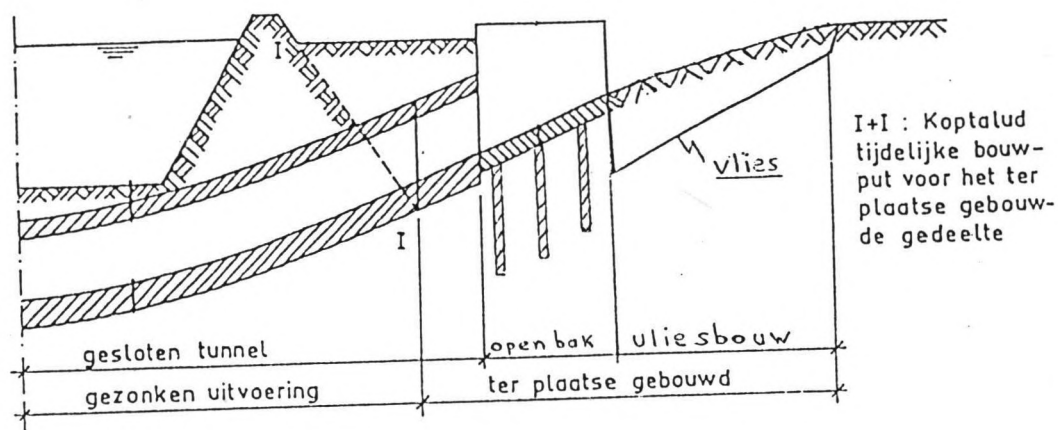


7.59.a

W I J K E R T U N N E L



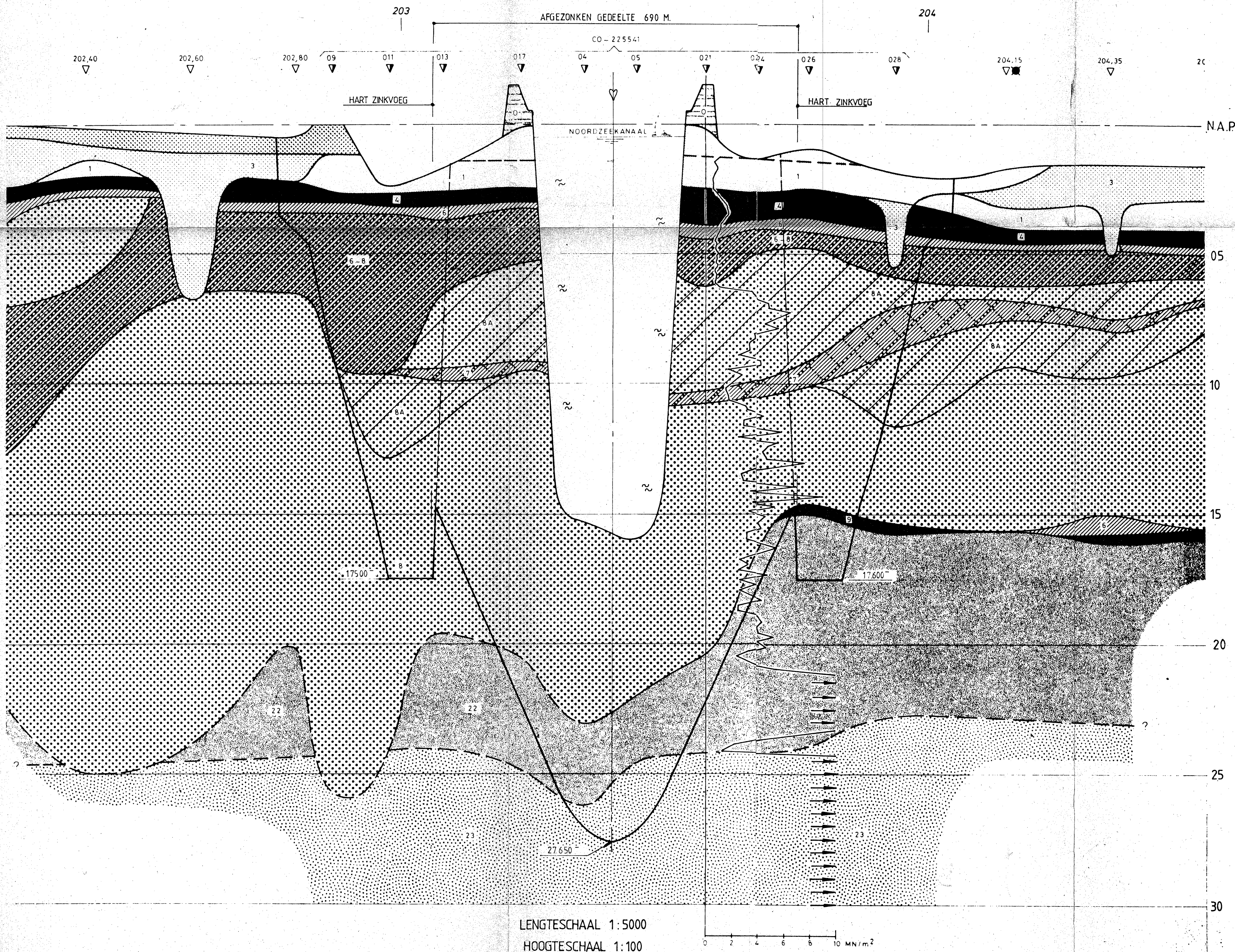
afstudeerverslag door

H.J. Honig

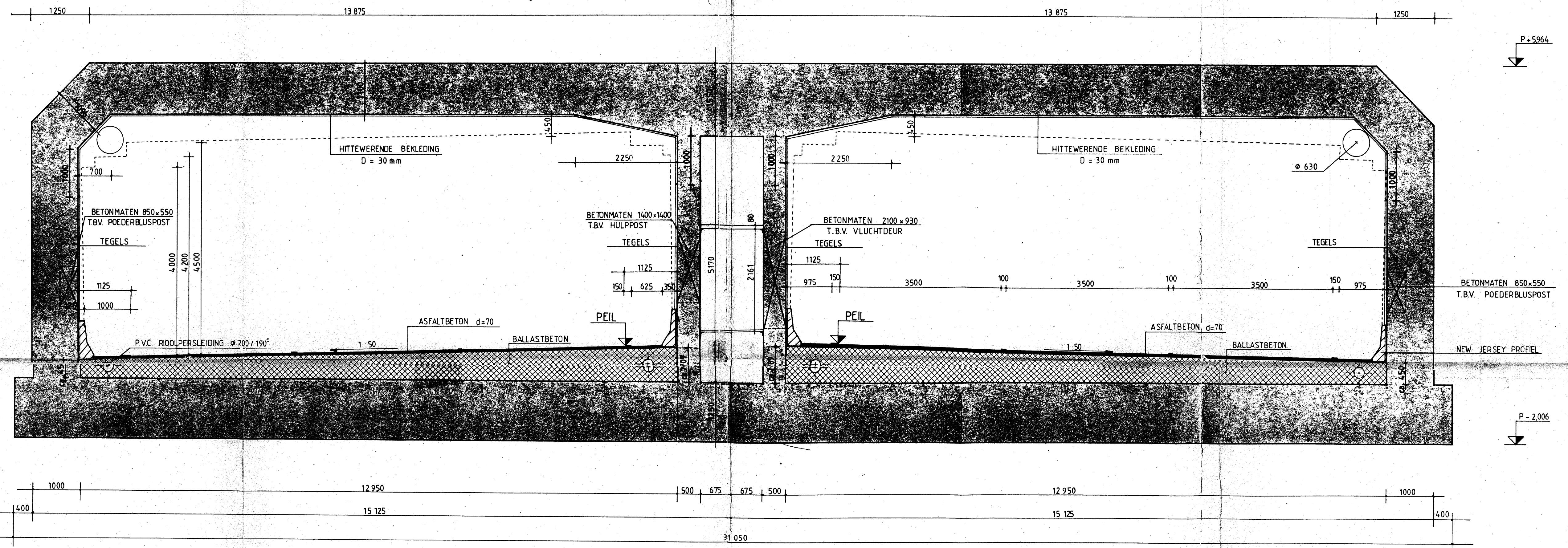
o.l.v. prof.ir. A. Glerum

begeleid door ir. B.P. Rigter

maart 1988



	hoedanigheid niet nader bepaald																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
--	---------------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--



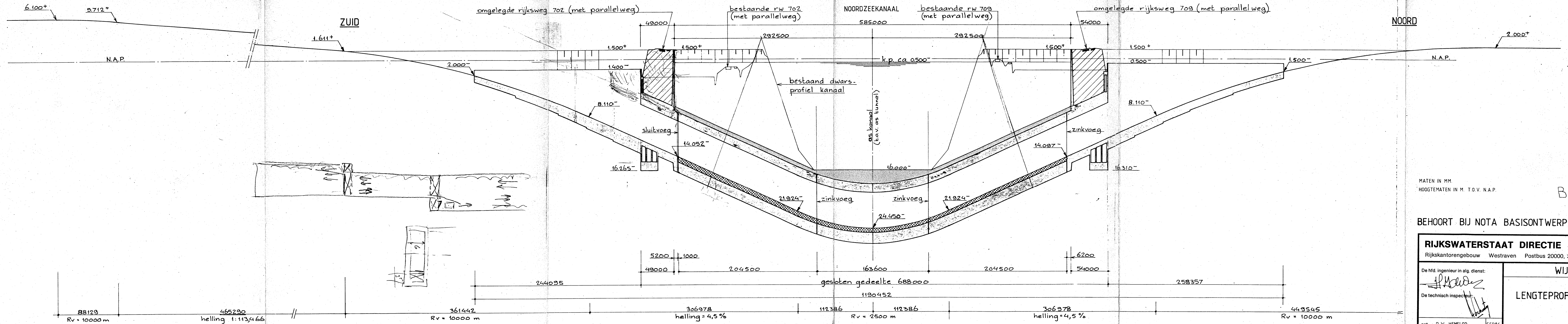
DWARSPROFIEL
 schaal: 1:50

OPMERKINGEN
 MATEN IN MM.
 HOOGTEMATEN IN M.T.O.V. PEIL.

Bijlage II

BESTEK N° SS. 1263 DIENST

RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE SLUIZEN EN STUWEN										
Rijkskantorengedouw Westraven Utrecht-Z. Postbus 20000 Code 3502 LA Tel. 030 - 85 9111										
De hfd. ingenieur in alg. dienst:					rijksweg A22					
De technisch inspecteur:					WIJKERTUNNEL					
get. : E.J. HERMANS					DWARSPROFIEL TUNNELELEMENT					
gec. :					Schaal: 1:50					
gez. :										
gew. :/					IN BLADEN:		A1		TSW _	
					BLAD N°		SSSI			



LENGTEPROFIEL WIJKERTUNNEL
hoogteschaal 1:200
lengteschaal 1:2000

MATEN IN MM.
HOOGTEMATEN IN M. T.O.V. N.A.P.

Bijlage III

BEHOORT BIJ NOTA BASISONTWERP WIJKERTUNNEL

RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE SLUIZEN EN STUWEN Rijkskantorengebouw Westraven Postbus 20000, 3502 LA Utrecht Tel. 030 - 85 91 11			
De hfd. ingenieur in alg. dienst: <i>[Signature]</i>		WIJKERTUNNEL	
De technisch inspecteur: <i>[Signature]</i>		LENGTEPROFIEL	
get. : D.W. HEMELOP	SEP86	Schaal: ZIE ONDERSCHRIFT	
gez. : <i>[Signature]</i>			
gew. : A B C D		WKT - 101	

W I J K E R T U N N E L

afstudeerverslag door

H.J. Honig

o.l.v. prof.ir. A. Glerum

begeleid door ir. B.P. Rigter

maart 1988

INHOUDSOPGAVE

	blz.
1. Inleiding	1
2. Aanleiding voor de bouw	2
3. Tracébeplanning	4
4. Samenvatting programma van eisen	6
4.1 Algemeen	6
4.2 Eisen t.a.v. dwarsprofiel	7
4.3 Eisen t.a.v. lengteprofiel	8
5. Verkeerskundige aspecten	9
6. Tunnelbouwmethode	18
6.1 Overzicht	18
6.2 Keuze bouwmethode	32
7. Bouwmethode voor de afritten	38
7.1 Overzicht	38
7.2 Keuze bouwmethode	54
8. Overgang vliesbouw - open bak	56
8.1 Inleiding	56
8.2 Vliesconstructie	56
8.3 Kostenvergelijking	57
8.4 Conclusie	61
9. Palenplan afritten	63
9.1 Inleiding	63
9.2 Bakconstructie	63
9.3 Horizontale gronddrukken	64
9.4 Voorkomen van opdrijving	66
9.5 Vibro palen	67
9.6 Berekening voorspanverliezen in betonpalen	70
9.7 Berekening kleefmantelresultaten	73
9.8 Kluitcriterium	79
9.9 Aantal benodigde palen	80
9.10 Contrôle op pons	81
9.11 Bepalen van de paalkrachten	82
9.12 Veerstijfheid palen	83
9.13 Resultaten computerberekening	84

	blz.
9.14	Economie palenplan 87
9.15	Omhoogkomen palen 90
9.16	Analyse resultaten 110
9.17	Conclusies en aanbevelingen 110
9.18	Palenplan diepste stortmoot open afrit 115
10.	Wapening 117
10.1	Inleiding 117
10.2	Fundering gesloten gedeelte 117
10.3	Gesloten gedeelte, afmetingen en belastingen 120
10.4	Materiaalkeuze 122
10.5	Minimum wapeningspercentage 126
10.6	Grenswapeningspercentage 126
10.7	Wapeningsberekening (momenten) gesloten gedeelte 128
10.8	Scheurwijdtecontrole gesloten gedeelte 132
10.9	Dwarskrachtwapening gesloten gedeelte 135
10.10	Bepaling wapening open afrit 136
10.11	Scheurwijdtecontrole open afrit 138
10.12	Dwarskrachtwapening open afrit 138
11.	Kostenvergelijking open-gesloten gedeelte 140
11.1	Inleiding 140
11.2	Opbouw kosten van een civiel werk 140
11.3	Minimale en maximale lengte gesloten deel 142
11.4	Kosten open afrit 143
11.5	Kosten gesloten gedeelte 144
11.6	Conclusie 145
12.	Bouw landhoofd 146
13.	Conclusies 146
	Literatuuropgave 148
	Bijlagen

VOORWOORD

Dit verslag is het resultaat van de helft van mijn afstudeerwerk. Dit gedeelte wordt als hoofdonderwerp gezien. Het verslag behandelt enige facetten uit het ontwerp van de Wijkertunnel.

Op het moment van schrijven van dit rapport is het nog niet duidelijk of en eventueel wanneer deze tunnel aangelegd zal worden, aangezien de financiering door particuliere investeerders nog niet rond is.

Dit afstudeerwerk is tot stand gekomen bij de vakgroep Constructieve Waterbouwkunde, onder supervisie van professor A. Glerum en begeleid door ir. B.P. Rigter. Beiden wil ik hierbij bedanken. Tevens wil ik mevrouw C. Klijn-Roovers bedanken voor het vele typewerk.

N.B. : Het andere gedeelte van mijn afstudeerwerk is uitgevoerd bij de vakgroep Vloeistofmechanica. De titel van dit verslag was : "Analyse van de trillingen van het Europlatform", onder leiding van professor J.A. Battjes en ir. M.W.J.W. Dijkman.

H.J. Honig

1. Inleiding

In dit verslag wordt bepaald wat de gunstigste bouwmethode voor de bouw van de Wijkertunnel is, zowel voor wat betreft het gesloten gedeelte als voor wat betreft de afritten.

Eerst wordt een programma van eisen voor de tunnel gegeven, waarna de eisen ten aanzien van de verkeerskundige aspecten volgen. Het toepassen van een kruipstrook wordt noodzakelijk geacht. De plaats waarop deze dient te beginnen wordt bepaald.

Uit een overzicht van de mogelijke bouwmethoden wordt de optimale bouwwijze gekozen; dit gebeurt zowel voor het open als voor het gesloten gedeelte.

Nadat deze bouwmethoden zijn bepaald richt de studie zich op de eigenlijke vraag, die ook bij Rijkswaterstaat leeft, welke aan de basis van dit verslag heeft gelegen, n.l.: "Hoe ver dient het gesloten gedeelte voortgezet te worden, m.a.w. waar kan de overgang van het gesloten gedeelte naar de open afrit het best gelegd worden?".

Hier wordt eerst aangegeven door welke praktische (of uitvoeringstechnische) randvoorwaarden de lengte van het gesloten gedeelte wordt begrensd. Vervolgens wordt voor een bepaald punt een kostenvergelijking gemaakt tussen de twee mogelijkheden. Dit gebeurt door een prijs per m^l te bepalen, waarbij echter dient te worden aangegeven dat het hierbij gaat om een vergelijking en dat er geenszins naar wordt gestreefd om tot een exacte prijs te komen.

Om tot een goede kostenvergelijking te kunnen komen is een goede kennis van het toe te passen palenplan onontbeerlijk. Om tot een (eenvoudig) palenplan te komen is voor een aantal paalconfiguraties met behulp van de computer de bijbehorende krachtsverdeling bepaald. Hierbij kwam een interessant probleem naar voren, namelijk het bezwijken van de palen. Er wordt gekeken op welke manieren de palen kunnen bezwijken en welke gevolgen dit bezwijken heeft voor de krachtsverdeling in de overige palen en of dit eventueel consequenties kan hebben bij het ontwerpen van een palenplan.

2. Aanleiding voor de bouw

In dit hoofdstuk zal de aanleiding voor de bouw van de Wijkertunnel belicht worden.

De Wijkertunnel zal deel uitmaken van de nieuwe Rijksweg 22 tussen Haarlem en Alkmaar. Het doel van de aanleg van deze nieuwe verkeersweg is het voorkomen van files op de A 9 voor de Velsertunnel. Dagelijks staan hier files, 's ochtends in de richting Haarlem, 's avonds in de richting Alkmaar. De lengte van deze files bedraagt regelmatig 5 à 6 km.

De verkeersbelasting van de Velsertunnel bedraagt :

ten noorden van de Velsertunnel	
ten noorden van de aansluiting	49 000 p a e
Velsertraverse	
ten zuiden van de Velsertunnel	
ten noorden van de aansluiting	72 000 p a e
IJmuiden (i.e. in de tunnel)	
(getallen uit 1986)	

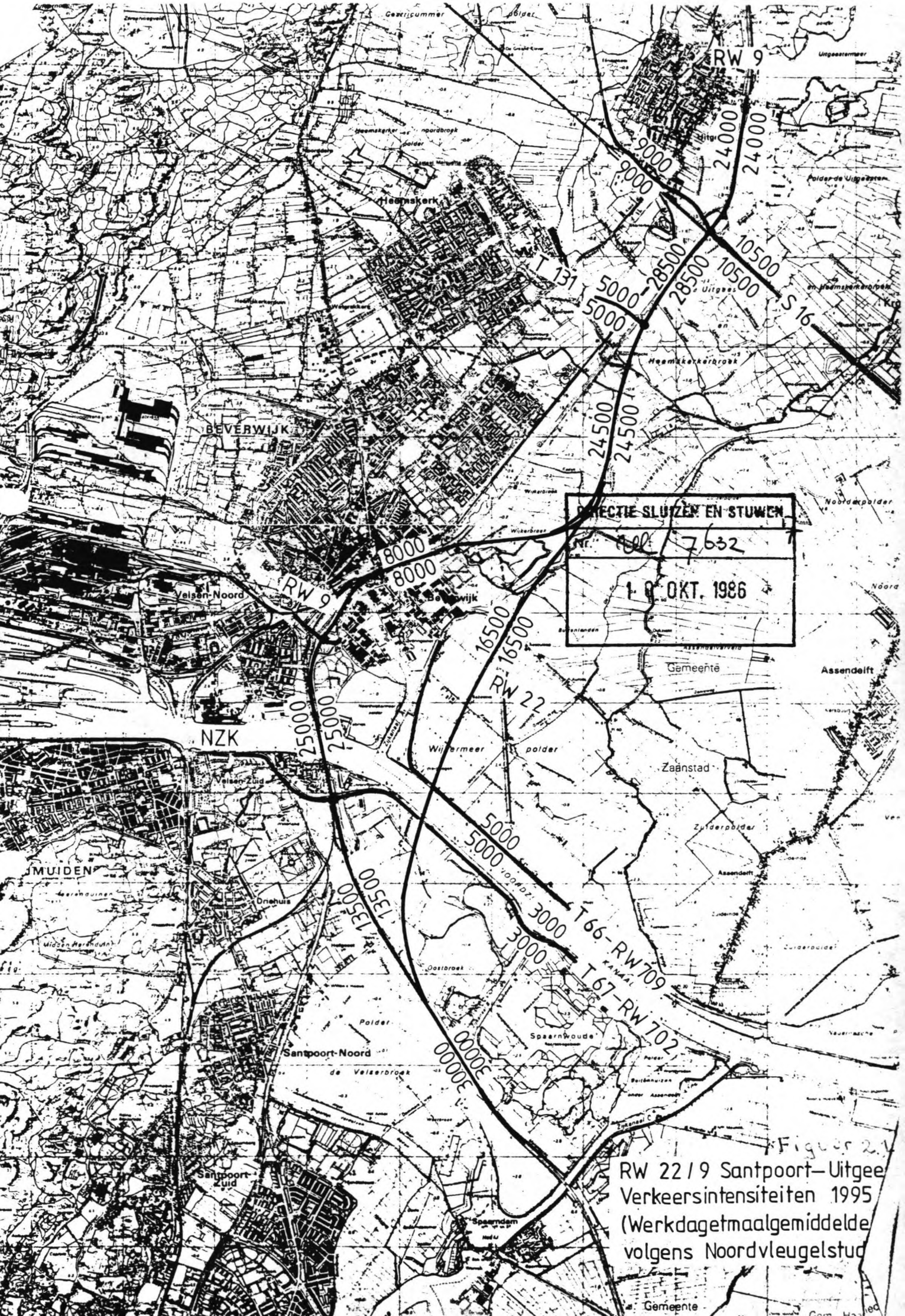
De nieuw aan te leggen Wijkertunnel zal bestemd zijn voor het doorgaande verkeer, dat wil zeggen voor het verkeer dat niet als herkomst of bestemming de IJmond heeft.

