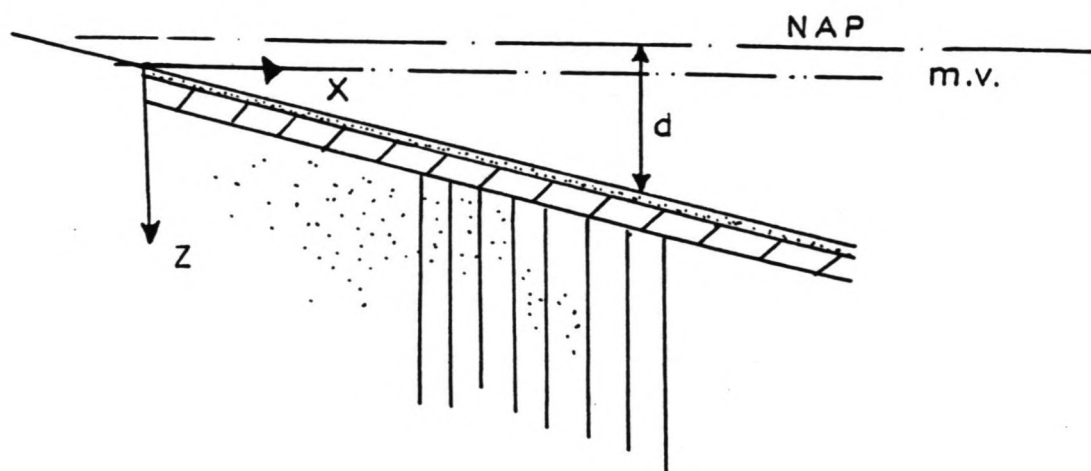
$$20605.33X + 161.25X^2$$

X [m]	Kosten [f]
0	0
50	1.433.400
100	3.673.000
150	6.718.900

TABEL: kosten variant gewichtsvloer

Bij $X = 150$ is de afritdiepte 8.75 m ÷ NAP, dit was de beperking voor deze constructiemethode.

KOSTENBEREKENENING BOUWKUIP - ... - ONDERWATERBETONVLOER



waarin d: diepte afrit
X: lengte afrit

De kosten voor de variant onderwaterbetonvloer bestaat uit de volgende kostenposten:

1. Ontgraving
2. Kosten onderwaterbeton
3. Drainagelaag
4. Wand
5. Paalfundering

Ontgraving:

$$\frac{1}{2} * \text{lengte} * \text{breedte} * (\text{diepte afrit} + \text{drain.laag} + \text{vloer}) * \text{kosten/m}^3$$

$$\frac{1}{2} * X * 40 * (d + 0.5 + 1.5) * f4, -/\text{m}^3$$

Subtotaal in guldens:

$$80 * X * (d + 2)$$

Betonvloer

$$\text{dikte} * \text{breedte} * \text{lengte} * f160, -/\text{m}^3$$

$$1.5 * 40 * X * 160$$

Subtotaal in guldens:

$$9600 * X$$

Drainagelaag

$$\text{hoogte} * \text{breedte} * \text{lengte} * f6, -/\text{m}^3$$

$$0.5 * 40 * X * 6$$

Subtotaal in guldens:

$$240 * X$$

Wand

Bij deze versie is zowel een diepwand of een damwand mogelijk.

damwand

$$\begin{aligned}\text{opp wand} &= 2 * \frac{1}{2} * \text{lengte} * \text{hoogte} \\ &= 2 * \frac{1}{2} * X * 1.4\{(d - 2) + 0.5 + 1.5\} \\ &= X * 1.4d\end{aligned}$$

- wand leveren
opp * 235 kg/m² * f1150,-/1000 kg

$$378 * X * d$$

- wand verwerken
opp * f30,-/m²

$$42 * X * d$$

$$420 * X * d$$

diepwand

opp. diepwand = opp. damwand, zie boven

- wand verwerken
opp * f300,-/m²

$$420 * X * d$$

Zuiver toevallig komt hier dezelfde waarde uit voor de kosten bij gebruik van diep- of damwanden, namelijk $420 * X * d$

Paalfundering

Voor de raming van deze kosten is per gedeelte van de afrit van 50 meter (vak) het gemiddelde aantal palen bepaald en de gemiddelde lengte. Dit is gedaan aan de hand van paragraaf..., waarbij onderstaande tabel tenslotte de dimensies aangaaf van de paalfundering.

Afstand X afrit	Diepte t.o.v. NAP	A [m]	paal- lengte [m]	gemiddelden voor vak
89	6	3.75	16.0	I: 50 - 100m
133	8	3.22	14.0	II: 100- 150m
178	10	2.87	12.0	III: 150- 200m
222	12	2.67	13.8	IV: 200- 250m
266	14	2.41	15.8	V: 250- 300m
311	16	2.26	21.8	

De laatste kolom geeft de zojuist genoemde vakken aan.