De verkeersprognoses voor het jaar 1995 zijn te zien in figuur 2.1. Volgens de laatste inzichten van Rijkswaterstaat zijn de gegeven intensiteiten wat aan de lage kant. Uit de figuur valt op te maken dat de Velsertunnel een hogere verkeersintensiteit zal krijgen dan de Wijkertunnel.

Het ontstaan van files wordt ook duidelijk wanneer gekeken wordt naar de maximale hoeveelheid auto's die per uur verwerkt kan worden op afwikkelingsniveau C (zie hoofdstuk 5: Verkeerskundige Aspecten, fig. 5.3) en het aanbod.

Het aanbod in de spitsuren (10% van de dagelijkse verkeersbelasting) bedraagt $0.5 \times 72\ 000 \times 10\% = 3600$ pae/uur/richting, terwijl de maximale "verwerkbare" hoeveelheid 2030 pae/uur bedraagt.

Dit aantal is echter berekend met behulp van de "Highway Capacity Manual" uit 1965 waarvan is gebleken dat de waarden in de praktijk hoger uitvallen. Wanneer we echter 1.5 x de verwerkbare hoeveelheid nemen, dan ligt het verkeersaanbod nog ruim hoger (± 3000 pae/uur tegenover 3600 pae/uur).



DIRECTIE SLUZEN EN STUWEN
1-8 OKT. 1986

Figure 2.1
RW 22 / 9 Santpoort-Uitgeest
Verkeersintensiteiten 1995
(Werkdagetaalgemiddelde
volgens Noordvleugelstudie)

3. Tracébepaling

Het tracé voor de nieuwe rijksweg ligt al heel lang vast. In het recreatiegebied Spaarnwoude, waar de weg doorheen komt te lopen, zijn al banen vrijgehouden en er zijn al speciale voorzieningen getroffen om de weg over aardgasleidingen te kunnen leiden. Er zijn geen alternatieven onderzocht. Bij de keuze voor de huidige ligging van het tracé spelen de volgende randvoorwaarden een rol :

1. De afsplitsing voor de Wijkertunnel mag niet al te dicht voor de Velsertunnel liggen in verband met het perceptievermogen van de automobilist en in verband met de bewegwijzering e.d. (voor de Velsertunnel ook afsplitsing naar IJmuiden).
2. De afsplitsing mag niet te ver naar het zuiden gelegd worden aangezien anders problemen ontstaan in verband met een in de toekomst te maken aansluiting van de Velserbroekpolder op de N 22.
3. Er dient een minimale doorsnijding plaats te vinden van het recreatiegebied Spaarnwoude.
4. In het noorden moet de weg aansluiten op een naar het oosten verlegde N 22. De N 22 wordt hier verlegd aangezien Beverwijk op deze plaats woningen wil bouwen. Dit wordt de zogenaamde Wijkerbroekpolder. De N 22 wordt hier met een boog omheen geleid.
5. De weg dient achter het nieuwe industriegebied van Beverwijk langs te lopen.
6. Voor het overige dienen de boogstralen zo groot mogelijk te zijn.

Aangezien er geen verdere beperkingen zijn (bijv. wat grondgesteldheid betreft) is op deze manier het huidige tracé vast komen te liggen. Het tracé is te zien in figuur 3.1.

ORD

INDUSTRIEGEBIED
KAGERWEG

KW 4

3 AARDGASLEIDINGEN

KAGERWEG

R=5000

RW 22 (A 22)

T 66

GENIEDIJK

T 67

WIJKERTUNNEL

NOORDZEEKANAAL

NOORD-SPAARNDAMMER
POLDER

AARDGASLEIDINGEN

KW 1

KW 3

GASSTATION

ROTERDUIKWEG

4. Samenvatting programma van eisen

4.1 Algemeen

De belangrijkste punten uit het programma van eisen zijn :

1. De as en het dwarsprofiel van het Noordzee-kanaal ter plaatse handhaven.
2. De aan beide oevers bestaande rijkswegen moeten te allen tijde voor het openbaar verkeer gehandhaafd blijven.
3. De doorsnijding van de beide hoofdwaterkeringen (kanaaldijken) vereist, voorafgaand aan het doorbreken van deze keringen, de aanleg van z.g. kanteldijken langs de tunnelafritten.
4. Twee tunnelbuizen, elk met drie rijstroken.
5. Het verticale alignement :
 - a. max. toelaatbare helling 4.5 %
 - b. min. verticale boogstralen : - boven 10 000 m
- onder 2 500 m
6. De gronddekking moet minimaal 0.50_m bedragen gemeten in de kim van het bodemprofiel kanaal.
7. De belastingen, waarop de constructie in het kanaalgedeelte gedimensioneerd moet worden zijn :
 - a. waterdruk, met een ontwerppeil van + 1.50 m NAP
 - b. inwendige explosiebelasting (éénzijdig) van 0.1 MPa
 - c. soortelijke massa van het kanaalwater, variërend van 10.05 kN/m³ tot 10.2 kN/m³.
 - d. de neerwaarts resulterende belasting, de bovenbelasting niet meegerekend, moet, bij s.m. water 10.20 kN/m³ minimaal 5 kN/m² bedragen.
 - e. de overige belastingen volgens voorschriften.
8. In beide afritten een kruipstrook opnemen te beginnen bij de overgang van het gesloten naar het open gedeelte. Breedte kruipstrook 3.50 m.

4.2 Eisen t.a.v. dwarsdoorsnede

De afmeting wordt in de breedte bepaald door het toepassen van 2 x 2 rijstroken en een vluchtstrook. Zowel rijstroken als vluchtstrook krijgen een breedte van 3.50 m.

De hoogte van de tunnel is afhankelijk van de wettelijk maximaal toegestane maximumhoogte. In Nederland bedraagt deze 4.00 m. De vrije hoogte in de tunnel moet echter groter zijn omdat :

1. vrachtwagens vertikaal vibreren
2. enkele voertuigen toch hoger afgeladen zullen zijn
3. loszittende dekzeilen de tunnelapparatuur boven de vrije hoogte kunnen beschadigen.

In Nederland bedraagt deze extra hoogte 0.50 m en de vrije hoogte derhalve 4.50 m.

Hierboven moet dan worden aangebracht :

- a. de ventilatoren
- b. de verlichting
- c. de hittewerende bekleding.

Voor c. wordt 30 mm aangehouden. Voor b. is een extra hoogte van 0.35 m voldoende. Voor de ventilatie moet deze hoogte worden vergroot tot 0.85 m voor de aanjaagventilatoren.

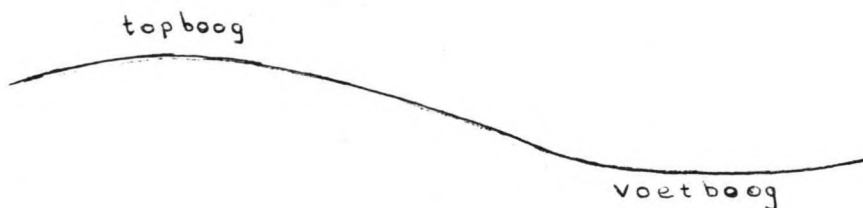
Voor de kabels en leidingen voor deze installaties zal een speciale bedieningsgang worden aangebracht. Deze gang kan tevens door personeel gebruikt worden, en als vluchtgang. Op regelmatige afstanden worden deuren in de tussenwanden aangebracht, die toegang geven tot de verkeersbuizen.

De gang wordt ook gebruikt voor de persleiding die is aangesloten op de pomp, welke is opgesteld in de kelder op het diepste punt van de tunnel. De langsriolen monden uit in deze ondiepe kelder. Via de persleiding wordt het water uit de kelder naar de afritten gebracht en van daar naar open water gepompt. De riolen worden in de betonconstructie opgenomen en vragen dus niet om extra holle ruimte.

4.3 Eisen ten aanzien van het lengteprofiel

De stralen van de topbogen moeten zo groot zijn, dat men steeds voldoende remzicht heeft. Bovendien is voldoende inhaalzicht een eis.

In topbogen speelt esthetica nauwelijks mee. Een grotere straal betekent hier al spoedig aanzienlijk hogere kosten. Rijkswaterstaat heeft voor de Wijkertunnel $R = 10\ 000\text{ m}$ aangehouden (zie figuur 4.1)



figuur 4.1 - Topboog en voetboog

Bij de voetbogen zijn voornamelijk comfort en esthetica bepalend. Hinder treedt op bij stralen kleiner dan 2000 m bij snelheden hoger dan 100 km/h . Perspectivisch gezien ontstaat bij te kleine voetbogen een knik-effect. Bij de Wijkertunnel wordt voor de voetboog een waarde van $R = 2500\text{ m}$ aangehouden.

Bij een gezonken tunnel is een dekking nodig van 0.5 m (deze dekking dient voornamelijk om beschadiging van baggermaterieel tegen te gaan en om beschadiging door vallende ankers te voorkomen).

Deze minimale dekking bevindt zich onder de hoekpunten van het dwarsprofiel van het kanaal. Deze punten waarboven de minimale dekking zich bevindt, vormen de zogenaamde dwangpunten.

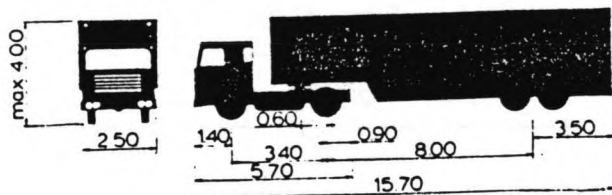
5. Verkeerskundige Aspecten

De Wijkertunnel zal worden uitgevoerd met 2 x twee rijstroken en een vluchtstrook. Om een al te grote capaciteitsvermindering tegen te gaan en om voldoende veiligheid in de tunnel te waarborgen, zal een kruipstrook worden aangelegd. Een kruipstrook is een extra strook aan de rechterkant van de weg voor vrachtwagens en ander langzaamrijdend verkeer. De kruipstrook begint in het geval van de Wijkertunnel bij de overgang van het gesloten gedeelte naar het open gedeelte.

Heeft de aanleg van een kruipstrook gevolgen voor de lengte van het gesloten gedeelte ?

Voor wat betreft de terugval in snelheid van de vrachtwagens op de opgaande helling wordt de eis gehanteerd dat de snelheid vanaf het laagste punt van de tunnel niet meer dan 20 km/h mag zijn afgenomen op het punt waar de kruipstrook begint.

Door Rijkswaterstaat, dienst Verkeerskunde, is een computer simulatieprogramma SIMVRA ontwikkeld, waarmee de snelheidsafname van een vrachtwagen op een helling kan worden geschematiseerd. De simulatie is uitgevoerd voor een truck met oplegger.



figuur 5.1 - trekker met oplegger

De snelheid bedraagt 80 km/h op het laagste punt. Het punt waar de snelheid is afgenomen tot 60 km/h wordt bereikt na $\pm$ 300 m. Wanneer uitgegaan wordt van een lengte van het gesloten gedeelte van 580 m, dan bedraagt de snelheid van de vrachtwagen 51 km/h op de overgang van gesloten naar open gedeelte. Bij een verlenging van het gesloten gedeelte met 80 meter (per zijde), bedraagt de snelheid op de overgang 49 km/h. (De resultaten van deze simulatie zijn te zien in figuur 5.2).

figuur 5.2:

resultaat simvra wijker tunnel (truck met oplegger).

-----Lp: 2225: 45000 kg, 15.3 pk/ton-----

Tijds: 10:42:55
Datum: 07/10/97
Project-nr: DVTX000000

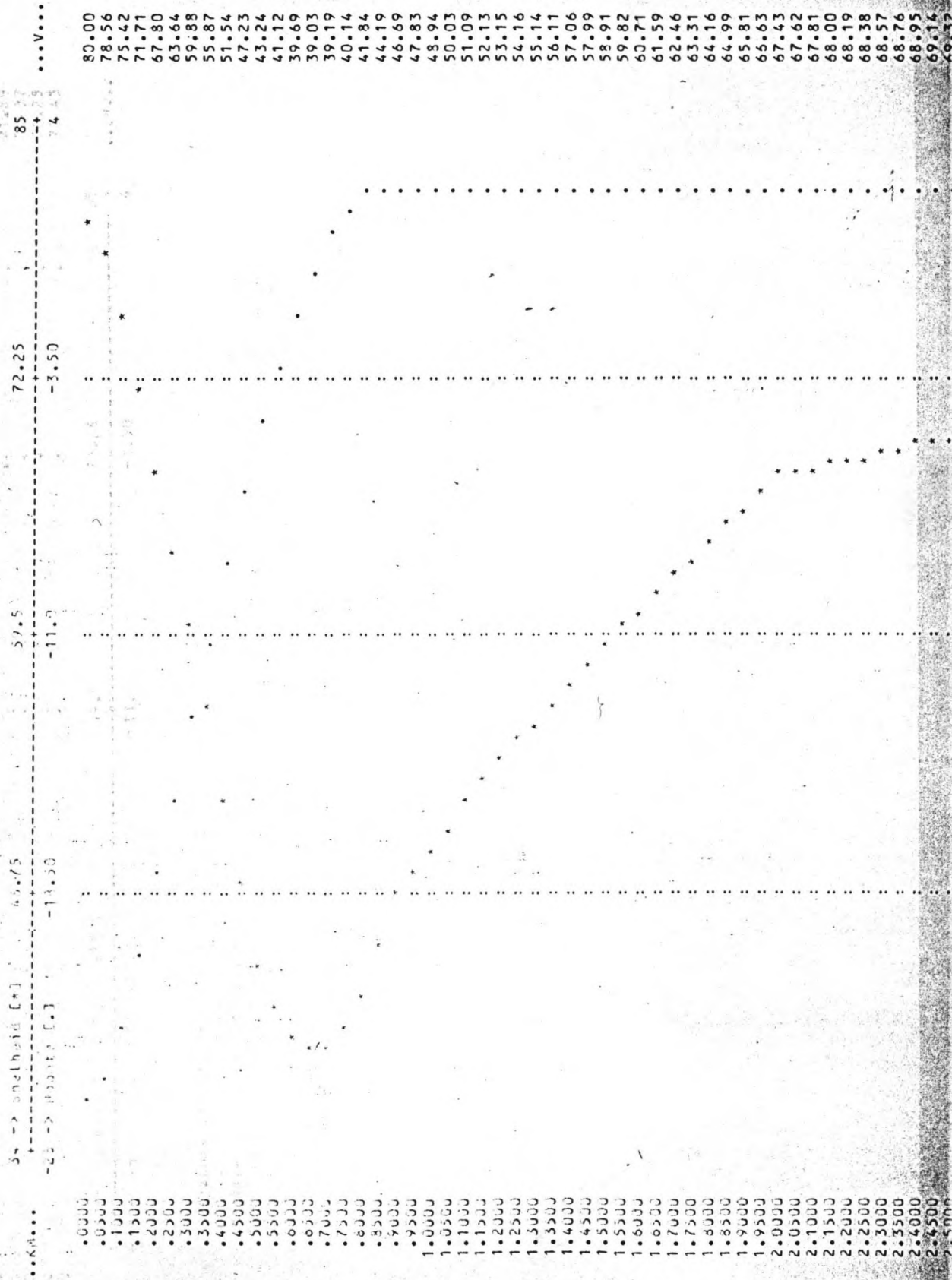
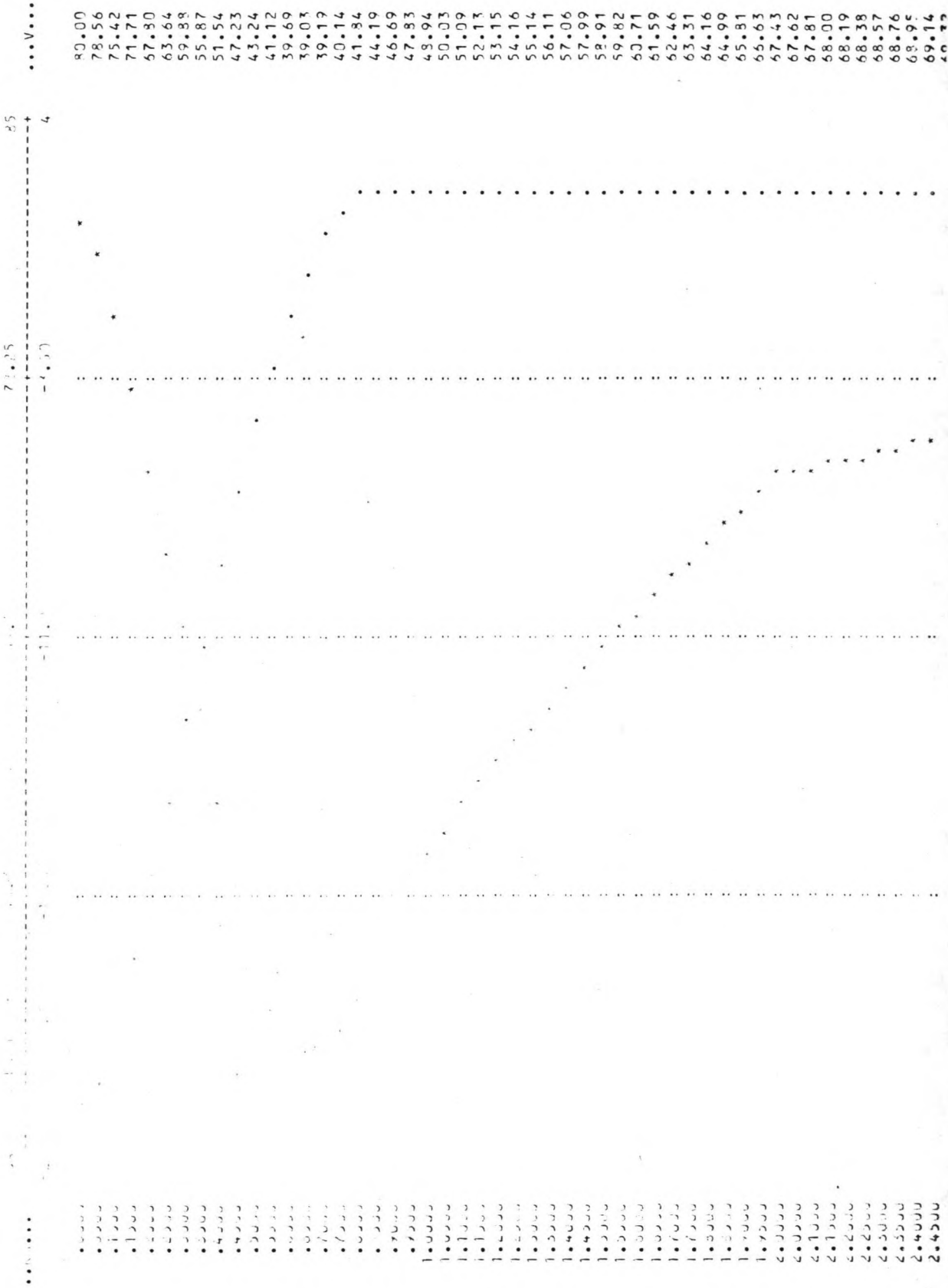


Figure 4:

Result of stress adjustment (in % of total stress)

Title:
Datum:
Project-1:



69.88
70.07
70.25
70.44
70.62
70.80
70.99
71.17
71.35
71.53
71.71
71.89
72.07
72.25
72.43

...V....

85
4

72.25
-3.50

59.5
-11.0

46.75
-18.50

34 - Snelheid [x]
-26 - Hoogte [.]

...K.M....

Horizontaal: Snelheid in km/h [x]
Hoogte in m [.]
Verticaal: Kilometering in km

figuur 5.2

Tijd: 10:45:40
Datum: 30/10/7
Project-nr: DVIKHEMAN

Resultaat Simyra Wijkertunnel (truck met oplegger).

-----LP3 2226: 45000 kg, 5.3 pk/ton-----

Blad: 1

Metering	Helling	V in km/h	A in m/sec2	Versnelling	Hooftele in m	Tijd in sec	Omerking
0.0000	-0.00012	89.00	.020	6	-24.450	265.2500	
0.0500	-0.17222	73.56	.020	6	-23.951	141.2.27	
0.1000	-0.34032	73.42	.020	6	-22.450	170.4.61	
0.1500	-0.50800	71.71	.020	6	-20.232	112.7.06	
0.2000	-0.67500	70.40	.020	6	-17.932	172.9.64	
0.2500	-0.83500	68.64	.020	6	-15.732	175.12.37	
0.3000	-1.00000	67.43	.033	6	-13.412	180.15.29	
0.3500	-1.16500	65.87	.043	6	-11.232	183.18.40	
0.4000	-1.33000	64.14	.043	6	-8.932	185.21.75	
0.4500	-1.49500	62.25	.043	6	-6.772	187.25.40	
0.5000	-1.66000	60.24	.043	6	-4.807	190.29.37	
0.5500	-1.82500	58.12	.175	4	-3.037	193.33.64	
0.6000	-1.99000	55.97	.175	4	-1.616	195.38.10	
0.6500	-2.15500	53.80	.175	4	-.397	197.42.67	
0.7000	-2.32000	51.60	.175	4	.573	200.47.27	
0.7500	-2.48500	49.34	.175	4	1.243	203.51.81	
0.8000	-2.65000	47.05	.175	4	1.753	56.20	
0.8500	-2.81500	44.72	.175	4	1.982	50.39	
0.9000	-2.98000	42.36	.175	4	2.000	64.35	
0.9500	-3.14500	40.00	.175	4	2.000	65.16	
1.0000	-3.31000	37.64	.175	4	2.000	71.83	
1.0500	-3.47500	35.25	.175	4	2.000	75.51	
1.1000	-3.64000	32.83	.175	4	2.000	79.07	
1.1500	-3.80500	30.41	.175	4	2.000	82.56	
1.2000	-3.97000	27.99	.175	4	2.000	85.98	
1.2500	-4.13500	25.57	.175	4	2.000	89.34	
1.3000	-4.30000	23.15	.175	4	2.000	92.63	
1.3500	-4.46500	20.72	.175	4	2.000	95.87	
1.4000	-4.63000	18.30	.175	4	2.000	99.05	
1.4500	-4.79500	15.88	.175	4	2.000	102.18	
1.5000	-4.96000	13.46	.175	4	2.000	105.26	
1.5500	-5.12500	11.04	.175	4	2.000	108.29	
1.6000	-5.29000	8.62	.175	4	2.000	111.27	
1.6500	-5.45500	6.20	.175	4	2.000	114.22	
1.7000	-5.62000	3.78	.175	4	2.000	117.12	
1.7500	-5.78500	1.36	.175	4	2.000	119.98	
1.8000	-5.95000	0.94	.175	4	2.000	122.81	
1.8500	-6.11500	0.52	.175	4	2.000	125.59	
1.9000	-6.28000	0.10	.175	4	2.000	128.35	
1.9500	-6.44500	0.03	.175	4	2.000	131.06	
2.0000	-6.61000	0.03	.175	4	2.000	133.75	
2.0500	-6.77500	0.03	.175	4	2.000	136.42	
2.1000	-6.94000	0.03	.175	4	2.000	139.07	
2.1500	-7.10500	0.03	.175	4	2.000	141.72	
2.2000	-7.27000	0.03	.175	4	2.000	144.37	
2.2500	-7.43500	0.03	.175	4	2.000	147.00	
2.3000	-7.60000	0.03	.175	4	2.000	149.63	
2.3500	-7.76500	0.03	.175	4	2.000	152.25	
2.4000	-7.93000	0.03	.175	4	2.000	154.87	
2.4500	-8.09500	0.03	.175	4	2.000	157.48	

resultaat simvra wijkertunnel (truck met oplegger).
 ---Lop 2226: 45700 kJ, 5.3 pk/ton---

Tijd: 16:42:40
 Datum: 870107
 Project-id: DVTXHEMAN

Metreering	Helling	V in km/h	A in m/sec ²	Versnelling	Hoogte in m	Tijd in sec	Omerking
2.5000	.000000	67.324	.020		2.000	160.08	
2.5500	.000000	67.324	.020		2.000	162.67	
2.6000	.000000	67.324	.020		2.000	165.25	
2.6500	.000000	67.324	.020		2.000	167.83	
2.7000	.000000	67.324	.020		2.000	170.41	
2.7500	.000000	67.324	.020		2.000	172.97	
2.8000	.000000	67.324	.020		2.000	175.53	
2.8500	.000000	67.324	.020		2.000	178.08	
2.9000	.000000	67.324	.020		2.000	180.63	
2.9500	.000000	67.324	.020		2.000	183.17	
3.0000	.000000	67.324	.020		2.000	185.70	
3.0500	.000000	67.324	.020		2.000	188.23	
3.1000	.000000	67.324	.020		2.000	190.75	
3.1500	.000000	67.324	.020		2.000	193.26	
3.2000	.000000	67.324	.020		2.000	195.77	
3.2500	.000000	67.324	.020		2.000	198.27	
3.3000	.000000	67.324	.020		2.000	200.76	
3.3500	.000000	67.324	.020		2.000	203.25	

$SE = C \cdot v/c \cdot U \cdot f_W \cdot f_{PI} \cdot f_N \cdot f_U$
 waarin:
 C = capaciteit per strook
 v/c = maximale capaciteit
 U = factor voor strookbreedte en helling
 f_W = aanpassingsfactor voor helling
 f_{PI} = factor voor helling en helling
 f_N = factor voor helling en helling
 f_U = factor voor helling en helling

De waarden zouden te laag zijn volgens de gestelde eis en dienen
 tengevolge een beperking opleggen van de lengte van het nadelig gevalte.
 Praktijkmetingen, uitgevoerd door Kijkvabeek, hebben uitgewezen dat
 de afstanden hoger liggen. De meterpraktijk lijn hoger en bovendien
 ligt de snelheid op het laagste punt hoger dan 60 km/h. De halve weg
 wordt worden dat hier geen beperking van de lengte van het gestelde
 deelte wordt opgelegd (niet met bij een verandering van 10 m = 100 m per
 zijde).
 Nu dienen we nog te kijken naar de capaciteitsbeperking op de tunnel-
 helling en naar tengevolge van deze capaciteitsbeperking de lijn-
 strook zou moeten beginnen. Bovendien naar het verloop van het
 in 60 m in dit opzicht inzicht. Hierin wordt de
 staat aangegeven in het boek "Highway
 Capacity Manual" uit 1965. Hierin is aangegeven hoe de capaciteits-
 vermindering op een opwaartse helling kan worden berekend. De volgende

Blad: 2

Tijd: 10:14:10
Datum: 2013-08-20
Project-naam: Opleiding

Achternaam	Volgt	Is in de rij	Opmerking	Weg in m	Tijd in sec	Opmerking
2.0000	1	1		2.000	160.02	
2.0000	1	1		2.000	162.67	
2.0000	1	1		2.000	165.25	
2.0000	1	1		2.000	167.83	
2.0000	1	1		2.000	170.41	
2.0000	1	1		2.000	172.97	
2.0000	1	1		2.000	175.53	
2.0000	1	1		2.000	178.08	
2.0000	1	1		2.000	180.63	
2.0000	1	1		2.000	183.17	
2.0000	1	1		2.000	185.70	
2.0000	1	1		2.000	188.23	
2.0000	1	1		2.000	190.75	
2.0000	1	1		2.000	193.26	
2.0000	1	1		2.000	195.77	
2.0000	1	1		2.000	198.27	
2.0000	1	1		2.000	200.76	
2.0000	1	1		2.000	203.25	

De gevonden waarden zouden te laag zijn volgens de gestelde eis en diengevolge een beperking opleggen aan de lengte van het gesloten gedeelte. Praktijkmetingen, uitgevoerd door Rijkswaterstaat, hebben uitgewezen dat de snelheden hoger liggen. De motorprestaties liggen hoger en bovendien ligt de snelheid op het laagste punt hoger dan 80 km/h. Derhalve mag gesteld worden dat hier geen beperking aan de lengte van het gesloten gedeelte wordt opgelegd (zeker niet bij een verlenging van 80 m - 100 m per zijde).

Nu dienen we nog te kijken naar de capaciteitsvermindering op de tunnelhelling en waar tengevolge van deze capaciteitsvermindering de kruipstrook zou moeten beginnen. Bovendien naar wat een verlenging van het sloten gedeelte met 2 x 100 m in dit opzicht inhoudt. Hiertoe wordt de methode gebruikt zoals die staat aangegeven in het Amerikaanse "Highway Capacity Manual" uit 1965. Hierin staat aangegeven hoe de capaciteitsvermindering op een opgaande helling kan worden berekend. De volgende formule staat gegeven :

$$SF = C \cdot v/c \cdot N \cdot f_W \cdot f_{HV} \cdot f_E \cdot f_D$$

waarin :

SF = maximale hoeveelheid auto's die per uur door de tunnel kan worden verwerkt, uitgaande van een zeker afwikkelingsniveau

C = capaciteit per strook

v/c = maximale capaciteit per afwikkelingsniveau*

N = aantal stroken

f_W = factor voor strookbreedte en lateral clearance

f_{HV} = factor voor de aanwezigheid van zware voertuigen

f_E = aanpassingsfactor voor de omgeving

f_D = aanpassingsfactor voor de bestuurders-populatie

* zie figuur 5.3 en tabel 5.1

LEVEL-OF-SERVICE CRITERIA FOR MULTILANE HIGHWAYS

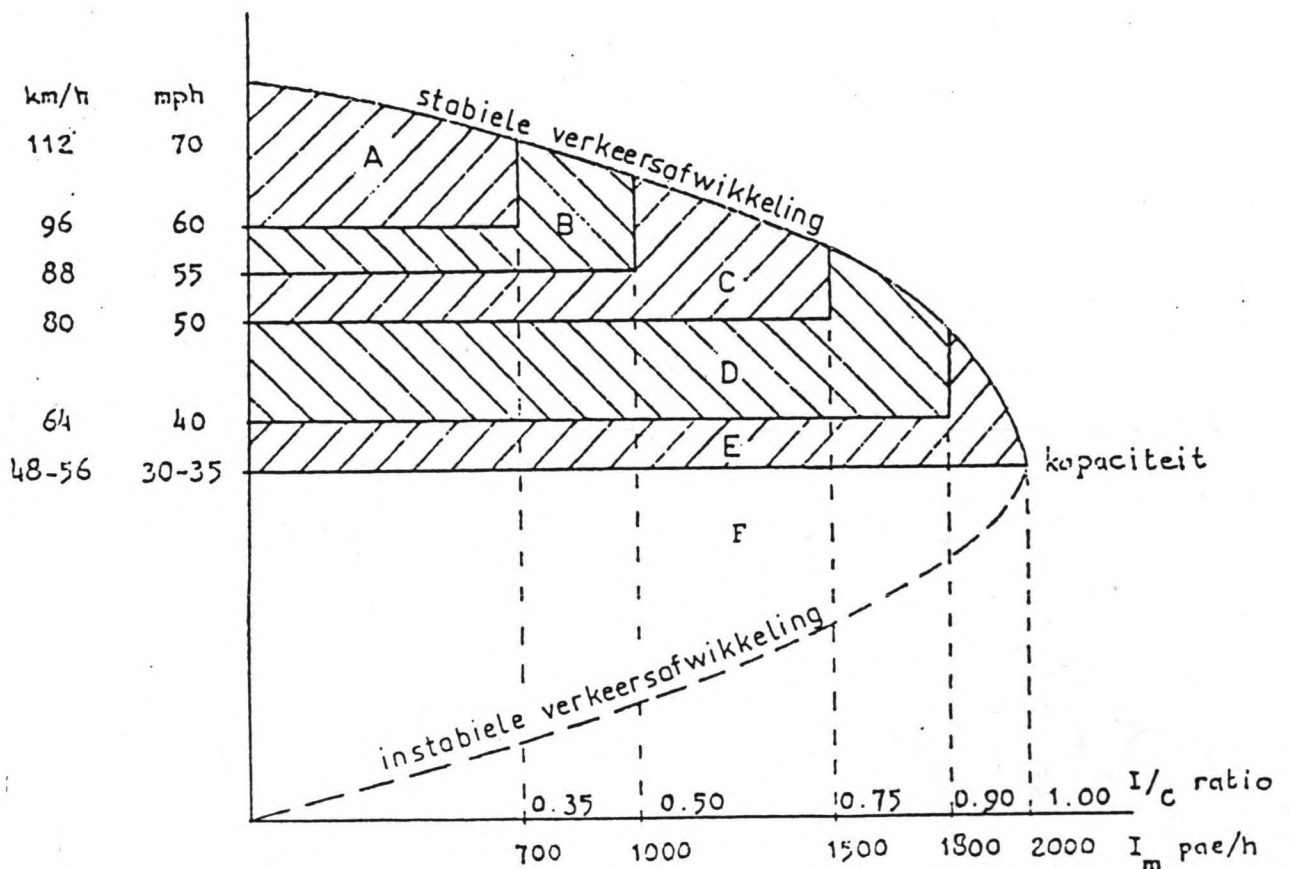
LEVEL OF SERVICE	DENSITY (PC/MI/LN)	70 MPH DESIGN SPEED			60 MPH DESIGN SPEED			50 MPH DESIGN SPEED		
		SPEED ^a (MPH)	v/c	MSF ^b (PCPHPL)	SPEED ^a (MPH)	v/c	MSF ^b (PCPHPL)	SPEED ^a (MPH)	v/c	MSF ^b (PCPHPL)
A	≤ 12	≥ 57	0.36	700	≥ 50	0.33	650	—	—	—
B	≤ 20	≥ 53	0.54	1,100	≥ 48	0.50	1,000	≥ 42	0.45	850
C	≤ 30	≥ 50	0.71	1,400	≥ 44	0.65	1,300	≥ 39	0.60	1,150
D	≤ 42	≥ 40	0.87	1,750	≥ 40	0.80	1,600	≥ 35	0.76	1,450
E	≤ 67	≥ 30	1.00	2,000	≥ 30	1.00	2,000	≥ 28	1.00	1,900
F	> 67	< 30	c	c	< 30	c	c	< 28	c	c

^a Average travel speed.

^b Maximum rate of flow per lane under ideal conditions, rounded to the nearest 50 pcphpl.

^c Highly variable.

Tabel 5.1



Figuur 5.3 - Afwikkelniveaus. Verband tussen gemiddelde snelheid en intensiteit op wegen met gescheiden rijbanen.

Afwikkelingsniveaus

De toelaatbare verkeerintensiteiten voor wegen zijn gekoppeld aan z.g. afwikkelingsniveaus die de kwaliteit van de verkeersintensiteit aangeven. Op voorbeeld van de Highway Capacity Manual 1965 onderscheidt men de afwikkelingsniveaus A t/m F. Deze afwikkelingsniveaus zijn als volgt omschreven :

Afwikkelingsniveau A

Toestand van lage verkeersintensiteit en dus volledige vrije verkeersafwikkeling (free flow) en de mogelijkheid van hoge individuele snelheden. Doordat de bewegingsvrijheid van de individuele weggebruiker vrijwel niet wordt belemmerd door medeweggebruikers, kan ieder binnen de grenzen die het ontwerp van de weg en eventuele snelheidsbeperking stellen, zijn eigen snelheid kiezen.

Afwikkelingsniveau B

Toestand van middelmatige intensiteit en regelmatige verkeersafwikkeling (stable flow), waarbij de individuele kruissnelheden enigszins worden beïnvloed door de verkeersomstandigheden. De weggebruikers ondervinden bij de keuze van hun snelheid en rijstrook echter nog betrekkelijk weinig invloed van elkaar. De kans op verstoring van de regelmatige verkeersafwikkeling is zeer gering.

Afwikkelingsniveau C

Een toestand van hogere intensiteit, maar met regelmatige verkeersafwikkeling, waarbij echter de vrijheid van de individuele weggebruikers tot het kiezen van de eigen snelheid, tot het doen van inhaalmanoeuvres en tot het verwisselen van rijstrook nog slechts in beperkte mate aanwezig is. De kruissnelheden zijn betrekkelijk hoog.

Afwikkelingsniveau D

Bij verder stijgende intensiteit begint de verkeersafwikkeling onregelmatigheden te vertonen (unstable flow). De kruissnelheden worden sterk beïnvloed door korte fluctuaties in de verkeersintensiteiten en door andere verkeersomstandigheden. De bewegingsvrijheid van de weggebruikers is ten zeerste beperkt. In bepaalde omstandigheden is het gedurende korte tijd optreden van dit afwikkelingsniveau nog wel aanvaardbaar, omdat de kans op langdurige storingen nog klein is.

Afwikkelingsniveau E

Er is sprake van een bij voortduring onregelmatige verkeersafwikkeling, waarbij de intensiteiten de capaciteit van het betreffende wegvak benaderen. De kruissnelheden zijn in het algemeen gedaald tot ca 50 km/h. Bij dit afwikkelingsniveau kunnen gedurende korte tijd zelfs verkeersopstoppen van beperkte omvang optreden.

Afwikkelingsniveau F

Toestand van gedwongen verkeersafwikkeling (forced flow), waarbij zeer lage en sterk wisselende snelheden optreden en het verkeersaanbod hoger is dan de capaciteit van het betrokken wegvak. Deze toestand van congestie is dikwijls een gevolg van een storing in de verkeersafloop op het betrokken wegvak, waardoor filevorming bovenstrooms kan optreden. De intensiteit en de kruissnelheid kunnen zelfs tot 0 terugvallen, waardoor de file vóór het beschouwde wegvak geheel tot stilstand komt.

Het verband tussen de genoemde afwikkelingsniveaus, de daarbij behorende intensiteitsgrenzen en de daarbij optredende gemiddelde snelheden is weer gegeven in figuur 5.3 ontleend aan de "Highway Capacity Manual". Recente onderzoeken duiden erop dat in algemene zin dit verband in Nederland globaal hetzelfde ligt.

De volgende waarden kunnen worden gehanteerd :

a. $MSF = C \cdot v/c$

MSF = maximale hoeveelheid auto's die per uur door de tunnel verwerkt kan worden onder ideale omstandigheden.

Deze factor hangt af van het afwikkelingsniveau (zie fig. 5.3) dat gewenst wordt. In de meeste gevallen wordt voor tunnels afwikkelingsniveau C aangehouden. Dat wil zeggen dat de waarde voor de maximale verkeersstroom onder ideale condities 1400 pae bedraagt per rijstrook per uur.

b. N = aantal rijstroken; dit bedraagt 2 (per richting).

c. f_w = factor voor strookbreedte en lateral clearance.

De strookbreedte bedraagt 3.50 m. Dit is $\pm$ 11.5 feet. Aan één zijde van de weg is een obstructie, daar aan de andere zijde immers een vlucht-

strook loopt. De afstand tot de zijde van de tunnel bedraagt 550 mm + 150 mm = 700 mm, dit is ± 2.3 feet.

Uit tabel 5.2 halen we door te interpoleren een aanpassingsfactor van 0.957.

Tabel 5.2 : ADJUSTMENT FACTOR FOR RESTRICTED LANE WIDTH AND LATERAL CLEARANCE

DISTANCE FROM EDGE OF TRAVELED WAY TO OBSTRUCTION ^a (FT)	ADJUSTMENT FACTOR, f_e							
	OBSTRUCTION ON ONE SIDE OF ROADWAY ^b				OBSTRUCTION ON BOTH SIDES OF ROADWAY ^c			
	LANE WIDTH (FT)							
	12	11	10	9	12	11	10	9
4-LANE DIVIDED MULTILANE HIGHWAYS (2 LANES EACH DIRECTION)								
≥ 6	1.00	0.97	0.91	0.81	1.00	0.97	0.91	0.81
4	0.99	0.96	0.90	0.80	0.98	0.95	0.89	0.79
2	0.97	0.94	0.88	0.79	0.94	0.91	0.86	0.76
0	0.90	0.87	0.82	0.73	0.81	0.79	0.74	0.66
6-LANE DIVIDED MULTILANE HIGHWAYS (3 LANES EACH DIRECTION)								
≥ 6	1.00	0.96	0.89	0.78	1.00	0.96	0.89	0.78
4	0.99	0.95	0.88	0.77	0.98	0.94	0.87	0.77
2	0.97	0.93	0.87	0.76	0.96	0.92	0.85	0.75
0	0.94	0.91	0.85	0.74	0.91	0.87	0.81	0.70
4-LANE UNDIVIDED MULTILANE HIGHWAYS (2 LANES EACH DIRECTION)								
≥ 6	1.00	0.95	0.89	0.77	NA	NA	NA	NA
4	0.98	0.94	0.88	0.76	NA	NA	NA	NA
2	0.95	0.92	0.86	0.75	0.94	0.91	0.86	NA
0	0.88	0.85	0.80	0.70	0.81	0.79	0.74	0.66
6-LANE UNDIVIDED MULTILANE HIGHWAYS (3 LANES EACH DIRECTION)								
≥ 6	1.00	0.95	0.89	0.77	NA	NA	NA	NA
4	0.99	0.94	0.88	0.76	NA	NA	NA	NA
2	0.97	0.93	0.86	0.75	0.96	0.92	0.85	NA
0	0.94	0.90	0.83	0.72	0.91	0.87	0.81	0.70

^a Use the average distance to obstruction on "both sides" where the distance to obstructions on the left and right differs.

^b Factors for one-sided obstructions allow for the effect of opposing flow.

^c Two-sided obstructions include one roadside and one median obstruction. Median obstruction may exist in the median of a divided multilane highway or in the center of an undivided highway which periodically divides to go around bridge abutments or other center objects.

NA = Not applicable; use factor for one-sided obstruction.

d. f_{HV} = aanpassingsfactor voor zwaar verkeer.