Er wordt per vak uitgerekend:

1. Aantal palen = Opp. vak/ stramien

$$= \frac{50 \times 40 \text{ m}^2}{A \times A}$$

2. Totale lengte van de palen = Aantal palen * gem. lengte

3. Totale kubieke meter aan palen =
Aantal palen * 0.4x0.4 * gem. lengte

kosten:

palen leveren: f400,-/m³

palen verwerken: f 30,-/m¹

Vak	Stramien	Gem. lengte	Aantal	Totale lengte	Totale inhoud	Kosten
I	3.75 x3.75	16.0	142	2272	363.5	f213.600,-
II	3.22 x3.22	14.0	193	2702	432.3	f254.000,-
III	2.87 x2.87	12.0	243	2916	466.6	f274.100,-
IV	2.67 x2.67	13.8	281	3878	620.5	f364.500,-
V	2.41 x2.41	15.8	344	5435	869.6	f510.900,-

Gecumulueerde kosten voor de paalfundering

X	kosten
100	f 213.600,-
150	f 467.600,-
200	f 741.700,-
250	f1.106.200,-
300	f1.617.100,-

Totaal kosten:

Ontgraving	:	$80 \cdot X \cdot (d + 2)$	
Onderwaterbeton	:	$9600 \cdot X$	
Drainagelaag	:	$240 \cdot X$	
Wand	:	$420 \cdot X \cdot d$	
Paalfundering	:	...	+
		$(500d + 10000) \cdot X + \text{paalfundering}$	

met $d = 4.5 \cdot X / 100 + 2$ wordt dit

TOTAAL kosten:

$22.5X^2 + 11000X + \text{paalfund}$

X	kosten
100	f 1.538.600,-
150	f 2.623.900,-
200	f 3.841.700,-
250	f 5.262.500,-
300	f 6.942.100,-

BIJLAGE XXI

KOSTENBEREKENING INJECTIELAAG VARIANT

De kosten voor de variant injectielaag bestaat uit de volgende kostenposten:

1. Ontgraving
2. Kosten injectielaag
3. Zijwanden
4. Kopwanden
5. Drainagelaag

ad 5. De dikte van de drainagelaag wordt op een halve meter gesteld. Dit betekent dat de ontgraving ook een halve meter dieper moet komen dan voor de afritdiepte noodzakelijk is.

Ontgraving

$$\frac{1}{2} * \text{Breedte} * \text{Lengte} * ((d - 2) + 0.5) * \text{kosten/m}^3$$
$$\frac{1}{2} * 40 * X * (4.5X/100 - 0.5) * 4$$

$$3.6X^2 - 40X$$

Kosten injectielaag

Indien afritdiepte kleiner is dan $8m \div NAP$, dan zijn er geen kosten voor de injectielaag (de kleilaag kan dan de functie van ondoorlatende laag op zich nemen).

Indien de afritdiepte dieper is dan $8m \div NAP$, dan zijn de kosten:

$$\text{hoogte} * \text{breedte} * \text{lengte} * \text{kosten/m}^3$$
$$1m * 40m * (X - 133.3) * 300$$

$$12000(X - 133)$$

$$X > 133.3 \text{ m}$$

Zijwanden

Wederom wordt een splitsing gemaakt bij een afritdiepte van $8m \div NAP$

Wandoppervlakte

Afritdiepte minder dan $8m \div NAP$, dan wanden tot in de kleilaag van $17m$ tot $19m \div NAP$

$$\text{Wandoppervlakte 1} = \text{twee wanden} * \text{hoogte} * \text{lengte}$$
$$WO-1 = 2 * (19 - 2)m * X$$

Afritdiepte dieper dan 8m ÷ NAP, dan wanden tot een diepte van

$$H = (20/11) * d + (45/11)$$

Wandoppervlakte 2 =

$$\begin{aligned} & \text{twee wanden} * (19 - 2) * \text{lengte} + \\ & \text{twee wanden} * \frac{1}{2} * (H - 19) * (\text{lengte} - 133.3) \end{aligned}$$

$$WO-2 = (90/1100)X^2 - (130/11)X + 1503$$

kosten zijwanden

afritdiepte minder dan 8 meter ÷ NAP (X < 133.3 meter)

- damwanden leveren

$$34X \text{ m}^2 * 219 \text{ kg/m}^2 * f1150,-/\text{ton}: f 8563 X,-$$

- damwanden verwerken

$$34X \text{ m}^2 * f 30,-/\text{m}^2: f 1020 X,-$$

$$9583X$$

$$X < 133.3\text{m}$$

afritdiepte meer dan 8 meter ÷ NAP (X > 133.3 meter)

- damwand leveren

$$\begin{aligned} & [(90/1100)X^2 - (130/11)X + 1503] * 219 \text{ kg/m}^2 * f1150,-/\text{ton}: \\ & f 20.6X^2 - 2976X + 378500 \end{aligned}$$

- damwand verwerken

$$\begin{aligned} & [(90/1100)X^2 - (130/11)X + 1503] * f30,-/\text{m}^2: \\ & f 2.45X^2 - 354.5X + 45000 \end{aligned}$$

$$f 23.05X^2 - 3331X + 423500$$

kopwanden

Beginwand (kopwand aan de hoge kant van de afrit), stel hetzelfde profiel als de zijwanden.