Er mag uitgegaan worden van een hoeveelheid zwaar verkeer van 8% (hieronder vallen ook bussen e.d.). De helling bedraagt 4.5%. De lengte van de helling bedraagt ± 800 m $\cong 0.5$ mile. We vinden nu uit tabel 5.3 een waarde voor E_T van 5.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1)}$$

P_T = percentage zwaar verkeer = 8%

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0.32} = 0.76$$

PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR LIGHT TRUCKS (100 LB/HP)

GRADE (%)	LENGTH (mi)	PASSENGER-CAR EQUIVALENT, E_T															
		4-LANE HIGHWAYS								6-LANE HIGHWAYS							
PERCENT TRUCKS		2	4	5	6	8	10	15	20	2	4	5	6	8	10	15	20
≤ 2	All	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	0-1/4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	1/4-1/2	4	4	4	3	3	3	3	3	4	4	4	3	3	3	3	3
	1/2-3/4	4	4	4	4	3	3	3	3	4	4	4	3	3	3	3	3
	3/4-1	5	4	4	4	4	3	3	3	5	4	4	4	3	3	3	3
	> 1	6	5	5	5	4	4	4	3	6	5	5	4	4	4	3	3
4	0-1/4	4	4	4	3	3	3	3	3	5	4	4	4	3	3	3	3
	1/4-1/2	5	5	5	4	4	4	4	4	5	4	4	4	4	4	4	4
	1/2-1	6	5	5	5	4	4	4	4	6	5	5	4	4	4	4	4
	1/2-1	6	5	5	5	4	4	4	4	6	5	5	4	4	4	4	4
	> 1	7	6	6	5	4	4	4	4	7	5	5	5	4	4	4	4
5	0-1/4	6	5	5	5	4	4	4	3	6	5	5	5	4	4	4	3
	1/4-1	8	7	7	6	5	5	5	5	8	7	7	6	5	5	5	5
	> 1	9	7	7	6	5	5	5	5	8	7	7	6	5	5	5	5
6	0-1/4	7	5	5	5	4	4	4	4	7	5	5	5	4	4	3	3
	1/4-1	9	7	7	6	5	5	5	5	8	7	7	6	5	5	5	5
	> 1	9	7	7	7	6	6	5	5	9	7	7	6	5	5	5	5

NOTE: If a length of grade falls on a boundary value, use the equivalent for the longer grade category. Any grade steeper than the percent shown must use the next higher grade category.

Tabel 5.3

- e. De factor (f_E) voor de afleiding voor de omgevingsfactoren mag hier = 1 worden genomen.
- f. f_D = aanpassingsfactor voor de bestuurderspopulatie.

Uitgegaan mag worden van woon-werkverkeer, derhalve kan ook voor deze factor 1 genomen worden.

De capaciteit bedraagt nu :

$$SF = 1400 \times 2 \times 0.957 \times 0.76 \times 1 \times 1 = 2030 \text{ pae/uur.}$$

De verwachte verkeersintensiteit ligt per richting op 16 500 pae per dag. Voor het spitsuur mag van 10% van de dagintensiteit worden uitgegaan (vuistregel). Dit levert op : 1650 pae per uur. De capaciteit is dus ruim voldoende. Honderd meter verlenging van de tunnel levert nog ruim voldoende capaciteit op (alleen f_{HV} verandert van 0.76 naar 0.71 → $SF \cong 1900$ pae/uur).

Algemeen dient nog te worden opgemerkt dat de waarden zoals deze worden berekend met behulp van het Highway Capacity Manual te laag zijn wanneer, zoals hier het geval is, een belangrijk gedeelte van het verkeer bestaat uit woon-werkverkeer.

6. Tunnelbouwmethoden

6.1 Overzicht bouwmethoden

In dit hoofdstuk zal eerst een opsomming van een aantal tunnelbouwmethoden volgen, waarna een schematisch overzicht volgt van de hier (voor de Wijker-tunnel) in aanmerking komende bouwwijzen. Hierna volgt de keuze.

De volgende bouwmethoden kunnen worden onderscheiden :

- a. open bouwput methode
- b. schaalmethode
- c. afzinkmethode
- d. caissonmethode
- e. "wanden-dak" methode
- f. schildmethode
- g. boormethode
- h. methode met springladingen
- i. uitschuifmethode
- j. uitbouwmethode

a. open bouwputmethode

Zoals de naam al aangeeft maakt men in dit geval gebruik van een open bouwput. De tunnel wordt daarbij direct op de juiste plaats gemaakt. Bij bestaande waterwegen betekent dit dat de bouwput in de waterweg komt te liggen. Dit houdt uiteraard hinder voor de scheepvaart in. Om dat beperkt te houden bestaan twee mogelijkheden. Ten eerste kan de waterweg geheel worden omgelegd zodat met één bouwput kan worden volstaan. Ten tweede kan de tunnel gefaseerd worden gebouwd; daarbij wordt dan slechts een gedeelte van de watervoerende doorsnede in beslag genomen, de scheepvaart vindt plaats door het resterende gedeelte. De bouwput kan worden drooggehouden met behulp van onderwaterbeton en damwanden, of door middel van bemaling.

Een variant van deze bouwwijze is de volgende :

b. schaalmethode

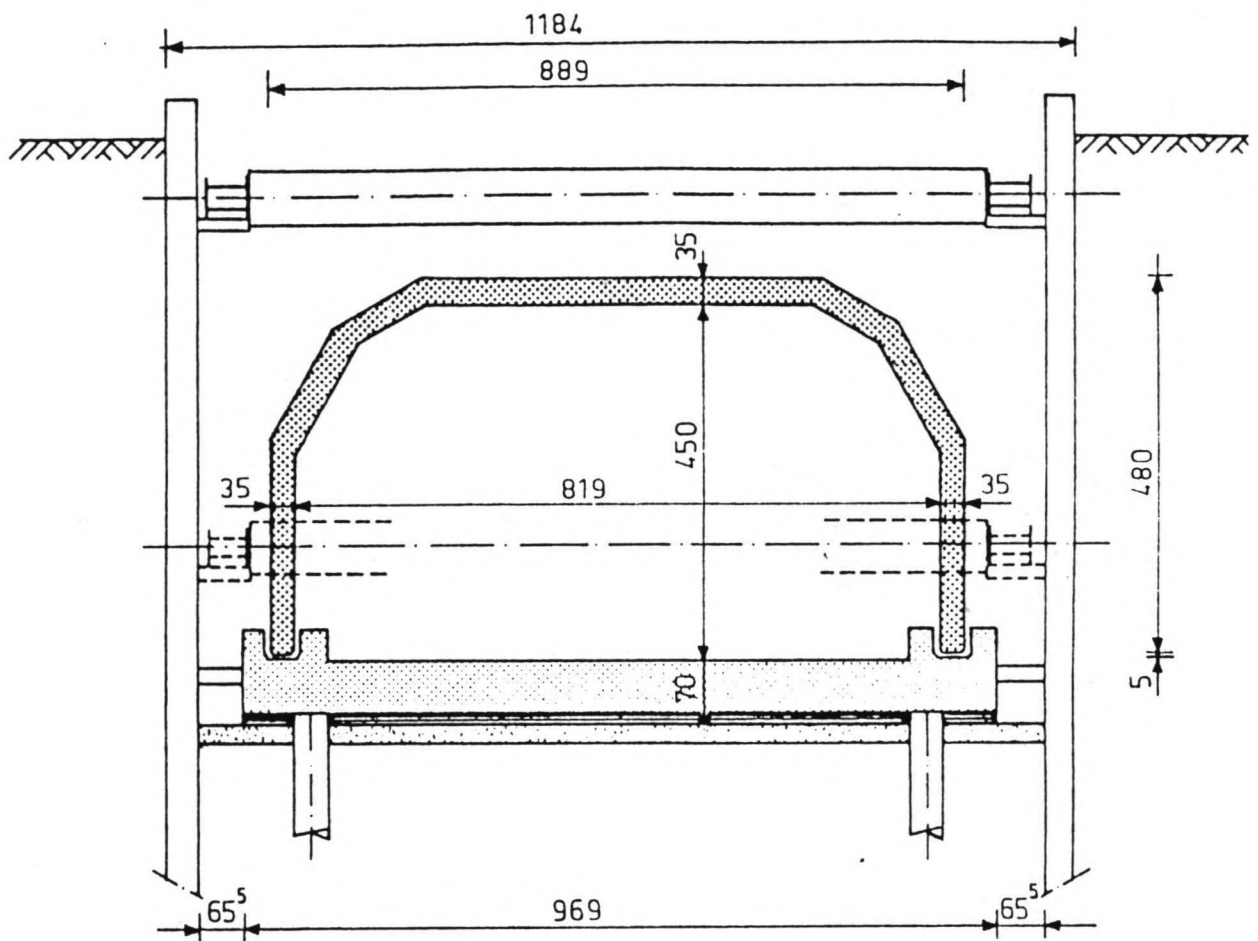
Ook in dit geval is een droge bouwput nodig. Na het storten van een betonvloer wordt daarop een schaalvormige constructie geplaatst (zie fig. 6.1). Hierdoor wordt snel een gesloten profiel gemaakt, want wanden en dak zijn daarmee tegelijkertijd aangebracht. Door prefabricage van de schaal kan het werk snel verlopen. Deze methode is daardoor erg geschikt voor die gevallen waarbij de lengte van het bouwproces zeer belangrijk is in verband met hinder tengevolge van verstoring van de bestaande situatie (dus met name in dicht bebouwde gebieden).

c. afzinkmethode

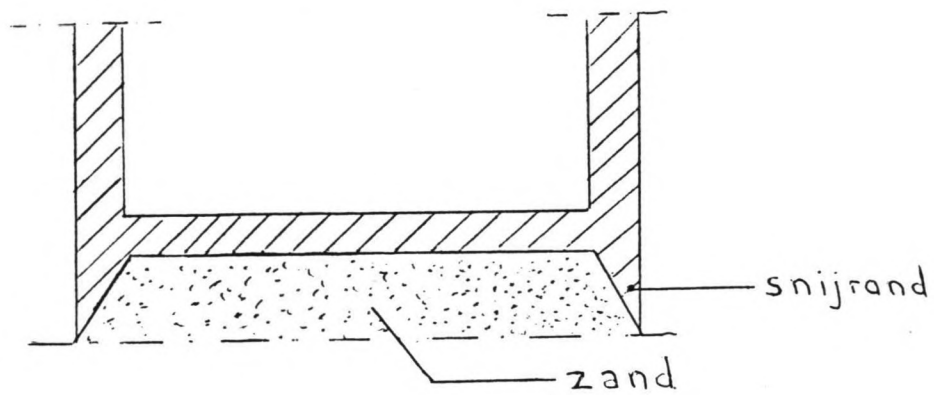
Bij de afzinkmethode worden de tunnel-elementen niet op de plaats van bestemming gemaakt, maar in een bouwdok. Na fabricage in het bouwdok worden de elementen dan tot drijven gebracht en naar de plaats van bestemming gevaren. Daar aangekomen worden ze geballast en in de daarvoor gemaakte zinksleuf afgezonken. De koppeling van de verschillende elementen vindt daarna plaats, waarna de voor het opdrijven aangebrachte kopschotten worden verwijderd. Na verder aanvullen van de zinksleuf en afwerken van de tunnel is de tunnel dan gereed. Deze tunnelbouwmethode is geschikt voor meerdere tunnelvormen: zo zijn ronde en rechthoekige doorsneden beide mogelijk. Aan de bouwplaats worden in dit geval zware eisen gesteld, aangezien de tunnelementen daar zonder al te grote problemen gemaakt moeten kunnen worden en eenvoudig van de bouwplaats vervoerd moeten kunnen worden naar de afzinkplaats. Dat stelt eisen aan de grondgesteldheid in het bouwdok en aan de breedte en diepte van de vaarweg tussen het dok en de afzinkplaats.

d. caissonmethode

Dit is een bouwwijze waarbij de tunnelementen als caissons op het maaiveld worden gebouwd. Eerst maakt men de bodem, daarbij wordt met behulp van een contramal van zand de werkruimte onder de vloer gerealistiseerd (zie fig. 6.2). Het element krijgt daardoor dus snijranden, die onder de vloer voldoende werkruimte open moeten houden. Na het verder afbouwen van het caisson en het aanbrengen van kopschotten wordt de grond onder het caisson verwijderd, waardoor het element door zijn eigen gewicht langzaam de grond inzakt.



Figuur 6.1 - Schaalmethode



Figuur 6.2 - Onderkant tunnelcaisson

Het verwijderen van de grond vindt bijvoorbeeld plaats door de grond met hogedruk waterstralen los te spuiten en met behulp van grondpompen af te voeren. In de werkruimte onder de vloer zal het grondwater met behulp van luchtoverdruk buiten gehouden moeten worden.

Na het bereiken van de juiste diepte wordt de werkruimte gevuld met beton. De onderlinge koppeling van de caissons bereikt men bijvoorbeeld door de grond ter plaatse van de voegen te bevriezen. Grondwater kan dan niet meer toetreden en zo kan de verbinding dan vanuit de caissons op betrekkelijk eenvoudige wijze worden aangebracht.

De hier beschreven methode is met name geschikt voor toepassing in gebieden met veel bebouwing, waarbij dicht naast de bestaande constructies gewerkt moet worden. Problemen door grondwaterstandsverlaging worden op deze manier vermeden.

Deze methode kent ook nog een variant, waarbij het caisson gedeeltelijk wordt gebouwd (het dak wordt nog niet aangebracht). De wanden moeten daarbij dan wel zo hoog zijn dat ze boven water blijven uitsteken. Na transport en afzinken wordt het caisson verder afgebouwd. Daarna wordt op de hierboven beschreven wijze het geheel op de juiste diepte gebracht.

Ook kan men het caisson geheel afbouwen en daarna verslepen en afzinken. Er is dan bijna sprake van een afgezonken tunnel, alleen wordt het op diepte brengen van het element nu op een andere manier bereikt.

e. wanden-dak methode

Dit is een "dichte" bouwputmethode.

Eerst maakt men de wanden van de tunnel door middel van bijvoorbeeld diepwanden. Daarna wordt de grond tussen de diepwanden ontgraven tot de diepte bereikt is waarop het dak van de tunnel moet komen. Het dak wordt dan gestort (zonder bekisting direct op de ondergrond) en boven het dak wordt de grond weer aangevuld, waarna de activiteiten bovengronds hun normale verloop weer kunnen nemen.

Ondergronds gaat de tunnelbouw verder door de grond onder het dak en tussen de wanden weg te graven. Dit gebeurt tot de diepte bereikt is waarop de vloer gestort kan worden. Met het storten van de vloer is het tunnelprofiel dan klaar. Mede afhankelijk van het al dan niet

aanwezig zijn van waterafsluitende lagen in de bodem moet ook hier onder verhoogde luchtdruk gewerkt worden. Eventueel kan die ondoorlatende laag gerealiseerd worden door grondinjectie toe te passen. Dat zal weliswaar vrij duur zijn, maar daar staat tegenover dat het niet toepassen van de verhoogde luchtdruk besparingen tot gevolg heeft. Dat zou per geval nader onderzocht moeten worden.

Door het snelle herstel van de bovengrondse situatie is deze methode natuurlijk met name geschikt voor die gevallen waarbij men werkt in gebieden met veel verkeer en in gevallen waarbij de grondwaterstand niet mag worden verlaagd.

f. schildmethode

Bij deze methode wordt een holle stalen cilinder (het schild) door vijzels de grond in geschoven. Aan de voorzijde van de cilinder wordt de grond ontgraven, terwijl men aan de achterkant (in de staart van het schild) de tunnel samenstelt uit geprefabriceerde segmenten. De vijzels die het tunnelschild naar voren duwen steunen tegen de al bestaande tunnelmantel. Het bouwproces gaat daarmee als volgt :

- ontgraven (en indien nodig: ondersteunen van het ontgravingsfront)
- vooruitschuiven van het schild (afduwen met behulp van de vijzels tegen de laatstgemonteerde tunnelring)
- plaatsen en monteren van een volgende tunnelring
- volpersen met grout van de open ruimte tussen de tunnelringen en de door het schild gegraven cilinder.

De op deze manier bereikte diameters variëren meestal van 3 tot 10 meter, alhoewel een diameter van 13 meter al eens is gerealiseerd.

Afhankelijk van de omstandigheden heeft men de keuze uit een groot aantal verschillende schilden (zie fig. 6.3) :

1. het handschild : Hierbij gebeurt het ontgraven door middel van met de hand bediende graafwerktuigen, toepasbaar bij een stabiel ontgravingsfront
2. het handschild Wordt gebruikt bij grote tunneldiameters; de met platforms : werkers staan daarbij op de platforms.

3. het handschild
met platforms en
met frontsteun-
platen : Dit wordt toegepast als de grond lopend of
afbrokkelend is en het verlies van grond toch
beperkt moet zijn. De frontplaten worden hier-
bij door vijzels tegen het grondfront aange-
drukt; voor het ontgraven wordt dan telkens
een plaat weggenomen.
4. het semi-mechanische
schild (met graaf-
machine) : Vergelijkbaar met het handschild, alleen ge-
beurt het ontgraven nu mechanisch).
5. het volmechanische
schild (met graaf-
wiel) : Dit schild is uitgerust met een groot wiel dat
roteert; het graafwiel is voorzien van tanden
of snijranden waarmee de grond wordt losgemaakt.
6. het blinde schild : Dit is een schild dat op enkele kleine afsluit-
bare openingen na volledig gesloten is. Het
wordt toegepast bij zachte plastische gronden,
waarbij het de grond verdringt; de hoeveelheid
grond die naar binnen komt is in te stellen
met behulp van afsluitbare openingen.
7. het volmechanische
schild met graaf-
wiel en front-
steunplaten : Dit zijn schilden die aan de voorzijde voorzien
zijn van een roterende (vrijwel geheel gesloten)
graafwiel. Afhankelijk van het type schild
wordt het front in meerdere of mindere mate
ondersteund.
8. het vloeistofschild
met graafwiel : Bij dit type schild vindt het ontgraven plaats
in een met steunvloeistof gevulde ruimte.

Als steunvloeistof wordt een betoniet-water-suspensie gebruikt, wat ervoor zorgt dat het ontgravingsfront voldoende ondersteund wordt. Tevens wordt het intreden van grondwater verhinderd. Het ontgraven gebeurt door middel van een graafwiel.

9. het vloeistofschild

met graafmachine : Eenzelfde type als 8, maar nu met een graafmachine in plaats van een graafwiel.

10. het gronddrukschild

(zie fig. 6.4)

: Bij dit schild bevindt zich achter het graafwiel een trommel waarin de grond die is ontgraven wordt opgevangen. Een in een buis ondergebrachte schroefvijzel verwijdert de grond daarna uit de trommel. Door een instelbare opening aan het begin van de buis kan ervoor gezorgd worden dat de grond in de buis samengedrukt wordt, waardoor een vrijwel waterdichte afsluiting ontstaat.

11. het grond-water-drukschild

: Hierbij wordt de buisopening aangesloten op een waterketel. De druk van het water is daarbij in evenwicht gebracht met de druk van het grondwater. Het schild is daardoor met name geschikt voor grond die te grof is om zich tot een dicht pakket te laten samendrukken (of die te weinig kleidelen bevat om dat te bereiken).

Bij dit alles moet nog opgemerkt worden dat de typen 1 t/m 5 en 7 gebruik maken van verhoogde luchtdruk. Uiteraard heeft dat gevolgen voor de kosten van het gehele bouwproces, met name door de beperkte (wettelijk geregelde) werkduur onder verhoogde luchtdruk en de in- en uitschutverliezen aan arbeidstijd.

Ook bij de andere schildtypen moet er echter rekening mee worden gehouden dat er af en toe onder verhoogde luchtdruk gewerkt zal moeten worden (o.a.

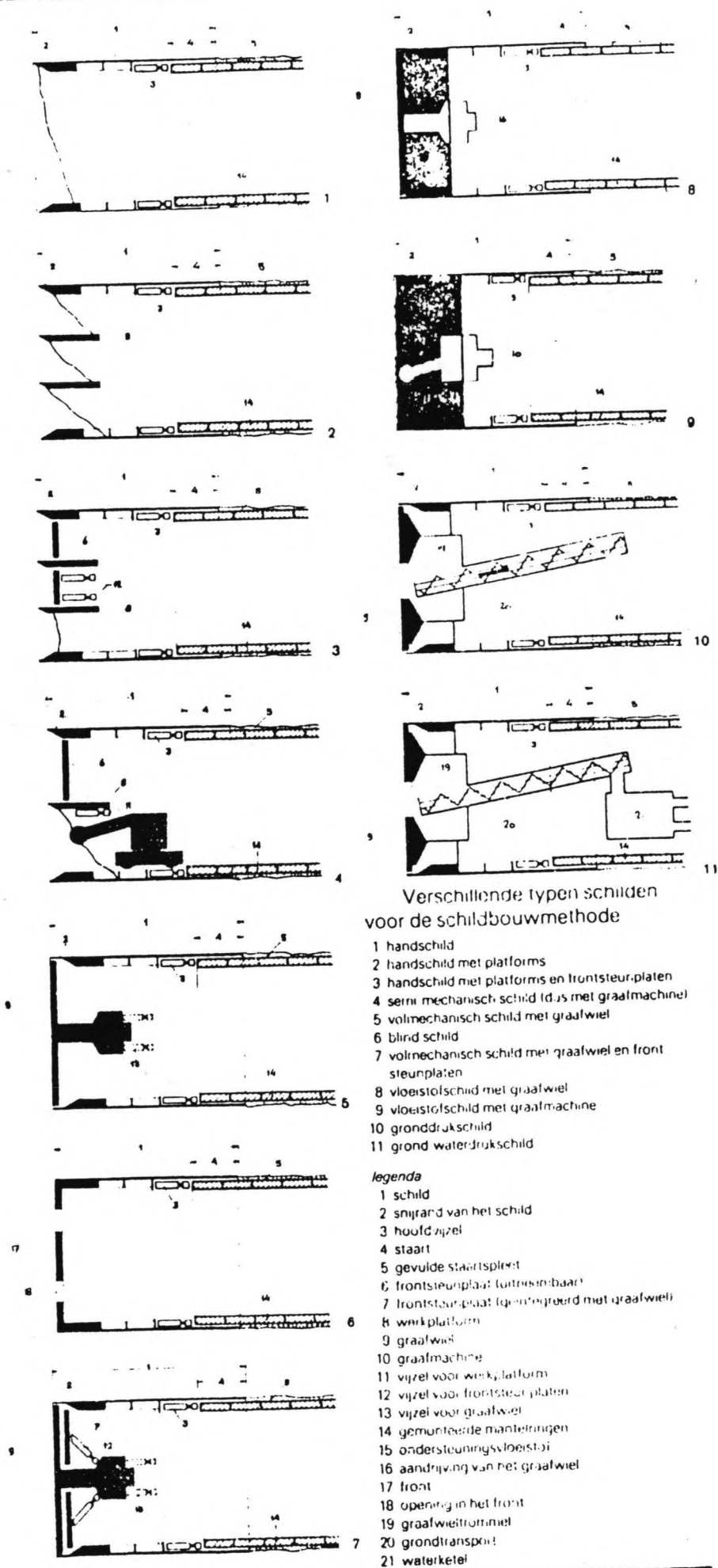


fig. 6.3 Verschillende schildtypen voor de schildmethode.

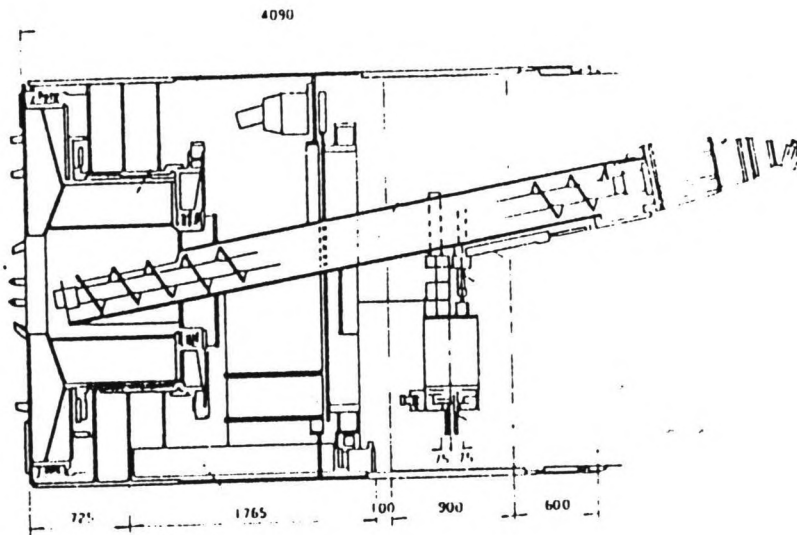


fig. 6.4 Gronddruk schild $\varnothing$ 2,87 m.

GRONDSOORT	STEVIG	PLASTISCH	AFBROKKELEND (SNEL EN LANGZAAM)	LOPEND (MET COHESIE)	LOPEND	VLOEIEND
SAMEN- STELLING	VASTE TOT HARDE KLEI VAST TOT HARD KLEI- HOUDEND ZAND	SLAPPE TOT MATIG- VASTE KLEI SLAPPE SLOEF (SILT)	COHESIEF ZAND EN SLOEF (SILT)	SLOEF (SILT) VOCHTIG ZAND ROVEN MET GRONDWATER	ZAND EN GRIND ZONDER COHESIE	VLOEIBAAR GEWORDEN SLOEF (SILT) LOPEND OF AFBROK- KELEND GRIND MET GRONDWATER ONDER DRUK
TYPE SCHILD	SCHILD MET OPEN FRONT	BLIND SCHILD				BLIND SCHILD IN SILT
		MET LUCHTDRUK		SCHILD MET FRONTSTEUNPLATEN		FRONTSTEUN MET LUCHTDRUK
				OPGESLOTEN GRAAFSCHIJF		GRAAFSCHIJF MET LUCHTDRUK
				SCHILD MET VLOEISTOFONDERSTEUNING		
		TOEPASSING ONBEKEND		GRONDDRUKSCHILD		GROND- WATER- DRUKSCHILD

Fig. 6.5:
Toepassingsgebied van de ver-
schillende typen schilden

tijdens reparatie of tijdens vervangingswerkzaamheden en bij het verwijderen van obstakels in het boorpad). Het gevolg hiervan is dat de tunnel daarom altijd voldoende dekking moet hebben om dat mogelijk te maken. Meestal is een gronddekking van 1 à 1.5 maal de tunneldiameter voldoende. Bij een kleine gronddekking (bijvoorbeeld 1 maal de tunneldiameter) wordt dan vaak tijdelijk een bodemverzwaring aangebracht op de plaatsen waar er verhoogde luchtdruk gebruikt moet worden. In figuur 6.5 is het toepassingsgebied van de verschillende typen schilden nog eens aangegeven.

In tegenstelling tot de andere tunnelbouwmethoden is de schildmethode hier uitvoerig behandeld. Dit is gedaan aangezien deze bouwmethode in Nederland nog weinig is toegepast en wel eens gemakkelijk buiten beschouwing wordt gelaten. Het grote voordeel van deze methode is duidelijk : alle werkzaamheden vinden ondergronds plaats en de bovengrondse activiteiten kunnen normaal doorgang vinden.

Problemen kunnen echter wel optreden door het aan het oppervlak optreden van deformaties van de grond. In bepaalde moeilijke gevallen kan men nog de hulp van vriesmethoden inroepen : de grond wordt daarbij tijdelijk bevroren waardoor steenachtige eigenschappen worden verkregen. Problemen met grondwaterintreding zijn daarbij dan uiteraard opgeheven en ook de oppervlaktezettingen kunnen zeer beperkt worden. De kosten zijn echter wel erg hoog.

g. boormethoden

Het maken van een tunnel in rots kan plaatsvinden door te boren, of door het gebruik van springladingen (zie h). Wat het boren betreft heeft men dan nog de keuze uit twee systemen :

- Boren met een "Full face" machine, waarbij het tunnelprofiel over de gehele doorsnede tegelijk wordt uitgeboord.
- Boren met een "Teilschnitt" machine, waarbij door middel van een snijkop het tunnelprofiel na een ingraving op één plaats geleidelijk over het gehele profiel wordt weggegraven.

De "Full face" machine geeft altijd een ronde tunneldoorsnede; met de "Teilschnitt" machine is de vorm van de doorsnede vrij te kiezen.

h. methode met behulp van springladingen

Dit is de oudste en tot nu toe meest gebruikte methode voor het maken van tunnels in rotsbodems. Zoals de naam al aangeeft, wordt het tunnelprofiel gemaakt door een rots te laten springen met behulp van springladingen. Voordeel ten opzichte van methode g is dat er geen dure boormachine nodig is (met veel noodzakelijk onderhoud aan alle bewegende onderdelen). Het nadeel is dat het hier gecreëerde profiel òf te groot òf te klein is. In beide gevallen moeten extra afwerkingsmaatregelen worden getroffen.

i. "uitschuif" methode

Dit is een bouwwijze, waarbij geen apart bouwdok nodig is. Daarbij kan, door gebruik te maken van de in ieder geval te maken inritkuip, bij een minimaal grondgebruik toch een volledige tunnel gemaakt worden. De werkwijze is daarbij als volgt : in de inritkuip wordt eerst het tunnelportaal gemaakt. De opening daarvan wordt iets ruimer gemaakt dan het uiteindelijke tunneldwarsprofiel (in buitenmaten) zal worden. Daarna wordt de eerste tunnelmoot in de inritkuip gemaakt (het liefst zo groot mogelijk). Als dat af is worden de kopschotten aangebracht en wordt de inritkuip onder water gezet. Dat gebeurt door de waterweg via het tunnelportaal te verbinden met de bouwput. De eerste tunnelmoot wordt dan vervolgens met behulp van vijzels door het portaal naar buiten gedrukt. Daarvoor moet dus een gedeelte van de "zink" sleuf al gereedgemaakt zijn. Na het sluiten van de open verbinding met het water (bijvoorbeeld door het opblazen van rubberprofielen in het portaal, die komen dan tegen de tunnelwand te drukken en zorgen zo voor een waterdichte afsluiting) wordt het water in de inritkuip weggepompt. Het hele proces kan dan weer van voren af aan beginnen met de bouw van het volgende element. Dat kan meteen aansluitend aan het vorige gemaakt worden. Doordat de uitgeschoven delen ongeveer gewichtloos gehouden kunnen worden, zal de benodigde kracht voor het uitschuiven van een nieuwe moot nauwelijks toenemen bij een oplopend aantal uitgeschoven tunnelmooten.

Een vergelijkbare methode is toegepast bij de bouw van de tunnel in Rijksweg 43 onder het Prinses Margrietkanaal (literatuuropgave ref. 17).

Deze methode is toepasbaar voor niet al te lange gesloten gedeeltes. Het gesloten gedeelte wordt in zijn geheel gebouwd in één der afritten. Vervolgens wordt deze afrit onder water gezet. Het tunnelelement, voorzien van kopschotten, wordt opgedreven, naar de afzinkpositie verhaald, en afgezonken. Het element is voorzien van een verticale opstaande rand om in afgezonken positie een waterafsluiting te verkrijgen (zie figuren 6.6 en 6.7).



FIG. 8a ZINKELEMENT IN AFRIT



FIG. 8b ZINKELEMENT OPGEDEVEN EVENWUJDIG AAN AFRIT



FIG. 8c ZINKELEMENT WATERPAS

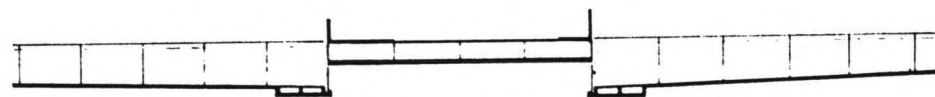


FIG. 8d ZINKELEMENT WATERPAS BOVEN ZINKSLEUF

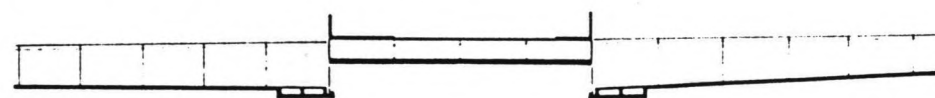


FIG. 8e ZINKELEMENT EVENWUJDIG AAN ZINKSLEUF



ZINKELEMENT AFGEZONKEN

figuur 6.6 - afzinkprocedure

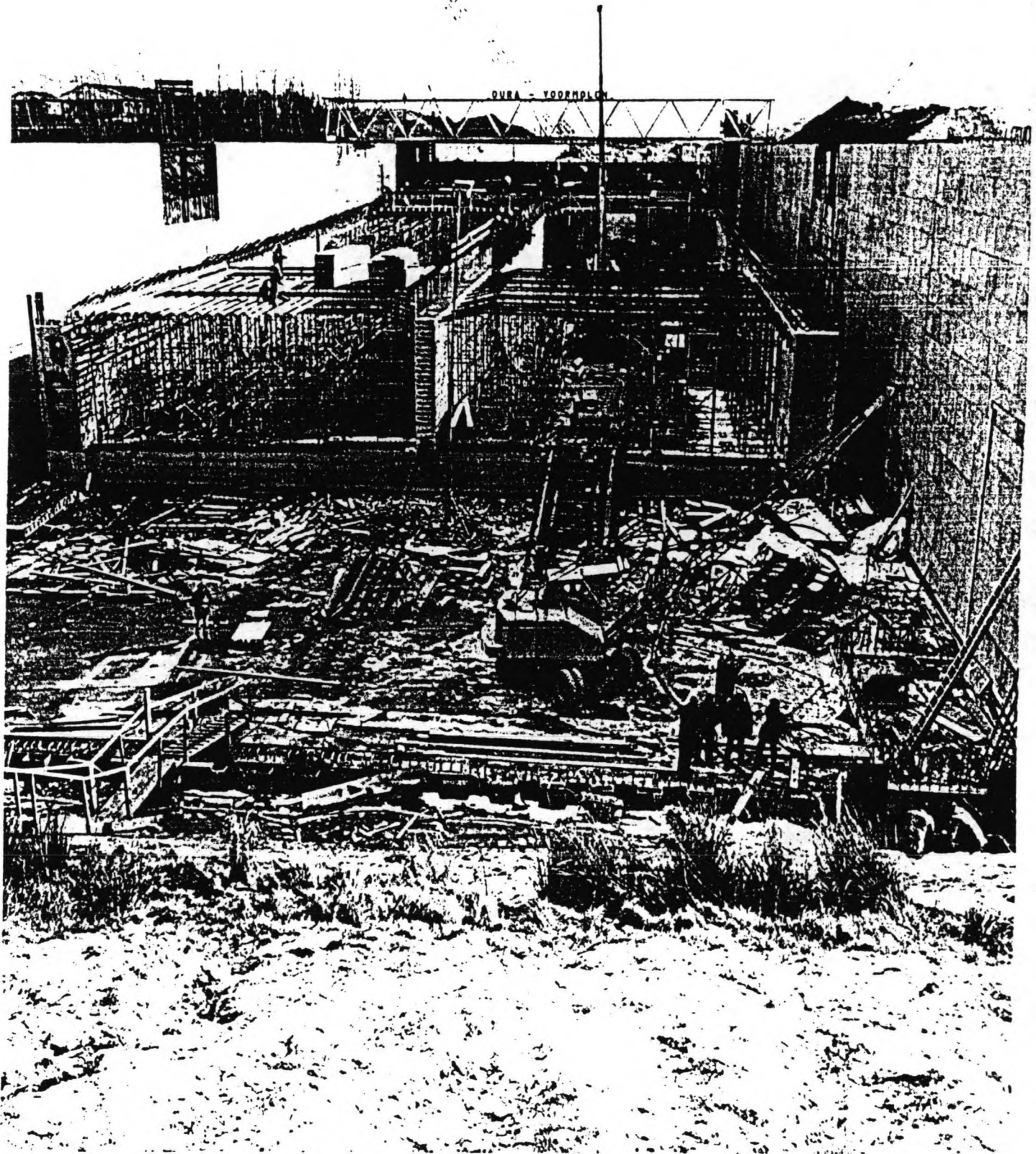


fig. 6.7

Een bijzondere bouwplaats voor een tunnelement: de aansluitende afrit
foto: Cement/Bob de Ruiter

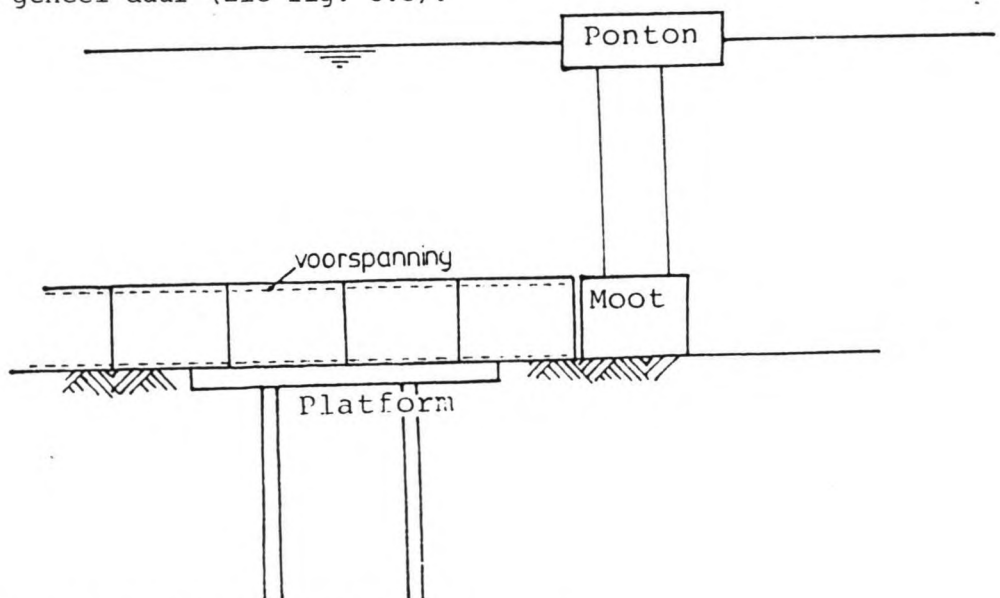
j. uitbouwmethode

Hiermee wordt een bouwmethode bedoeld die grote overeenkomst vertoont met de uitbouwtechniek zoals die tegenwoordig vaak bij het maken van bruggen gebruikt wordt. Bedoeld wordt het uitbouwen van een kunstwerk door middel van het aanplakken van geprefabriceerde delen aan het al bestaande deel van het bouwwerk. De "aanplakken" geschiedt door de nieuwe moot met behulp van voorspanning tegen de bestaande constructie aan te trekken. Dat is op zich nog niet zo erg eenvoudig, want dit moet allemaal onder water gebeuren. Dit betekent dat er duikers nodig zullen zijn om het voorspannen uit te voeren.

Voor deze bouwmethode is een (of een aantal) vast(e) steunpunt(en) nodig. Dat betekent dat deze methode alleen toegepast kan worden bij constructies die op palen gefundeerd zijn. Het uitbouwen dient verder zoveel mogelijk symmetrisch plaats te vinden.

Het grote voordeel van deze methode is, dat de fabricageplaats van de moten vrijwel geheel vrij te kiezen is. Door de moten klein genoeg te kiezen is het transport namelijk goed mogelijk, mits de dwarsdoorsnede niet al te groot is. Verder kan de bouwplaats van de moten betrekkelijk klein zijn doordat er continu moten afgeleverd worden.

Het grote nadeel van deze methode is het grote aantal voegen dat op deze manier in de constructie aanwezig is. Dat speelt des te zwaarder bij een tunnel, aangezien die waterdicht moet zijn en onder grote waterdrukken komt te staan. Voegen vragen derhalve om speciale voorzieningen en dat maakt het geheel duur (zie fig. 6.8).



figuur 6.8 - schets "uitbouwmethode"

6.2 Keuze van de bouwmethode

Uit de hiervoor besproken tunnelbouwmethoden moet nu de meest geschikte worden gekozen. De keuze tussen de typen wordt onder meer bepaald door :

1. de kosten
2. de hinder voor de waterafvoer en de scheepvaart tijdens de uitvoering
3. plaatselijke omstandigheden zoals de beschikbare ruimte voor het insnoeren van de waterloop of voor het geheel of gedeeltelijk omleggen daarvan bij ter plaatse gebouwde tunnels.
4. de fysieke en technische mogelijkheden, bijvoorbeeld : de diameterbeperking bij vloeistofschilden, het kunnen baggeren van een zinksleuf (theoretisch kan men ook een sleuf in een rots maken m.b.v. springstoffen, doch dit zal zeer kostbaar zijn).

Wanneer gekeken wordt naar de bodemeigenschappen dan zien we dat de bodem uit zachte grondsoorten is opgebouwd. Dat betekent dus dat de boormethode (methode g) en de methode met springladingen (methode h) verder buiten beschouwing kunnen worden gelaten. Ook de "wanden-dak" methode (methode e) blijft verder buiten beschouwing. Deze methode is namelijk bedoeld voor het werken op het land. Daar is een droge bouwkuip voor nodig. Er wordt bij deze methode gebruik gemaakt van diepwanden omdat het door plaatsgebrek niet mogelijk is om een grote bouwkuip te maken. In feite doet men nu dubbel werk: eerst een begrenzing maken met behulp van damwanden en dan nog eens met diepwanden. Verder moet dan onder het dak nog met een verhoogde luchtdruk gewerkt worden met alle problemen en kosten van dien. Reden genoeg om deze bouwwijze niet toe te passen.

De caissonmethode valt ook af. Aangezien hier een tunnel onder een waterweg wordt gebouwd, valt de methode waarbij op het maaiveld wordt gebouwd af. De variant waarbij het caisson versleept wordt vanaf de bouwplaats naar de uiteindelijke bestemming is ongunstig gezien het werken onder water. De afzinkmethode is dan veel eenvoudiger.

De uitbouwmethode is hier vanwege de grote dwarsdoorsnede niet goed bruikbaar. De moten zouden in verband met de hanteerbaarheid erg klein worden; dit zou zeer veel aansluitnaden inhouden, wat de constructie veel te duur maakt.

Een schematisch overzicht is te zien in fig. 6.9. Hierin staan de overblijvende bouwwijzen, die technisch goed mogelijk lijken, aangegeven. Vervolgens zal een definitieve keuze voor de bouwmethode worden gemaakt, waarbij allereerst de vorm van het dwarsprofiel (rond of rechthoekig) wordt gekozen.