- damwand leveren

$$(19 - 2)\text{m} * 40\text{m} * 219\text{kg/m}^2 * f 1150,-/\text{ton}: f 171.000,-$$

- damwand verwerken

$$(19 - 2)\text{m} * 40\text{m} * f30,-/\text{m}^2: f 20.400,-$$

±

$$f 191.400$$

Eindwand (aan de diepe kant van de afrit)

Indien $X < 133.3$ meter dan kosten eindwand:

$$\text{Opp} = (19 - d)m * 40m = 1360 - 1.8X$$

- damwand verwerken:
 $(1360 - 1.8X) * 219\text{kg/m}^2 * f 1150,-/\text{ton} = 343000 - 453X$
- damwand leveren:
 $(1360 - 1.8X)m^2 * f30,-/\text{m}^2 = 40800 - 54X$

$383800 - 507X$

Indien $X > 133.3$ meter dan kosten eindwand:

$$\begin{aligned}\text{Opp} &= (H - d) * 40 \\ &= [(1620/1100)X + (63/11)] * 40 = 58.9X + 229\end{aligned}$$

- damwand leveren
 $(58.9X + 229) * 219\text{kg/m}^2 * f 1150,-/\text{ton} = f 14800X + 58000$
- damwand verwerken
 $(58.9X + 229) * f30,-/\text{m}^2 = f 1767X + 6879$

$f 16567X + 65000$

Drainagelaag

$$\begin{aligned}\text{hoogte} * \text{breedte} * \text{lengte} * \text{kosten/m}^3 \\ 0.5m * 40m * Xm * f 6,-/\text{m}^3\end{aligned}$$

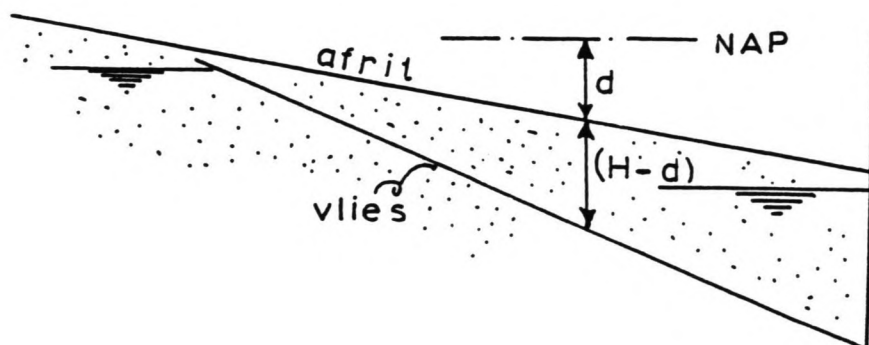
$120X$

Totaal kosten		
	$X < 133.3$	$X > 133.3$
1. Ontgraving	$3.6X^2 - 40X$	$3.6X^2 - 40X$
2. Kosten injectielaag	0	$12000(X - 133.3)$
3. Zijwanden	9583X	$23.05X^2 - 3331X$ + 423500
4. Kopwanden - beginwand	191400	191400
- eindwand	$383800 - 507X$	$16567X + 65000$
5. Drainagelaag	120X	120X
TOTAAL:	$3.6X^2 + 9156X$ + 575200	$26.65X^2 + 25196X$ - 919600

Bovenstaande formules in tabelvorm geschreven:

X [m]	kosten [f]
0	0
50	1.042.000
100	1.526.800
150	3.459.400
200	5.185.600
250	7.045.000
300	9.037.700

KOSTENBEREKENING NIET GECOMPARTIMENTEERDE VLIESCONSTRUCTIE



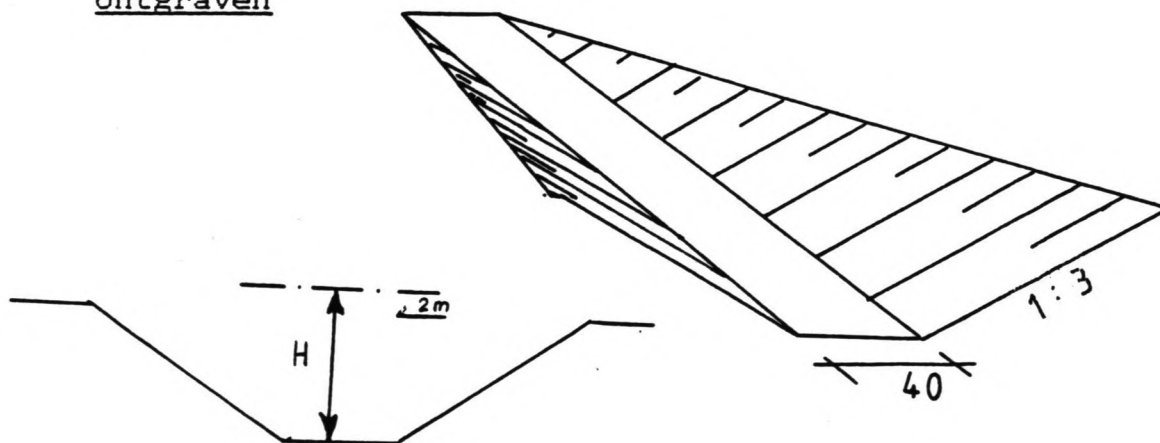
H: diepteligging vlies tov NAP
d: diepte afrit tov NAP

figuur.....