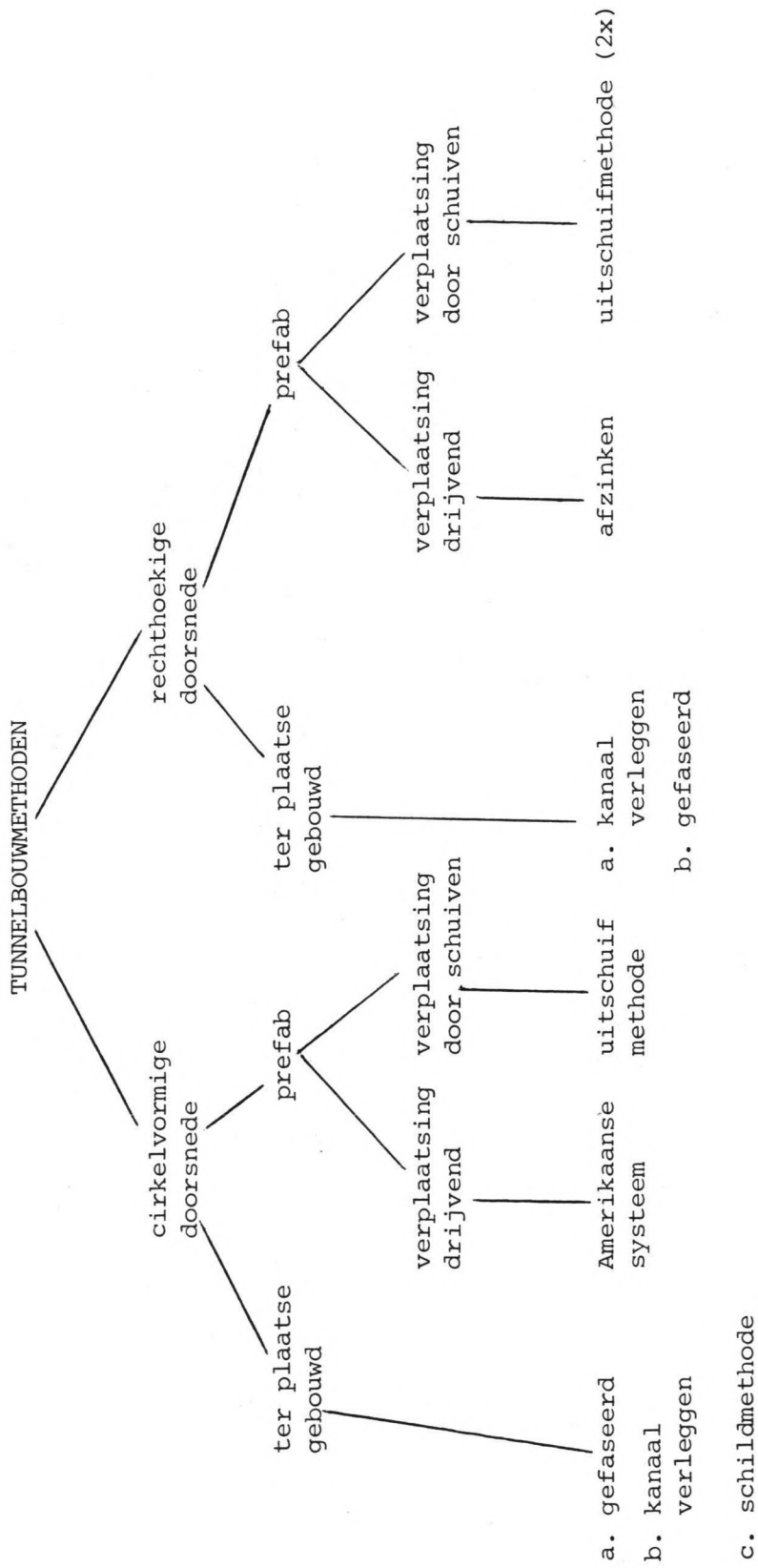
Allereerst wordt de keuze gemaakt tussen een ronde en een rechthoekige doorsnede. De volgende punten spelen een rol :

1. De cirkelvormige tunnel bevat (normaal gesproken) maximaal twee rijstroken per element. Een rechthoekige doorsnede kan veel meer rijstroken bevatten. 2 x 4 of 2 x 5 rijstroken is nog goed haalbaar.
2. Een rond dwarsprofiel wordt in tegenstelling tot een rechthoekige doorsnede niet optimaal benut.
3. Samenhangend met het vorige punt is dat het wegdek dieper komt te liggen, waardoor langere hellingen nodig zijn en de tunnel dus aanmerkelijk duurder wordt.
4. De cirkelvorm is veel geschikter voor het opnemen van de optredende belastingen. In de ring ontstaan drukspanningen, tengevolge van de waterdruk en gronddrukken, terwijl er bij een rechthoekige tunnel ook buig- en schuifspanningen ontstaan. Dit gaat bij toenemende waterdiepte een steeds grotere rol spelen.

De keuze valt hier op een rechthoekige doorsnede, aangezien 2 x 3 rijstroken nodig zijn en dit bij een cirkelvormige doorsnede 3 of 4 tunnelbuizen zal opleveren. Het gevolg is een vele malen duurdere tunnel, een veel groter ruimtebeslag en veel meer benodigde voorzieningen. Bovendien het nadeel van het dieper gelegen wegdek, terwijl voor wat de spanningen betreft een rechthoekige doorsnede hier goed toepasbaar is.

Op basis van het bovenstaande valt de schildmethode als bouwwijze af. We houden nu de volgende bouwwijzen over :

- a. open bouwput methode
- b. schaalmethode (valt eigenlijk onder a)
- i. uitschuifmethode
- c. afzinken.



Figuur 6.9 Schematisch overzicht tunnelbouwmethoden

De open bouwput methode valt af in verband met de eisen die aan de breedte van het Noordzeekanaal worden gesteld in verband met de scheepvaart. (Een van de randvoorwaarden is dat het kanaal niet verlegd of verbreed mag worden.)

Het aantal schepen en het tonnage van deze schepen bedroeg in 1982 :

0 - 5 000 ton	aantal : 2663
5 000 - 20 000 ton	1266
20 000 - 50 000 ton	298
50 000 - 80 000 ton	47
> 80 000 ton	1

De gemiddelde afmetingen van de schepen zijn :

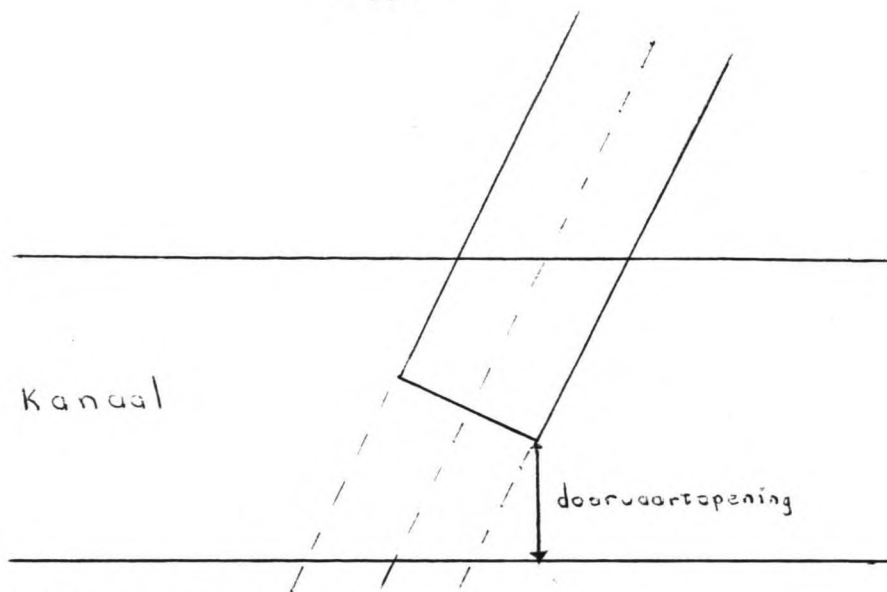
	L	B	D
5 000 ton	110 m	15 m	7 m
20 000 ton	160 m	20 m	8.5 m
50 000 ton	200 m	30 m	11.5 m
80 000 ton	245 m	35 m	13.5 m
grootste schip	260 m	41 m	13.7 m

Als vuistregel wordt wel aangenomen dat de benodigde vaarbreedte in een kanaal 3 x de scheepsbreedte dient te bedragen. De huidige breedte van het Noordzeekanaal bedraagt 186 meter op de bodem en ongeveer 300 meter op de waterspiegel.

Wanneer de open bouwput methode nu zou worden toegepast, zou de resterende breedte voor de scheepvaart ongeveer 80 meter bedragen. Dit houdt in dat schepen boven de 50 000 ton niet in de haven van Amsterdam ontvangen zullen kunnen worden (ook niet alle schepen tot 50 000 ton). Dit wordt onacceptabel geacht.

De Wijkertunnel loopt bovendien niet loodrecht op de as van het Noordzeekanaal. Dit beperkt de ruimte voor de scheepvaart nog meer. (zie fig. 6.10).

Derhalve wordt deze bouwwijze verworpen.



Figuur 6.10 - Resterende doorvaartopening

N.B.

Deze bouwwijze is wel toegepast voor de bouw van de Velsertunnel (1953 - 1957). In deze tijd waren de schepen kleiner. Man maakte hier bij het gefaseerde bouwen gebruik van het feit dat het kanaal ter plaatse verbreed diende te worden. Tegen het afzinken pleitte hier dat bij het graven van een zinksleuf een kleilaag van 1 meter dikte doorbroken zou worden, die een scheiding vormde tussen zoet water en het brakke water erboven, zodat het zoete water (drinkwatervoorziening!) geïnfiltreerd zou worden.

De uitschuifmethode is hier technisch goed toepasbaar, maar aangezien dit ook geldt voor de afzinkmethode is het toch niet zinvol om deze hier te gebruiken. De kosten zullen namelijk aanzienlijk hoger liggen dan bij gewoon afzinken en de bouwtijd zal aanmerkelijk langer zijn.

De uiteindelijke keuze valt dus op een afgezonken tunnel met een rechthoekige doorsnede. Voor deze bouwmethode spreken de volgende voordelen :

De afzinkmethode is in Nederland reeds vele malen (o.a. Drechtunnel, Coentunnel en Hemspoortunnel) toegepast, zodat uitgebreide kennis en ervaring aanwezig is. Verder zitten aan het afzinken twee wel zeer attractieve aspecten : de gunstige planning en de geringe benodigde hoeveelheid tijdelijke en blijvende, niet in de uiteindelijke tunnel van nut zijnde hulpconstructies. De activiteiten in het droogdok, de bouw in situ van de op- en afritten en het prepareren van de afzinksleuf vormen de belangrijkste bouwstromen. Het in moten storten van de tunnel-elementen en van de bodem en wanden van de op- en afritten zorgen voor het repetitie-effect. Los hiervan staat het feit dat dit repetitie-

effect in het geval van de bouw van de elementen van het gesloten gedeelte (afgezonken gedeelte) van de Wijkertunnel nog groter is. De Wijkertunnel gaat namelijk deel uitmaken van een zogenaamde tunnelstroom. Deze tunnelstroom houdt in het na elkaar bouwen van in ieder geval drie tunnels (Noordtunnel, tweede Coentunnel en Wijkertunnel, mogelijk nog een vierde), waarbij de bouw van de elementen zoveel mogelijk uniform zal zijn om een hoge mate van repetitie te verkrijgen. Het bouwdok voor de bouw van de elementen van de Wijkertunnel (wat dus ook voor de andere tunnels gebruikt gaat worden) is reeds aanwezig. Hiervoor wordt het bouwdok aan het Noordzeekanaal bij Amsterdam gebruikt, waar ook de elementen voor de Coentunnel en de Hemspoortunnel zijn gebouwd. Het al aanwezig zijn van een bouwdok voor de zinkelementen maakt de afzinkmethode tot de aantrekkelijkste bouw-methode.

Het slepen over grote afstanden levert geen problemen op.

Het Noordzeekanaal heeft voldoende diepte en voldoende breedte om goed te kunnen manoeuvreren (voor de Noordtunnel worden de zinkelementen vanuit het bouwdok bij Amsterdam over het Noordzeekanaal naar IJmuiden en vervolgens door de sluizen en over zee versleept !).

De lengte van de zinkelementen hangt af van de uiteindelijke lengte van het gesloten gedeelte. Ook het aantal zinkelementen hangt hiervan af. Voor de maximale lengte van één zinkelement is geen vast waarde aan te geven. Voor de Hemspoortunnel zijn elementen met een lengte van 260 meter toegepast. Het aantal zinkelementen zou binnen de gegeven minimale en maximale lengte (hoofdstuk 11) van het gesloten gedeelte van de tunnel kunnen variëren van 2 - 5.

De zinkelementen zijn opgebouwd uit moten met een lengte van ca 20 meter.

7. Bouwmethode voor de afritten

7.1 Overzicht diverse bouwputten

Er zijn diverse mogelijkheden voor het maken van een bouwput voor de bouw van afritten. Een schematisch overzicht hiervan is te zien in figuur 7.1. In het geval van de Wijkertunnel is voldoende ruimte aanwezig voor het maken van taluds bij het maken van de bouwput (hierbij wordt echter niet gesteld dat dit ook direct de aantrekkelijkste oplossing is).

Er is geen afsluitende kleilaag aanwezig. De eerste twee mogelijkheden voor de bouwput vallen nu uit het schema af te lezen :

- a. klassieke bouwput met bemaling
- b. vliesbouwmethode

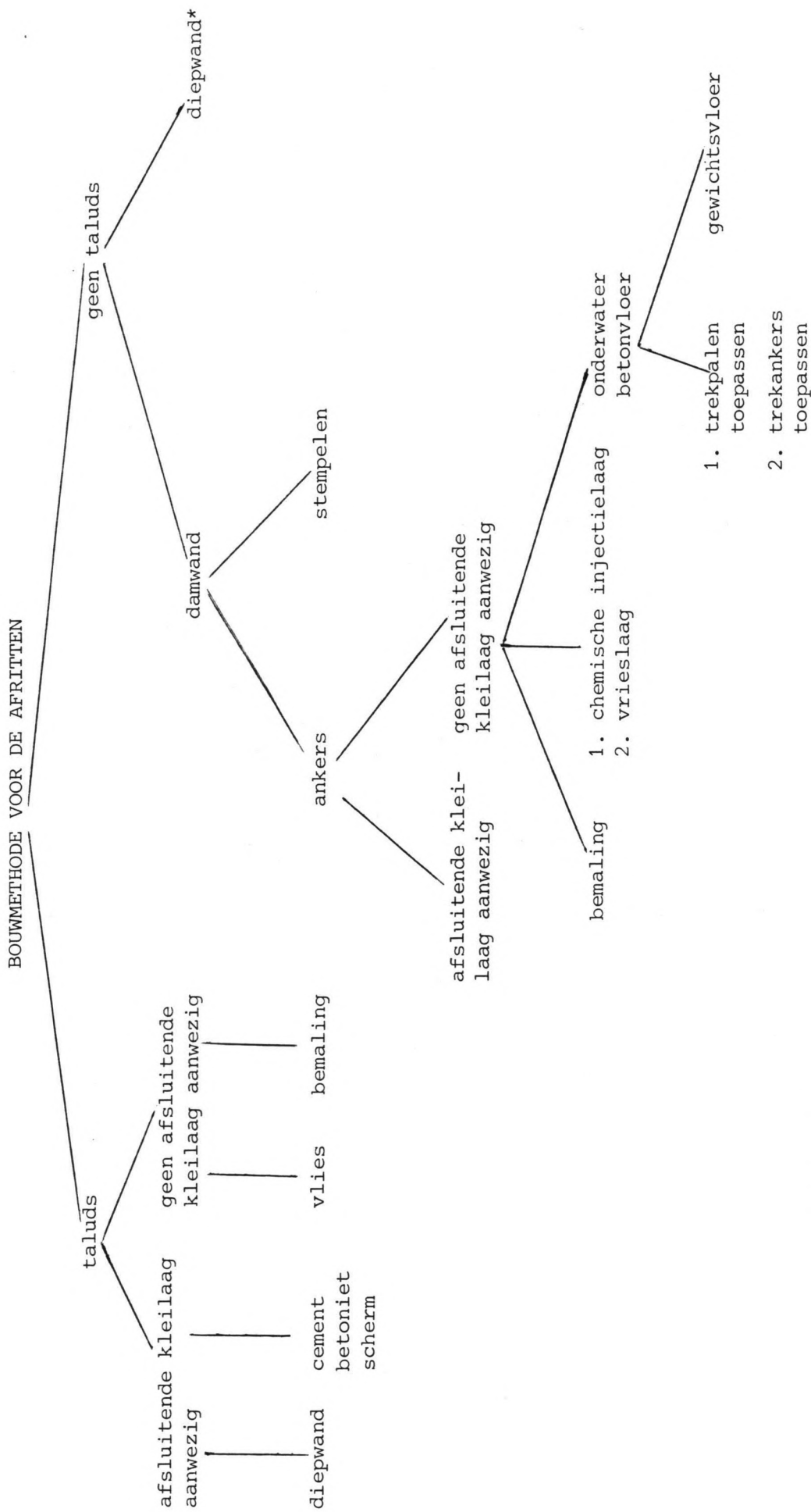
a. klassieke bouwput

Een door taluds begrensde ingraving, waarvan de bodem ligt op het niveau van de onderzijde van de afritvloer en waarvan de breedte correspondeert met de buitenmaten van de definitieve afrit vermeerderd met enige ruimte voor de bekistingen en voor werkwegen.

Vanaf de bodem worden trekpalen geheid en na het aanbrengen van de werkvloer wordt de betonconstructie gemaakt. Na voltooiing wordt de put vanaf de insteek tot aan de wanden aangeaard (niet noodzakelijk). De eigenlijke bouw geschiedt in den droge en dus zal een bemaling ervoor moeten zorgen dat gedurende de bouw het grondwater tot beneden de bouwputbodem wordt verlaagd.

Als bezwaren tegen deze bouwmethode kunnen worden aangevoerd :

1. het grote ruimtebeslag (de taluds vragen veel meer ruimte dan voor de uiteindelijke constructie nodig is). In het geval van de Wijkertunnel is er echter geen ruimtebeperking.
2. mogelijke gevolgen voor de omgeving door de bemaling. Deze gevolgen kunnen zijn :
 - * uitdrogingsschade aan gewassen e.d.
 - * mogelijke schade aan gebouwen (zettingen !)
 - * onttrekking van drinkwater in drinkwatergebied



*zie verder onder damwand

Figuur 7.1 - Schematisch overzicht bouwwijzen afritten

- * beïnvloeding van de kwaliteit van het grondwater (bv. optrekken van zout grondwater)
- * aantrekken van op het grondwater drijvende schadelijke vloeistoffen
- * zettingen van het maaiveld (let op aansluitingen van gebouwen en drainage van weiland op afschot).

Een schema voor het ontwerp van een bemaling is te vinden in figuur 7.2.

Vergunning bemalingen

In 1984 is de nieuwe Grondwaterwet van kracht geworden, waarbij het grondwaterbeheer aan de provincies wordt opgedragen. De grondwaterwet draagt aan de Provinciale Staten op bij een verordening nadere regels ten aanzien van het beheer van grondwater op te stellen. Deze regels zijn vervat in provinciale verordeningen.

Ten aanzien van grondwateronttrekking geeft de Provinciale Waterstaat Noord Holland de volgende procedure :

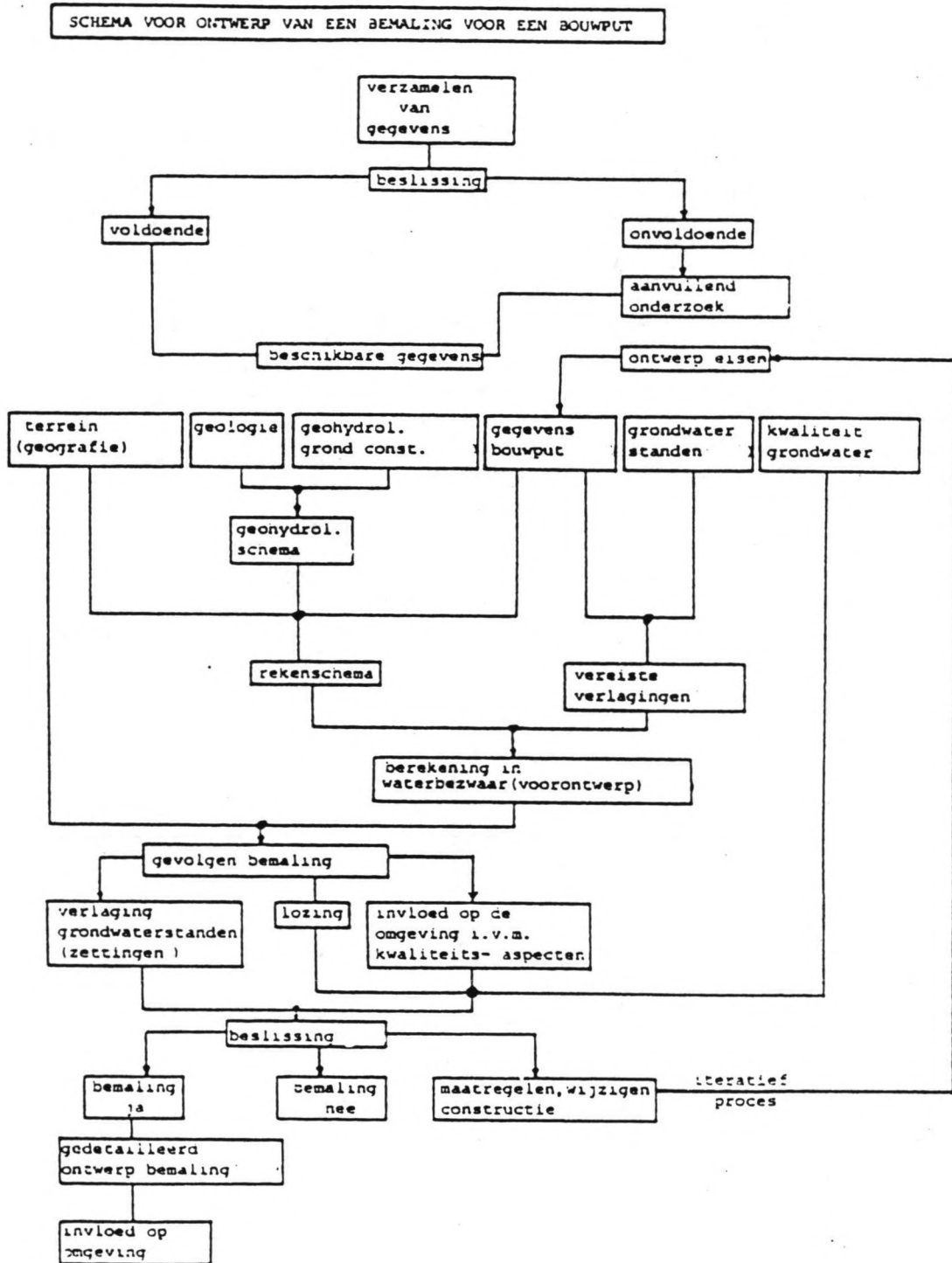
- Wanneer langer dan 6 maanden of meer dan 25 000 m³ per maand wordt onttrokken is men vergunningplichtig (dit is bij de Wijkertunnel het geval).
- Wanneer korter dan 6 maanden en tussen de 10 000 en 25 000 m³ per maand wordt onttrokken is men registratieplichtig (en heffingsplichtig).
- Onder de 10 000 m³ per maand is men meldingsplichtig.

Voor grote bemalingen moet, na de aanvraag van een vergunning, door de Technische Commissie Grondwaterbeheer advies worden uitgebracht; voor kleinere hoeveelheden wordt eventueel een Provinciale Commissie ingeschakeld.

De bescheiden worden gedurende één maand ter visie gelegd bij de gemeentesecretarie van de gemeente waarin de beoogde onttrekking en/of infiltratie zal geschieden.

Vervolgens volgt een hoorzitting. Provinciale Waterstaat verwerkt de bezwaren in het advies aan G.S. waarna deze direct beslissen (dus geen ontwerpbeschikking).

Belangrijke aspecten in de grondwaterwet zijn :



Figuur 7.2 - Schema voor ontwerp van een bemaling voor een bouwput.

- Er wordt geen onderscheid gemaakt tussen een onttrekking en een infiltratie.
- Er is een gedoogplicht voor omwonenden voor het verrichten van onderzoek op hun terrein.
- In de vergunningen kunnen maatregelen zijn voorgeschreven ter bescherming van de bij het grondwaterbeheer betrokken belangen.
- De provincies zijn bevoegd een heffing op te leggen bij onttrekkingen. Als grondslag voor de heffing geldt de onttrokken hoeveelheid grondwater.
- De Provinciale beschikking dient binnen één jaar, vanaf het tijdstip van aanvraag, te worden genomen.
- Beroep tegen de beschikking is mogelijk bij de Kroon.

In het geval van de Wijkertunnel lijkt het verkrijgen van een vergunning geen probleem aangezien geen van de op blz. 38 en 40 genoemde mogelijke schadelijke gevolgen van de bemaling voor de omgeving al te grote problemen zal opleveren.

Bemalingsschema

Op het eerste gezicht lijkt een klassieke bouwput een goede mogelijkheid. Om enig inzicht te verkrijgen in de haalbaarheid van deze oplossing dient een (globale) berekening gemaakt te worden van de hoeveelheid op te pompen water.

De waterafvoer naar een volkomen bron in een bodem met een vrije waterpiegel en een stationaire stroming met behulp van de formule van Dupuit :

$$Q = \frac{\pi \cdot K(H^2 - h^2)}{\ln R - \ln r} \quad (\text{zie figuur 7.3})$$

(NB.: Q is negatief bij wateronttrekking)

a. de reikwijdte R

De reikwijdte van een bemaling is de afstand vanuit het centrum van de bouwput tot dat punt, waar geen meetbare verlaging van de grondwaterspiegel meer valt te bespeuren. Voor de bepaling van R wordt in het algemeen gebruik gemaakt van empirische formules, die betrekking hebben op één enkele bron. Voor een eerste benadering wordt voor de berekening van het debiet de bronnering vervangen door één denkbeeldige bron in het centrum van de bouwput. R wordt dan gemeten vanuit dit centrum. Na een uitvoerige analyse van uitgebreide onderzoeken is Sichardt tot de volgende empirische formule voor de reikwijdte gekomen:

$$R = 3000 \phi \sqrt{K}$$

Hierin is ϕ de potentiaalverlaging en K in m/s de doorlatendheidscoëfficiënt. Deze formule levert zeer goed bruikbare waarden voor R op, althans voor kleine onttrekkingen. Voor grote, zoals hier, geeft Sichardt een te kleine R en daardoor een te groot debiet. Het is dan beter de reikwijdte als functie van de tijd te bepalen (neem $t = 2$ jaar) bijvoorbeeld met de formule

$$R = 1.5 \frac{KHt}{p}$$

met : p = meewerkend poriënvolume

t = tijd in s

b. de doorlatendheidscoëfficiënt K

De waarde van de doorlatendheidscoëfficiënt K is voor de grondwaterstroming, in het bijzonder voor de berekening van het debiet van een bemaling, van zeer groot belang. De waarde van K is van zeer veel factoren afhankelijk, zoals : korrelgradatie, korrelvorm, pakingsgraad, bindingskracht en temperatuur van het water. De waarde van K kan o.a. worden bepaald aan de hand van een korrelverdelingsdiagram. Nauwkeurig kan de waarde van K echter worden bepaald aan de hand van pompproeven.

In aansluiting op het begrip doorlatendheid wordt in de hydrologie het begrip doorlaatvermogen van een watervoerend pakket met een doorlatendheidscoëfficiënt K aangegeven door het produkt $K.H$.

Een doorlaatvermogen van $100 \text{ m}^2/\text{dag}$ is gering, terwijl $K.H = 10\,000 \text{ m}^2/\text{dag}$ vrij groot is. Een overzicht van de gemiddelde K-waarden (in m/s) van de meest voorkomende Nederlandse grondsoorten wordt gegeven in Tabel 7.1.

Ter plaatse van de Wijkertunnel is voornamelijk fijn tot zeer fijn zand te vinden (zie bijlage I). Voor de doorlatendheidscoëfficiënt zal een waarde van $K=2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ aangenomen worden.

<u>Grondsoort</u>	<u>gemiddelde K-waarden (m/s)</u>
grind	$> 1.0 \cdot 10^{-2}$
grof zand met fijn grind	$1.0 \cdot 10^{-2} - 1.0 \cdot 10^{-3}$
grof zand	$1.0 \cdot 10^{-3} - 1.0 \cdot 10^{-4}$
fijn zand	$1.0 \cdot 10^{-4} - 1.0 \cdot 10^{-5}$
zeer fijn zand	$1.0 \cdot 10^{-5} - 1.0 \cdot 10^{-6}$
klei en sterk leemhoudend zand	$1.0 \cdot 10^{-6} - 1.0 \cdot 10^{-8}$
zandige klei	$1.0 \cdot 10^{-8} - 1.0 \cdot 10^{-10}$
klei	$< 1.0 \cdot 10^{-10}$

Tabel 7.1 - K-waarden voor diverse grondsoorten

Bij het opstellen van een bemalingsschema wordt in eerste instantie uitgegaan van de volgende veronderstellingen :

- de grond is homogeen en isotroop
- de doorlatendheid $K=2 \cdot 10^{-4}$ m/s
- vrije waterspiegel
- breedte van de bouwput : 50 meter
- lengte van de bouwput : 350 meter
- afstand bouwputgrens - Noordzeekanaal : 140 meter
- bronnen hebben gelijk debiet
- er is geen afsluitende laag (zie bijlage I). Derhalve moet worden uitgegaan van onvolkomen bronnen

Indien de bouwput vlakbij open water wordt aangelegd, dan is het te verwachten dat het debiet van de bronbemaling zal toenemen.

Forchheimer heeft nu voor de berekening van het debiet een rekenmethode aangegeven: de spiegelmethode.

Forchheimer denkt de door het open water ingenomen ruimte opgevuld met dezelfde doorlatendheid als de bodem van de bouwput. In de denkbeeldige grond wordt symmetrisch ten opzichte van de oever een bron aangenomen van dezelfde afmetingen als die van de bouwput; met deze bron wordt een hoeveelheid water geïnfiltreerd gelijk aan de hoeveelheid, die door de bron van de bouwput aan de grond wordt onttrokken.

N.B.: Het is echter de vraag of de bodem van het Noordzeekanaal als volkomen doorlatend gezien mag worden. Vaak vormt zich op de bodem van een kanaal een sliblaag met een zeer beperkte doorlatendheid. Dit zou de situatie gunstiger maken.

Berekening pompdebiet

We kunnen bij de spiegelmethode de volgende formule hanteren (zie fig. 7.3):

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi \cdot K} (\ln x_2 - \ln x_1)$$

waarbij : Φ = 15 meter, dit is de te bereiken ontwateringsdiepte)

h = 11 meter, rekening houdend met voldoende filterlengte

$$\rightarrow H = h + \Phi = 11 + 15 = 26 \text{ meter}$$

$$K = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$x_2 = 2(140 + 80) \text{ meter, zie figuur 7.3}$$

$$x_1 = 80 \text{ meter}$$

Invullen van bovenstaande waarden in de gegeven formule levert :

$$676 - 121 = \frac{Q}{\pi \times 2 \times 10^{-4}} (\ln 2(140 + 80) - \ln 80)$$

$$\rightarrow Q = 0.20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 720 \text{ m}^3/\text{h}$$

We hebben hier te maken met een onvolkomen bron.

Derhalve moet gerekend worden met een toeslag van 30% :

$$\begin{aligned} Q_{\text{onv}} &= Q_{\text{volk}} \times 1.3 \\ &= 936 \text{ m}^3/\text{h} \end{aligned}$$

Om de beginfase niet te lang te laten duren (er is tijd nodig om de gewenste verlaging van de grondwaterstand te bereiken) wordt hier een extra verhoging van 10% bovenop gelegd :

$$Q = 1030 \text{ m}^3/\text{h}$$

Of, per maand :

$$Q = 1030 \times 30 \times 24 \approx 720\,000 \text{ m}^3/\text{maand}$$

We dienen nu nog te bepalen hoeveel pompen er nodig zijn om het gewenste debiet te kunnen afpompen.

Per bron is de opbrengst :

$$q = 2\pi \cdot r \cdot l_f \cdot \frac{\sqrt{K}}{15}$$

met :

$$r = \text{filterdiameter} = 0.35 \text{ m}$$

$$l_f = \text{filterlengte} = 10 \text{ m}$$

$$q = 2\pi \times 0.35 \times 10 \times \frac{\sqrt{2 \times 10^{-4}}}{15} = 20.7 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q = 75 \text{ m}^3/\text{h}$$

Aantal pompen :

$$n = \frac{Q}{q} = \frac{1030}{75} = 13.73 \rightarrow 14 \text{ pompen.}$$

Om voldoende reserve te hebben in verband met uitvallen van de pompen worden er 2 reserve genomen → 16 pompen per bouwput geïnstalleerd.

b. Vliesbouwmethode

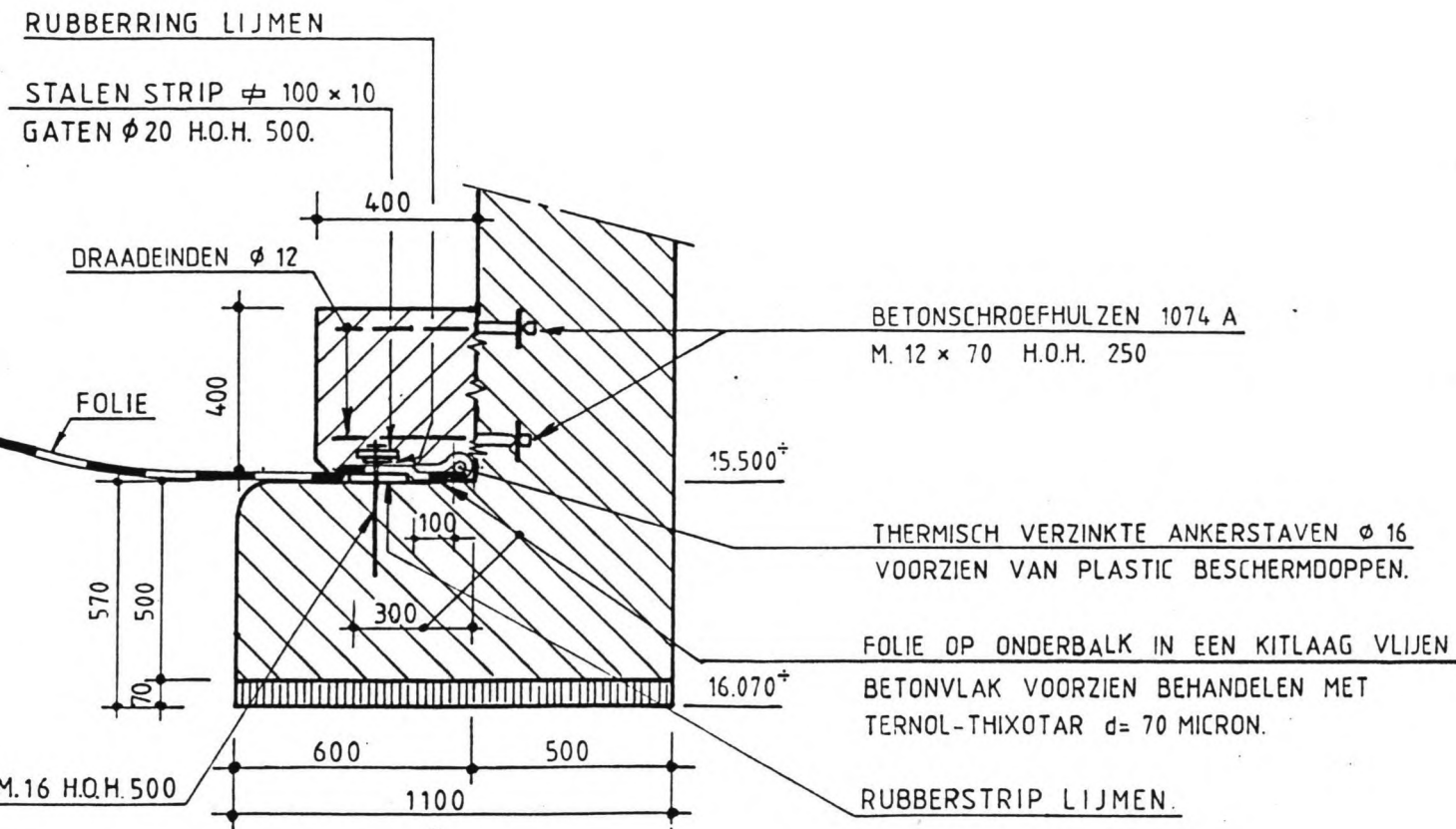
In een cunet wordt een vlies van PVC of polyetheen (dikte bijvoorbeeld 0.8 mm) aangebracht en vervolgens afgedekt met een zandlaag, waarop de tunnelvloer wordt gebouwd. Een rioleringssysteem zorgt ervoor dat de waterstand boven het vlies (neerslag, eventueel lekwater) op ruim één meter beneden de verharding blijft. Het vlies kan in den droge worden aangebracht. Indien een bemaling met het oog op de omgeving niet is toegestaan, kan dit ook in den natte geschieden.

Het cunet wordt dan gebaggerd, waarbij in het cunet de waterstand gelijk aan de grondwaterstand wordt gehandhaafd. Na het afzinken van het vlies tot op de bodem en de taluds wordt de grondaanvulling aangebracht. De gronddekking op het vlies moet zwaar genoeg zijn om de opwaartse waterdruk te weerstaan.

Er wordt een drainagesysteem in twee richtingen toegepast om een goede afvoer van de heerslag binnen de vliesconstructie te verkrijgen.

De vliesbouwmethode lijkt een aantrekkelijke oplossing economisch gezien. Er is veel ruimte voor nodig, doch dat is bij de Wijkertunnel geen beperking.

De kosten van de vliesbouwmethode nemen sterk toe met het toenemen van de diepte (hoeveelheid te ontgraven grond). Het is daarom de vraag of deze bouwmethode (indien toegepast) over de volledige afritlengte moet worden toegepast, of dat er een soort omslagpunt bestaat van waar af een andere bouwmethode aantrekkelijker wordt. Het overgaan van de ene op de andere bouwwijze brengt extra kosten met zich mee. Een punt van aandacht is hier de overgang tussen de twee bouwputten. De overgang gebeurt met een klemconstructie op een betonnen balk. Een detail hiervan is te zien in figuur 7.4.



DETAIL KLEMCONSTRUCTIE

SCHAAL 1:20

Figuur 7.4 - Detail klemconstructie

Wanneer geen taluds worden toegepast kan een bouwput gemaakt worden door :

- c. Stalen damwanden (verankerd of gestempeld) en een vloer van onderwaterbeton verankerd aan trekpalen.

De voordelen zijn het kleine ruimtebeslag en het voorkómen van een bemaling.

De volgorde van uitvoering is :

1. heien van de damwanden
2. ontgraven van de tussenliggende grond (waarbij het grondwaterniveau in de put gehandhaafd blijft)
3. heien van palen door het water heen
4. storten van de onderwaterbetonvloer
5. leegpompen van de kuip
6. maken van de eigenlijke betonconstructie.

De groutankers of stempels worden als regel na een geringe ontgraving juist boven het grondwaterniveau aangebracht. Meestal worden geprefabriceerde voorgespannen betonpalen toegepast, welke over de hoogte waarover

zij in het onderwaterbeton worden opgenomen, zijn gebouchardeerd of voorzien van ribbels voor een betere dwarskrachtoverbrenging.

De dikte van de onderwaterbetonvloer bedraagt tenminste ± 1.50 m teneinde ongelijkmatigheden van de ontgraven bodem en onzekerheden omtrent de ligging van het bovenvlak te kunnen opvangen. Het geheel geschiedt immers onder water, waar ook het aanbrengen van het beton niet onder ideale omstandigheden geschiedt (trillen en afwerken zijn er niet bij).

Na het droogpompen worden de hoogste punten weggehakt en de gehele vloer vlak afgewerkt met vulbeton alvorens de eigenlijke vloer te maken.

De boven het vulbeton uitstekende paalkoppen worden van beton ontdaan, waardoor de paalwapening in de constructievloer wordt opgenomen.

d. Diepwanden in plaats van damwanden

Theoretisch is het ook mogelijk om diepwanden te maken in plaats van damwanden. In het algemeen geldt voor Nederlandse omstandigheden dat diepwanden duurder zijn dan stalen damwanden, zelfs indien de stalen damwanden in de grond achterblijven. Diepwanden zijn echter toch in een aantal gevallen te prefereren en wel indien :

- o de hinder in de vorm van trillings- en geluidsoverlast die het heien van stalen damwanden met zich meebrengt, een rol speelt.
- o de diepwand tevens de functie van betonwand vervult
- o de diepwand een verticaal dragende functie heeft
- o er als gevolg van de installatie van de wand geen zettingen mogen optreden
- o de grondslag niet of moeilijk met andere funderingssystemen (heien) te penetreren is
- o er een stijve wand gewenst wordt om de vervorming zo klein mogelijk te houden
- o er een grote sterkte geëist wordt: in diepwandvorm kan een profiel verkregen worden met een groot traagheidsmoment
- o om hydraulische redenen een zeer "ruwe" wand vereist is (bijvoorbeeld bij havenbassins). Toepassing van T-profielen (met de poot opwaarts wijzend) kan dan overwogen worden.

Bij de Wijkertunnel afritten zouden de diepwanden deel uit kunnen gaan maken van de definitieve constructie. Een nadeel is echter dat de kwaliteit van de diepwand achterblijft bij die van de gebruikelijke betonconstructies. Diepwanden worden namelijk in de grond gevormd. De vorm van het buitenoppervlak is daardoor grillig en bevat soms ook onvolkomenheden in de vorm van klei en/of veeninsluitingen. De voegen kunnen nagenoeg niet absoluut waterdicht gemaakt worden.

Horizontale belasting.