De kosten voor deze constructie zijn onderverdeeld in onderstaande kostenposten:

1. ontgraven
2. aanvullen
3. materiaal vlies
4. eindwand

ontgraven



Volgens figuur zal er een hoeveelheid grond ontgraven moeten worden ter grootte van:

$$\begin{aligned} \text{UIT} &= \frac{1}{2} \cdot X \cdot 40 \cdot (H - 2) + 2 \cdot \left[\frac{1}{6} \cdot (H - 2) \cdot 3 \cdot (H - 2) \cdot X \right] \\ &= 20X \cdot (H - 2) + X \cdot (H - 2)^2 \end{aligned}$$

kosten per m³: f 4,-

$80X \cdot (H - 2) + 4X \cdot (H - 2)^2$
--

aanvullen

$$\begin{aligned} \text{AAN} &= \text{UIT} - [1/2 \cdot 40 \cdot d \cdot X + 2 \{1/6 \cdot 3 \cdot d^2 \cdot X\}] \\ &= \text{UIT} - [20dX + d^2X] \end{aligned}$$

met AAN: hoeveelheid aanvulzand [m^3]

UIT: hoeveelheid te ontgraven grond [m^3]

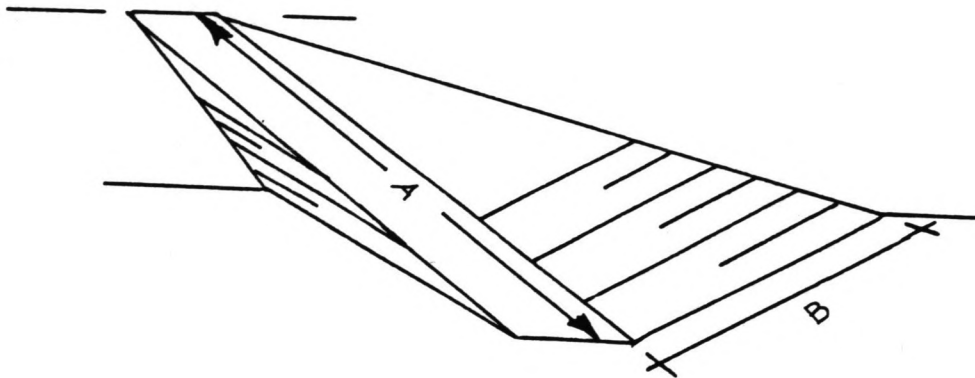
d: diepte afrit

X: maat voor de lengte

kosten per m^3 : f 6,-

$$6 \cdot [20X \cdot (H-2) + X \cdot (H-2)^2 - [20dX + d^2X]]$$

materiaal vlies



Het oppervlak van het vliesmateriaal heeft volgens de figuur de volgende grootte:

$$\text{OPP} = 40 \cdot A + A \cdot B$$

$$\text{met } A^2 = X^2 + (H - 2)^2$$

$$B^2 = (H - 2)^2 + (3(H - 2))^2$$

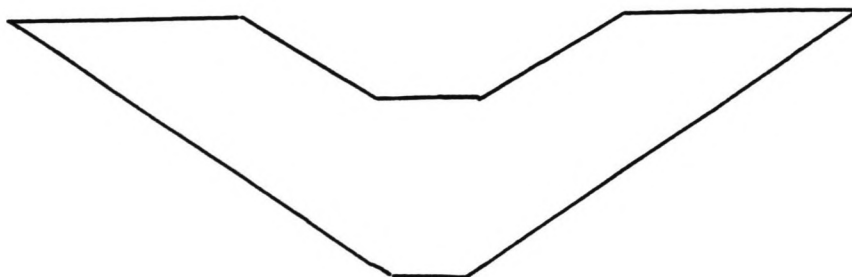
$$\text{OPP} = (40 + (H - 2)\sqrt{10}) \cdot \sqrt{X^2 + (H - 2)^2}$$

kosten: f 25,-/ m^2

$$\text{Subtotaal: } 25 \cdot (40 + (H - 2)\sqrt{10}) \cdot \sqrt{X^2 + (H - 2)^2}$$

eindwand

Deze wand hoort ook bij deze methode, en moet de vliesconstructie afsluiten van de omgeving.



Voor deze wand wordt (vrij willekeurig) gekozen een damwandprofiel, namelijk LARSEN 23 (155 kg/m²)

Oppervlakte van deze wand is groot:

$$\begin{aligned} \text{EIND} &= 40 \cdot ((H - 2) - (d - 2)) + (H - 2) \cdot 3(H - 2) \\ &= 40 \cdot (H - d) + 3(H - 2)^2 \end{aligned}$$

- damwand leveren: f 1150,-/ton
 $155/1000 \cdot 1150 \cdot [40 \cdot (H - d) + 3(H - 2)^2]$

$$7130(H - d) + 534.75(H - 2)^2$$

- damwand verwerken: f 30,-/m²

$$1200(H - d) + 90(H - 2)^2$$

Subtotaal wand: $8330(H - d) + 624.75(H - 2)^2$

Totaal kosten

- | | |
|--------------------|--|
| 1. ontgraven | $80X(H - 2) + 4X(H - 2)^2$ |
| 2. aanvullen | $6[20X(H-2) + X(H-2)^2 - [20dX + d^2X]]$ |
| 3. materiaal vlies | $25(40 + (H - 2)\sqrt{10}) * \sqrt{X^2 + (H - 2)^2}$ |
| 4. eindwand | $8330(H - d) + 624.75(H - 2)^2$ |

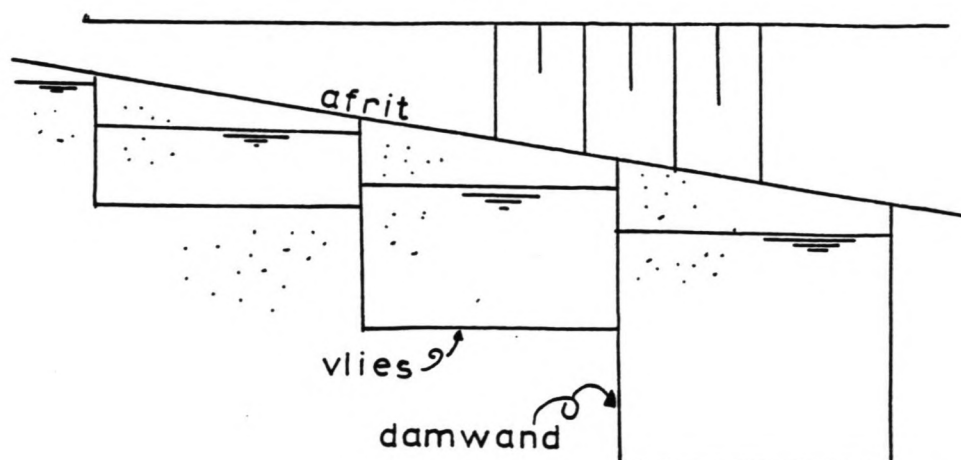
$$200X(H - 2) + (624.75 + 10X)(H - 2)^2 + 8330(H - d) - 120dX - 6d^2X + (1000 + 25(H - 2)\sqrt{10}) * \sqrt{X^2 + (H - 2)^2}$$

met $H = 2d + 2.2$
 $d = 4.5 * X / 100 + 2$

X [m]	kosten [f]
50	f 280.600,-
100	f 722.300,-
150	f 1.423.900,-
200	f 2.436.700,-
250	f 3.812.600,-
300	f 5.603.000,-

BIJLAGE XXIII

KOSTENBEREKENING GECOMPARTIMENTEERDE VLIESCONSTRUCTIE



H: diepteligging vlies tov NAP

d: diepte afrit tov NAP

De kosten voor deze constructie zijn onderverdeeld in onderstaande kostenposten:

1. ontgraven
2. aanvullen
3. materiaal vlies
4. tussenwanden

De kosten zullen per compartiment bekeken worden.

Compartiment	Diepste punt compartiment [t.o.v. NAP]	Diepteligging vlies [t.o.v. NAP]	Breedtebeslag op m.v. niveau [m]
A	6.5 ÷	15.2 ÷	119.2
B	11.0 ÷	24.2 ÷	173.2
C	16.5 ÷	33.2 ÷	227.2

Aan de hand van bovenstaande tabel worden de kostenramingen gemaakt.

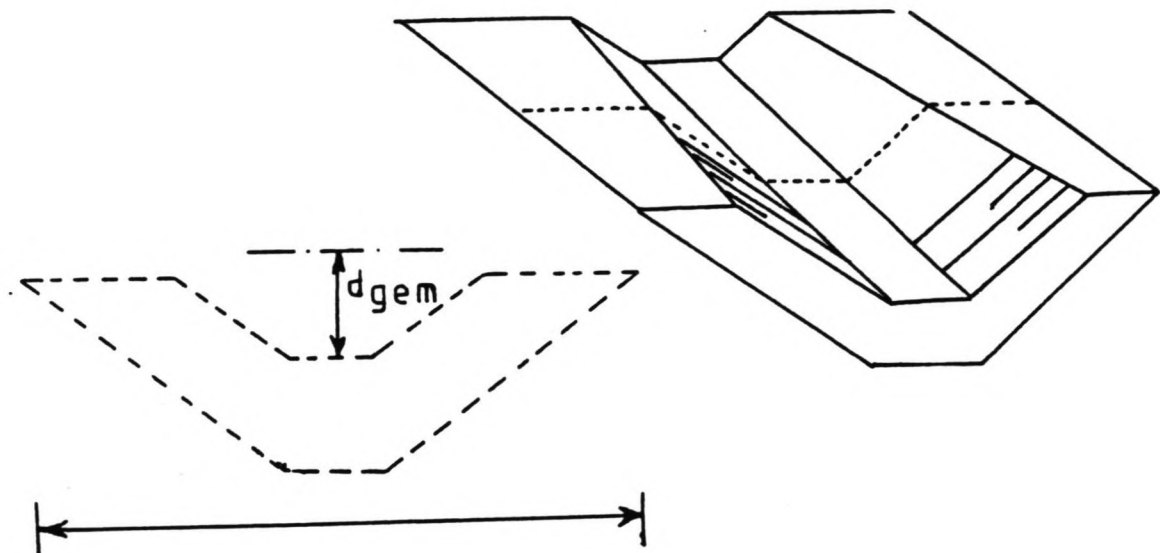
ontgraven

Volgens de tabel worden de compartimenten met de volgende hoeveelheden grond ontgraven:

compartiment	hoeveelheid te ontgraven grond [m3]
A	$100 \cdot [40(15.2-2) + (15.2-2) \cdot 3(15.2-2)]$ = 105.000 m3
B	$100 \cdot [40(24.2-2) + (24.2-2) \cdot 3(24.2-2)]$ = 236.700 m3
C	$100 \cdot [40(33.2-2) + (33.2-2) \cdot 3(33.2-2)]$ = 416.800 m3

Kosten per m³ te ontgraven grond: f4,-

aanvullen



Uit de figuur blijkt dat voor het beschouwde compartiment de hoeveelheid aanvullend het makkelijkst te berekenen is met de gemiddelde afritdiepte d in het compartiment

compartiment	gemiddelde afritdiepte [m] t.o.v. NAP	hoeveelheid aanvulling [m3]
A	4.25 ÷ NAP	[UIT-A] - $L*[B(d-gem - 2)+3(d-gem-2)^2]$ = 105.000 - 10.500 = 94.500 m3
B	8.75 ÷ NAP	[UIT-B] - $L*[B(d-gem - 2)+3(d-gem-2)^2]$ = 236.700 - 40.700 = 196.000 m3
C	13.75 ÷ NAP	[UIT-C] - $L*[B(d-gem - 2)+3(d-gem-2)^2]$ = 416.800 - 88.400 = 328.400 m3

met UIT-i: heoveel te ontgraven grnd voor compartiment i
 L: lengte compartiment [100 m]
 B: breedte afrit op wegdekniveau [40m]
 d-gem: gemiddelde afritdiepte in het compartiment

Kosten per m³: f6,-

vliesmateriaal

Uit de figuren is eenvoudig te lezen dat het materiaal verbruik per compartiment de grootte heeft van:

$$40 * 100 + \sqrt{10} * (H - 2)*100$$

waarin H: diepteligging vlies.

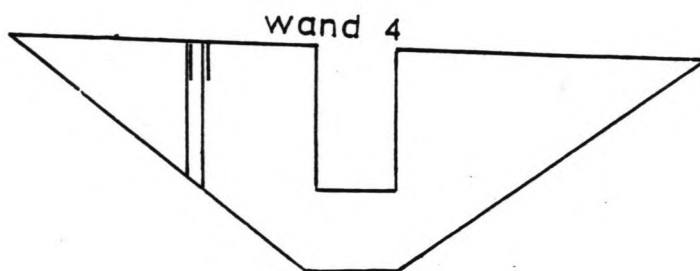
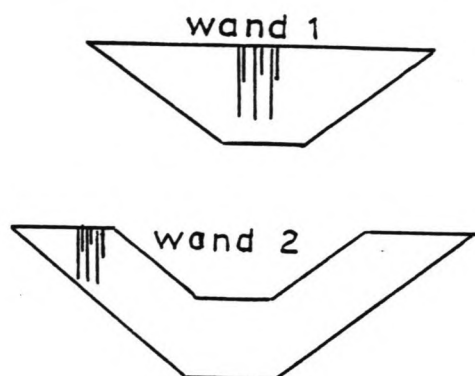
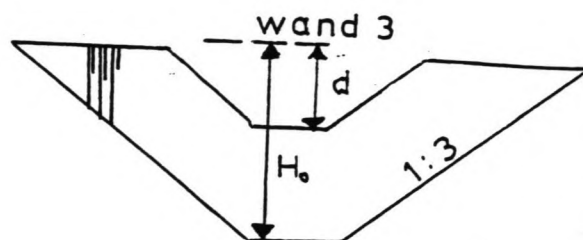
comp. A: materiaalverbruik is: 8175 m ² B: materiaalverbruik is: 11000 m ² c: materiaalverbruik is: 13900 m ²
--

wanden

In bijlage XXVIII is berekend hoe groot het oppervlak van de tussenwanden moeten zijn om de constructie waterdicht af te kunnen sluiten.

Het resultaat is de volgende wandoppervlakten:

wand 1	1050 m ²
wand 2	2126 m ²
wand 3	3565 m ²
wand 4	3628 m ²



Voor de eenvoud is het volgende schema toegepast om de kosten van de wanden over de verschillende compartimenten te verdelen:

compartiment A: bij A worden de kosten meegerekend van wand 1 en van wand 2 wordt 1/3 meegerekend.

compartiment B: bij B wordt wand 2 voor 2/3 meegerekend en wand 3 voor 1/3.

compartiment C: bij C wordt wand 3 voor 1/3 meegerekend en wand 4 helemaal.

Voor A in rekening te brengen: $1050 + 0.33 \cdot 2126 = 1759 \text{ m}^2$

voor B: $0.67 \cdot 2126 + 0.33 \cdot 3565 = 2605$

voor C: $0.67 \cdot 3565 + 3620 = 5997 \text{ m}^2$

Wederom wordt uitgegaan van een LARSEN 23 profiel voor alle vier de tussenwanden.

totaal kosten

COMPARTIMENT A:

1. ontgraving:	105000 m ³ * f 4,-	f 420.000,-
2. aanvulling:	94500 m ³ * f 6,-	f 567.000,-
3. vliesmateriaal:	8175 m ² * f25,-	f 204.000,-
4. damwanden:		
- leveren:	1759 m ² *155 kg/m ² *f1150,-/ton	f 313.000,-
- verwerken:	1759 m ² * f30,-/m ²	<u>+f 53.000,-</u>
totaal		f1.557.000,-

COMPARTIMENT B:

1. ontgraving:	236700 m ³ * f 4,-	f 947.000,-
2. aanvulling:	196000 m ³ * f 6,-	f1.176.000,-
3. vliesmateriaal:	11000 m ² * f25,-	f 275.000,-
4. damwanden:		
- leveren:	2605 m ² *155 kg/m ² *f1150,-/ton	f 464.000,-
- verwerken:	2605 m ² * f30,-/m ²	<u>+f 78.000,-</u>
totaal		f2.940.000,-

COMPARTIMENT C:

1. ontgraving:	416800 m ³ * f 4,-	f1.667.000,-
2. aanvulling:	328400 m ³ * f 6,-	f1.970.000,-
3. vliesmateriaal:	13900 m ² * f25,-	f 347.000,-
4. damwanden:		
- leveren:	5997 m ² *155 kg/m ² *f1150,-/ton	f1.069.000,-
- verwerken:	5997 m ² * f30,-/m ²	<u>+f 180.000,-</u>
totaal		f5.233.000,-

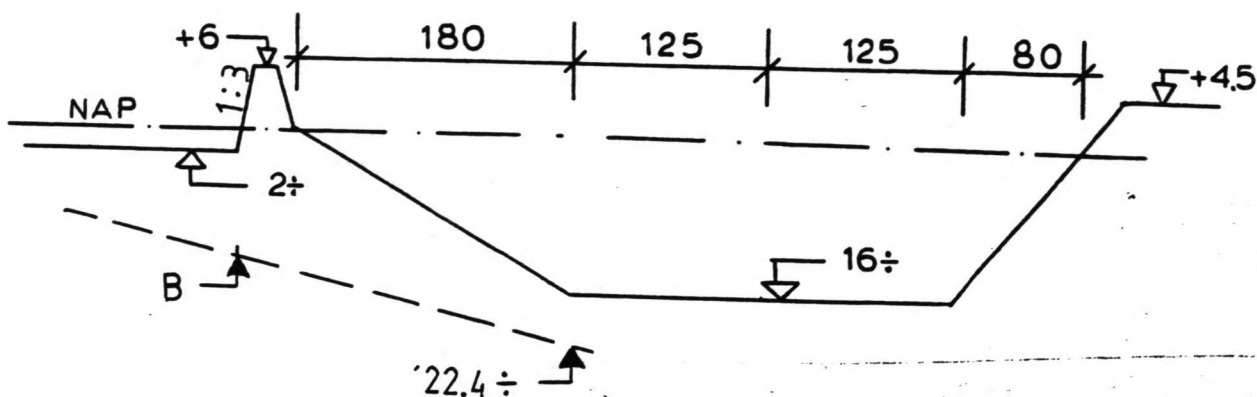
BIJLAGE XXIV

DIEPTEBEREKENING LANDHOOFD

Schematisatie van de dwarsdoorsnede van de Nieuwe Waterweg.

De onderbroken lijn stelt de hoogteligging van het wegdek voor.

Punt B is de lokatie waar het landhoofd begint



Lengte L wordt: $L = 180 \text{ m} + 3 \cdot (6 - 0) + 3 \cdot (6 - (-2))$
 $L = 227 \text{ meter.}$

De hoogteligging van de vloer ter plaatse van de voet van het binnentalud (is voorkant landhoofd) wordt dan:

$$22.4 \div \text{NAP} + 227 \cdot 4.5/100 = 12.185 \div \text{NAP}$$

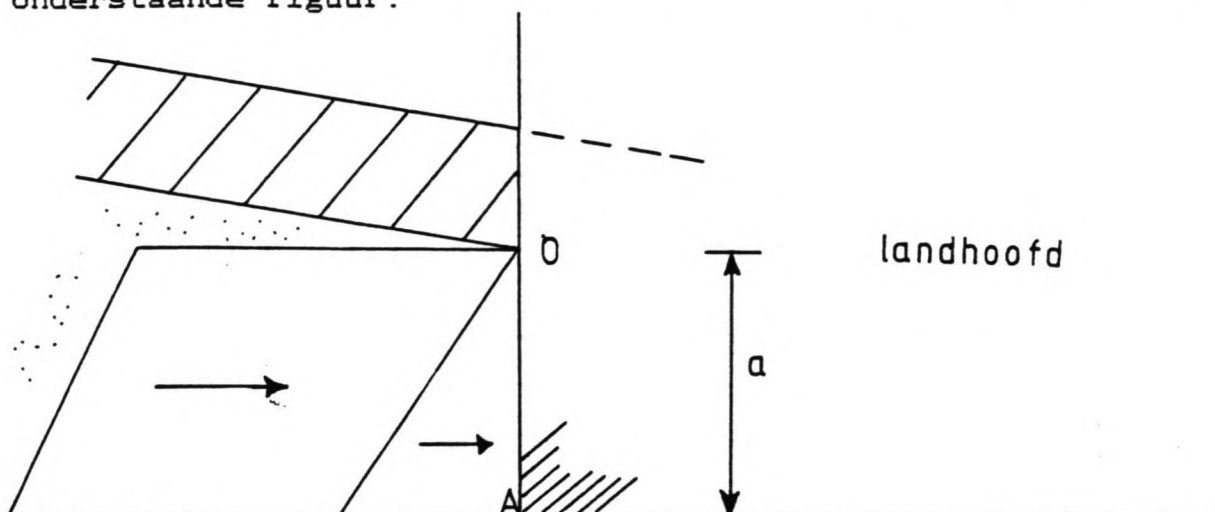
Stel de dikte van de vloer van het landhoofd is 2 meter, dan is de funderingslaag van het landhoofd gelegen op :

$$14.185 \div \text{NAP} \approx 14 \text{ m} \div \text{NAP}$$

Voor de vereenvoudiging is aangenomen dat de funderingslaag begint op 14 meter beneden NAP.

BEREKENING PASSIEVE KORRELKRACHT HORIZONTALE BODEMLIGGING

De passieve korrelkracht wordt veroorzaakt doordat het landhoofd tegen de grond bij wand a ingedrukt wordt, zie onderstaande figuur.



Vert. korreldruk t.p.v. O =
 Hor. korreldruk t.p.v. O = 0

Vert. korreldruk t.p.v. A = $a(\gamma_{gr} - 10)$ [kN/m²]
 Hor. korreldruk t.p.v. A = $LAMBDA \cdot a(\gamma_{gr} - 10)$ [kN/m²]

Hor. Korrelkracht = $aB \cdot \frac{1}{2} LAMBDA \cdot a(\gamma_{gr} - 10)$

$K_h = \frac{1}{2} a^2 B \cdot LAMBDA \cdot (\gamma_{gr} - 10)$ [kN]

Waarin:

K_h	Hor. tegenwerkende passsieve korrelkracht	[kN]
γ_{gr}	Natte volumieke massa grond	[kN/m ³]
10	Volumieke massa water	[kN/m ³]
LAMBDA	Hor. korreldruk coëfficiënt	[-]
a	Hoogte wandje	[m]
B	Breedte van het landhoofd	[m]

Bij bovenstaande berekening is uitgegaan van een hydrostatische waterdrukverdeling.

Bovenstaande kracht is zeer klein. Onderstaande berekening zal dat aantonen.

Stel a is 1 meter (Het landhoofd is dan 22.5 meter lang), verder stel dat B 25 meter, γ_{gr} 20 kN/m³ en LAMBDA 0.7 is.

K_h is dan gelijk aan: 87.5 kN.

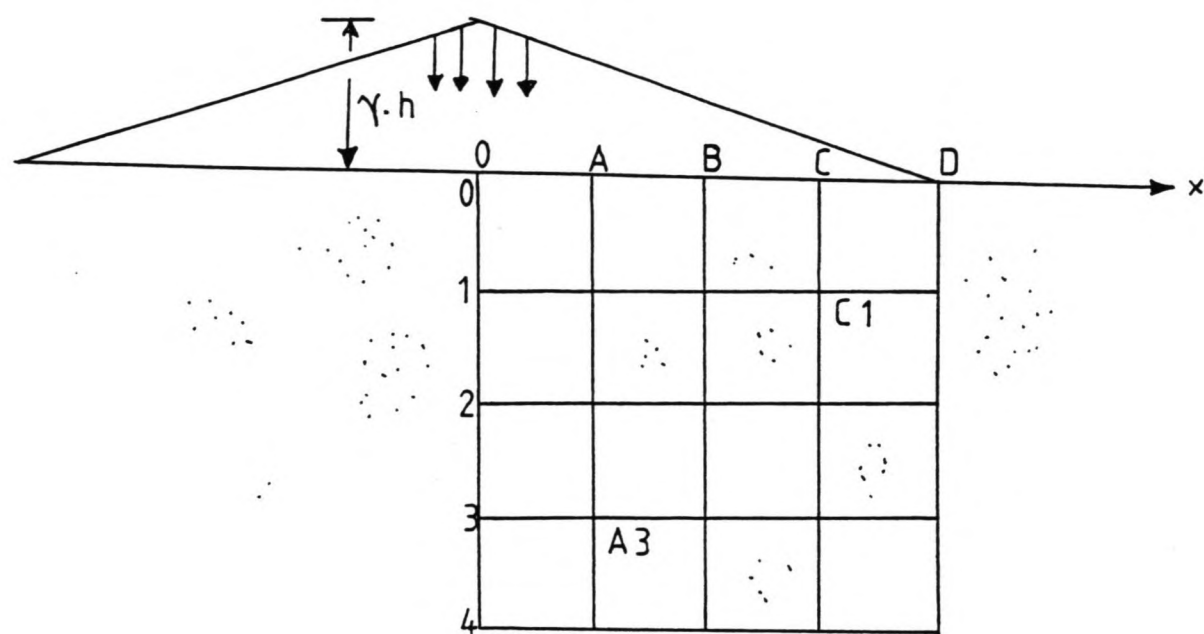
Dit is zo marginaal dat K_h gelijk gesteld wordt aan 0.

BIJLAGE XXVI

EXTRA DRUKKEN DOOR NABIJHEID DIJKLICHAAM

Door de nabijheid van het dijklichaam zullen er extra verticale en horizontale (grond- en korrel-)spanningen optreden. De grootte is afhankelijk van op welke plaats gemeten wordt.

Er wordt gebruik gemaakt van de volgende schematisatie. Bij deze schematisatie wordt het dijklichaam tot een gelijkzijdige driehoek geschematiseerd.



Toename spanningen als coëfficiënten van γh

punt	σ_z	σ_x	tau	punt	σ_z	σ_x	tau	punt	σ_z	σ_x	tau
O0	1.00	1.00	0	A0	0.75	0.75	0	B0	0.50	0.50	0
O1	0.84	0.39	0	A1	0.72	0.39	0.11	B1	0.49	0.34	0.15
O2	0.70	0.19	0	A2	0.63	0.20	0.11	B2	0.49	0.22	0.18
O3	0.59	0.19	0	A3	0.55	0.11	0.10	B3	0.43	0.14	0.16
O4	0.50	0.06	0	A4	0.47	0.07	0.08	B4	0.40	0.09	0.13
O5	0.43	0.04	0	A5	0.41	0.04	0.06	B5	0.36	0.06	0.11

punt	σ_z	σ_x	tau	punt	σ_z	σ_x	tau
C0	0.25	0.25	0	D0	0	0	0
C1	0.26	0.26	0.15	D1	0.20	0.20	0.10
C2	0.29	0.22	0.18	D2	0.20	0.20	0.14
C3	0.30	0.16	0.17	D3	0.17	0.17	0.15
C4	0.30	0.12	0.15	D4	0.13	0.13	0.15
C5	0.29	0.08	0.13	D5			