Een diepwand is stijf en gedraagt zich derhalve anders dan een stalen damwand. Een verankerde diepwand die onderin zo diep steekt, dat er sprake is van een inklemming, verdient daarom speciale aandacht. Worden ankers toegepast dan is deze combinatie van lange diepwanden met ankers af te raden, omdat de verplaatsing van de ankerpunten dan veel groter is en onherroepelijk tot het ontstaan van een vloeischarnier in de diepwand ter hoogte van de ontgraving zal leiden. Wel een verantwoorde aanpak kan zijn om de gronddruk tegen de wand aan te nemen op de neutrale waarde en de resulterende hoge ankerkracht voor de volle 100% als voorspanning aan te brengen. Dan is voldaan aan de voorwaarde dat het ankerpunt vrijwel op z'n plaats blijft. In zo'n geval moet de aangenomen belasting op de wand de grootst mogelijke waarde vertegenwoordigen om te voorkomen, dat het ankerpunt nog enigszins voorwaarts zal bewegen.

De starheid in gedrag van diepwanden is ook aanleiding om het korrelspanningsaandeel van het velmoment niet te reduceren zoals dat voor stalen damwanden wordt toegestaan. De herdistributie van korrelspanningen kan onvoldoende tot ontwikkeling komen, omdat de wand (nagenoeg) vlak zal blijven. Het starre gedrag is voordelig in die gevallen, waarbij de diepwand langs belendingen is gesitueerd en deze belendingen zo min mogelijk zetting mogen ondergaan als gevolg van de funderingswerken.

e. In afwezigheid van een van nature aanwezige kleilaag kan de bouwput naast de al behandelde onderwaterbetonvloer met trekpalen, nog op de volgende wijzen verticaal worden afgesloten (drooggehouden) :

1. bemaling
2. chemische injectielaag
3. vrieslaag
4. gewichtsvloer van onderwaterbeton

1. Bemaling

Goed mogelijk doch veel duurder dan onderwaterbetonvloer met trekpalen (voor levensduur tunnel).

2. Chemische injectielaag

Onder het injecteren van grond verstaat men het onder druk in de poriën persen van een injectie-vloeistof. De injectie-vloeistof stijft op wanneer deze zijn uiteindelijke plaats in de poriën heeft bereikt. Deze methode is bij de Wijkertunnel goed toepasbaar, gezien de bodemsamenstelling, homogeen zand. De methode is echter veel te kostbaar om hier toe te passen.

3. Vrieslaag

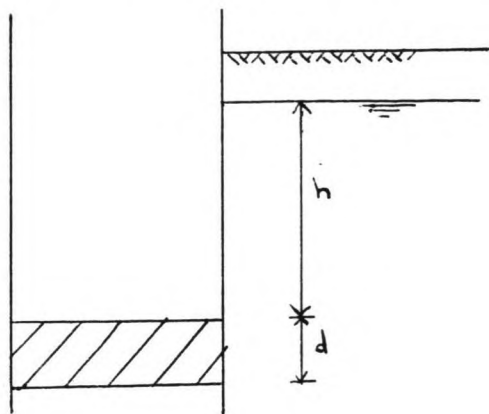
Door middel van bevriezen van het grondwater wordt een waterdichte laag gevormd. De bevriezing van het grondwater in het korrelskelet kan op twee manieren worden verkregen :

- door gebruik te maken van een vloeistof/gas mengsel dat als koudedragers fungeert tussen enerzijds de vriesinstallatie en anderzijds de te bevriezen grond
- door vloeibaar stikstof met een temperatuur van -196°C door een buizensysteem te leiden en te laten verdampen, waarbij het zijn koude afstaat aan de grond welke in contact is met het buizensysteem.

De vriesmethode is zeer duur en komt derhalve alleen in aanmerking voor tijdelijke toepassingen. Deze methode wordt hier niet toegepast.

4. Gewichtsvloer van onderwaterbeton

Het is theoretisch ook mogelijk om in plaats van een onderwaterbetonvloer



verankerd aan trekpalen een gewichtsvloer van onderwaterbeton aan te brengen. We berekenen hiervoor de dikte op het diepste punt van de bouwput, te weten bij de overgang naar het gesloten gedeelte. Hier ligt de onderkant van de afrit op 14.25 m⁻ NAP. De benodigde dikte voor de onderwaterbetonvloer volgt uit :

Figuur 7.5 - Onderwaterbetonvloer

$$\rho_{ob} \cdot g \cdot d = \gamma \rho_w g (d + h)$$

waarin :

$$\begin{aligned}\gamma &= \text{veiligheidsfactor} = 1.2 \\ \rho_{\text{ob}} &= 22.0 \text{ kN/m}^3 \\ \rho_{\text{w}} &= 10.2 \text{ kN/m}^3 \\ \rightarrow 22 \times d &= 1.2 \times 10.2 d + 1.2 \times 10.2 \times 12.75 \\ \rightarrow d &= 16.0 \text{ m}\end{aligned}$$

Dit is een zeer kostbare vloer. Tevens veel meer grond te ontgraven en langere en zwaardere damwanden nodig. Deze oplossing komt derhalve niet in aanmerking.

7.2 Keuze bouwmethode voor de afritten

Wanneer het mogelijk is een bouwput onder een natuurlijk verlopend talud aan te leggen, dan dient hiervoor te worden gekozen. Dit levert de, economisch gezien, meest aantrekkelijke oplossing op. Er zijn nu immers geen dure grondkerende constructies nodig. In het geval van de Wijkertunnel gelden geen ruimte (of andere) beperkingen voor het aanleggen van een bouwput met een natuurlijk talud. Hier zal dus voor worden gekozen.

Aangezien geen afsluitende kleilaag aanwezig is, houden we nu de keuze tussen :

- a. bemaling en
- b. vliesbouwmethode

voor het verkrijgen van een droge bouwput.

Hierbij is een duidelijk verschil op te merken. Bij de vliesbouwmethode biedt het vlies een permanente oplossing. De bemaling geldt slechts voor de tijd van 1.5 - 2 jaar. Bij de toepassing van bemaling wordt een open bakconstructie gebouwd met trekpalen, waarin de taluds worden aangevuld en de bemaling wordt gestopt.

De vliesbouwmethode is een relatief simpele bouwwijze. De kosten bestaan voornamelijk uit het ontgraven en aanvullen van grond en het leveren en verwerken van het vlies. Genoemde kosten blijven relatief laag. De vliesbouwmethode levert dan, in ieder geval aan de ondiepe kant van de bouwput, de aantrekkelijkste oplossing op. Bij de oplossing met bemaling lopen de kosten immers snel op, te weten bemalingskosten, beton en bekistingskosten, wapeningskosten, de kosten voor de trekpalen. Er wordt hier dan ook ge-

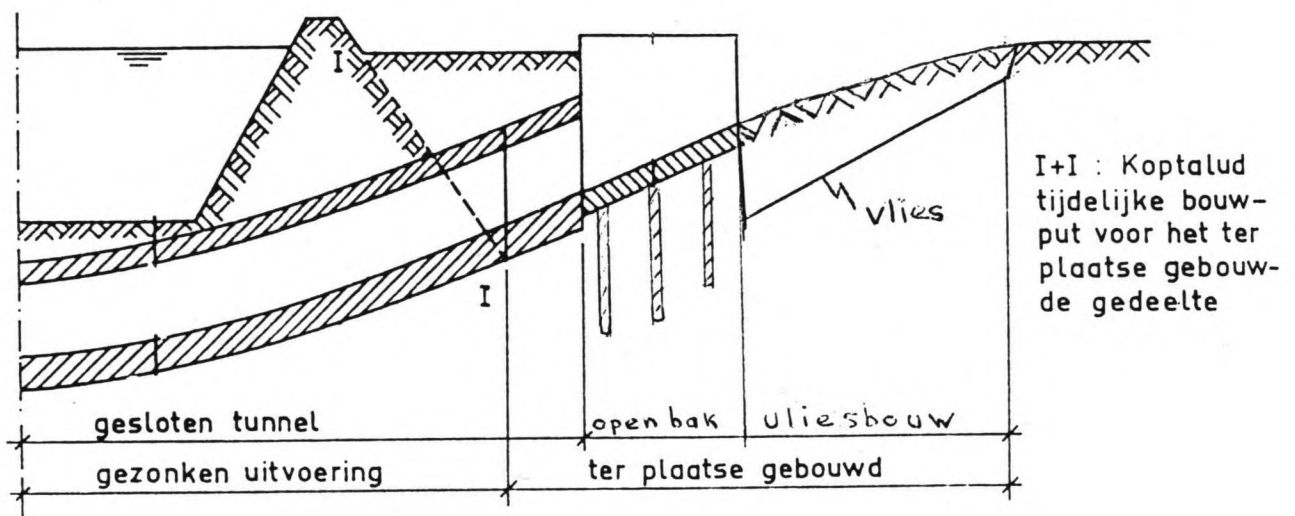
kozen voor de vliesbouwmethode voor de bouw van de afrit, althans voor het gedeelte dat het minst diep is gelegen. Het is echter de vraag of ook voor het diepere gedeelte van de afrit deze bouwmethode de meest aantrekkelijke oplossing biedt. Immers, nu nemen de ontgravingskosten snel toe. Het is de vraag of de vliesbouwmethode dan ook tot aan het landhoofd moet worden toegepast, of dat moet worden overgegaan op een gedeelte met (tijdelijke) bemaling en een bakconstructie verankerd met trekpalen. Hier zal in hoofdstuk 8 op terug worden gekomen.

8. Overgang vliesbouw naar open bak met bemaling

8.1 Inleiding

Uit het vorige hoofdstuk is gebleken dat de vliesbouwmethode de aantrekkelijkste bouwmethode is voor de bouw van de afritten.

De kosten van de vliesbouwmethode lopen aanmerkelijk op bij grotere diepten. Het kan dan voordeliger worden om op een open bakconstructie verankerd aan trekpalen over te gaan. Het lengteprofiel ziet er in een eenvoudige schets dan als volgt uit :



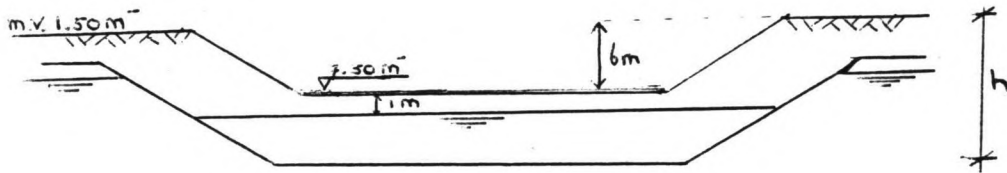
Figuur 8.1 - Lengteprofiel open afrit

Ter oriëntering zal hiertoe eerst een kostenvergelijking per m^1 worden gegeven op het punt waar door Rijkswaterstaat de overgang tussen de twee bouwmethoden is gepland. Dit is het punt waar het wegdek op 7.50 m⁻ NAP ligt.

Vervolgens zal worden gekeken of er aanvullende eisen zijn, buiten de kostenoverwegingen, die de overgang bepalen.

8.2 Vliesconstructie

Het vlies dient voldoende veiligheid tegen opdrijven te bezitten. Hiertoe is voldoende grond(gewicht) binnen het vlies nodig. Het vlies wordt tot 0.5 m boven het maaiveld doorgezet. Dit is tevens 0.5 m boven de maximale grondwaterstand (zie fig. 8.2).



Figuur 8.2 - Aanlegdiepte vlies

h volgt nu uit :

$$(h + 0.50) * 1\ 020 = 1650 + (h - 7.00) * 2\ 000 \rightarrow h = 13.12\ m$$

waarin :

h = aanlegdiepte

$$\gamma_n = 2\ 000\ \text{kN/m}^3$$

$$\gamma_d = 1\ 650\ \text{kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 1\ 020\ \text{kN/m}^3$$

De vliesconstructie kan nu op twee manieren aangebracht worden, namelijk in den droge en in den natte.

Aangezien er hier toch bemalen moet worden voor de bouw van het landhoofd en voor de open bakconstructie, betekent dit dat dan ook ter plaatse van het vliesgedeelte de grondwaterstand veel of voldoende is verlaagd.

Hierom wordt gekozen voor het in den droge aanbrengen van het vlies.

Dit kan namelijk zonder al te hoge extra bemalingskosten.

8.3 Kostenvergelijking

De kosten voor de vliesbouwmethode kunnen nu per m^1 bepaald worden op het aangegeven punt. Gezien de zeer korte bemalingsduur en geringe extra bemalingskosten zullen deze worden verwaarloosd. De kosten zijn dan nog

opgebouwd uit de volgende hoofdposten :

1. ontgraven
2. kosten kunststoffolie (leveren + verwerken)
3. aanvullen met zand
4. drainagestelsel

1. ontgraven

Prijs fl. 6,--/m³

(N.B.: een overzicht van de gehanteerde eenheidsprijzen, zoals deze door Rijkswaterstaat zijn opgegeven, is te vinden in Bijlage IV)

$$A = \frac{13.12 \times 2 \times 13.12}{2} \times 2 + 42 \times 13.12 \text{ m}^3$$

Kosten ontgraven

fl. 5 372

2. kosten kunststoffolie (leveren en verwerken)

Prijs : fl. 25,--/m

$$L = 1.05^* \times (42 + 2 \sqrt{5 \times 13.62 + 4}) = 112.3 \text{ m}^1$$

* De factor 1.05 is hier gebruikt aangezien rekening moet worden gehouden met grondoneffenheden waardoor een overlengte voor het vlies berekend moet worden van 5%.

Kosten folie

fl. 2 808

3. Aanvullen met zand

Prijs : fl. 6,--/m³

$$A = 7.12 \times 13.12 \times 2 + 42 \times 7.12 = 486 \text{ m}^3$$

Kosten zand

fl. 2 916

4. Drainagestelsel :

ribbeldrainbuis : fl. 65,--/m¹

PVC rioleringsbuis : fl. 30,--/m¹

inspectieput : fl. 1000,--/stuk

subtotaal

fl. 11 096

subtotaal fl. 11 096

Het drainagestelsel wordt weergegeven in bijlage IV.

Kosten :

$2 \times \text{fl. } 65,- + 2 \times \text{fl. } 30,- + \frac{2 \times \text{fl. } 1000,-}{40}$ fl. 240

totaal per m¹ : fl. 11 336

Kosten open afrit

We bepalen nu de kosten voor de open afrit op hetzelfde punt als voor de vliesmethode.

De volgende hoofdposten zullen worden meegenomen :

1. ontgraven
2. bemaling
3. beton leveren + verwerken
4. bekisting
5. palen, leveren + verwerken
6. wapening
7. aanvullen grond

1. ontgraven : fl. 4,--/m³

$A = 43.5 \times 7.25 + 7.25 \times 7.25 \times 2 \text{ m}^3$ fl. 1 682

2. bemaling :

(niet meegenomen in de berekening)

3. beton

$A = 40 \times 1.25 + 6.25 \times 2 \times 1.00 \text{ m}^3$

leveren en verwerken : fl. 130,--/m³

koelen wanden : fl. 25,--/m³

→ kosten

fl. 8 438

4. bekisting

vloer : fl. 120,--/m²

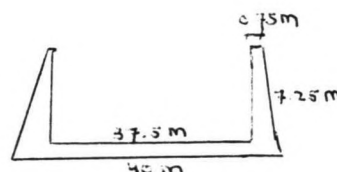
wanden : fl. 60,--/m²

$L_{\text{vloer}} = 40 + 37.5 = 77.5 \text{ m}$

$L_{\text{wand}} = 2 \times 7.25 + 2 \times 0.75 + 2 \times 6 = 28 \text{ m}$

→ kosten

fl. 6 488



5. palen

fl. 400,-/m³ beton verwerken fl. 30,-/m¹

aantal palen : 60 per 25 m

lengte : 15 meter

$$D = 0.48 \text{ m}$$

$$\frac{60 \times 30 \times 15}{25} = \text{fl. } 1 \ 080$$

$$+ \frac{60 \times 400 \times 15 \times \frac{1}{4}\pi(0.48)^2}{25} \text{ fl. } 2 \ 607$$

6. wapening

perc. aangenomen

$$0.1 \times 62.5 \times 1250 \text{ fl. } 9 \ 375$$

$$0.008 \times 62.5 \times 1500 \text{ fl. } 750$$

7. aanvullen grond

$$\text{fl. } 6,-\text{/m}^3$$

$$A = 3.5 \times 7.25 + 7.25 \times 7.25 \times 2 + \frac{7.25 \times 1}{2} \times 2 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow \text{ kosten} \text{ fl. } 827$$

$$\text{totaal per m}^1 \text{ fl. } 31 \ 247$$

8.4 Conclusie

Uit voorgaande vergelijking blijkt op het punt waar het vlies op 16.5 m⁻ NAP komt te liggen, de vliesbouwmethode nog aanzienlijk goedkoper te zijn dan een open bakconstructie met trekpalen. Dat de overgang toch op dit punt is aangehouden kan te maken hebben met de volgende punten :

1. practische beperking ontgraving

Er bestaat geen praktische beperking in verband met de ontgraving, althans niet op deze diepte. Er kan eenvoudig tot 25 m worden ontgraven.

2. practische beperking i.v.m. grondgebruik

Naarmate het vlies dieper wordt gelegd, neemt het grondverbruik in dwarsrichting toe. In dit geval levert dit echter geen beperking op op het beschouwde punt.

3. gewicht landhoofd

Er is een bepaald gewicht nodig om de horizontale krachten van het afzinkgedeelte te kunnen opvangen. Hierdoor zou het mogelijk zijn dat de bakconstructie moet worden voortgezet om het vereiste gewicht te verkrijgen, zodat voldoende schuifweerstand geleverd wordt, dan wel zodanig dat de trekpalen een gedeelte van de benodigde horizontale kracht kunnen leveren.

4. toepassing daglichtroosters

Voor de tunnelingang worden daglichtroosters toegepast. Deze roosters fungeren als overgang tussen het verlichtingsniveau in de tunnel en het lichtniveau buiten. Deze roosters dienen te worden toegepast over een lengte van 100 m - 120 m. Dit zou een beperking inhouden voor het doorzetten van de vliesbouwmethode aangezien hier geen wanden aanwezig zijn om de roosters op te leggen.

Het is echter de vraag of dit inderdaad een geldig argument is. Er lijken namelijk twee andere oplossingen mogelijk. Ten eerste kan het aanvangsverlichtingsniveau verhoogd worden, zodat zonder de toepassing van daglichtroosters toch een goede overgang van buiten naar binnen verkregen wordt. Gezien de huidige electriciteitsprijzen lijkt dit

echter geen ideale oplossing. De tweede en beste mogelijkheid lijkt bij de vliesbouwmethode een eenvoudige prefab-constructie te maken waar de daglichtroosters kunnen worden opgelegd.

5. diepte bemaling

Een andere door Rijkswaterstaat aangegeven beperking hield in dat men het vlies niet dieper wilde leggen dan het laagste bemalingsniveau, dat verderop wordt toegepast; dat wil zeggen bij de bouw van het landhoofd. Deze grens bedraagt dan 16.5 m⁻ NAP. Dit lijkt echter een vrij willekeurig aangelegd criterium. Het lijkt wat dit betreft eenvoudig om dieper te gaan bij het aanleggen van het vlies.

Een en ander houdt in dat alleen 3 een beperking zou kunnen vormen om de vliesbouw voort te zetten tot aan het landhoofd, namelijk het opvangen van de horizontale kracht van het afgezonken gedeelte. Een interessante berekening is nu de bepaling van deze kortste lengte van het betonnen gedeelte. Dit valt echter buiten het bestek van dit onderzoek.

9. Palenplan open afrit

9.1 Inleiding

Om enig inzicht te verkrijgen in de kosten van de open afrit, uitgevoerd als bakconstructie met trekpalen, is kennis van het palenplan noodzakelijk. In dit hoofdstuk zal getracht worden om tot een zo gunstig mogelijk palenplan te komen.

Allereerst wordt de bakconstructie gegeven met de krachten waarmee gerekend dient te worden. Hierna wordt een keuze gemaakt voor de voorzieningen die tegen het opdrijven van de bak getroffen zullen moeten worden (i.e. het toepassen van Vibropalen).

Voor deze palen wordt een berekening van de optredende voorspanverliezen gemaakt ter bepaling van de toe te passen voorspanning.

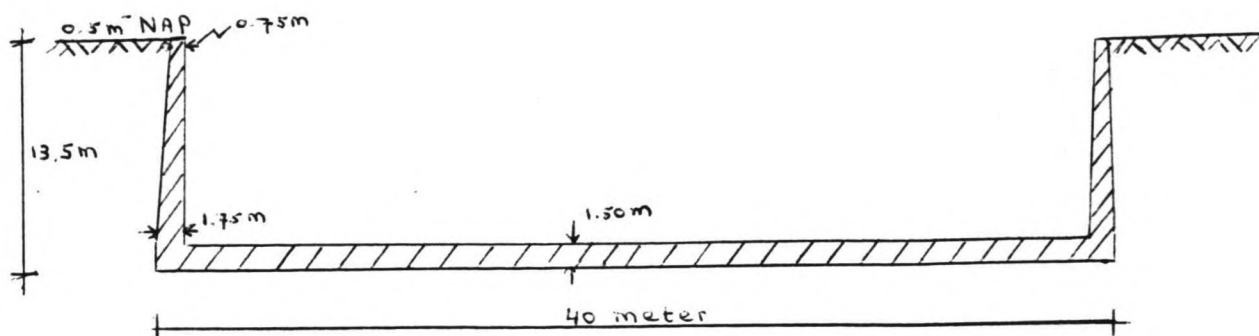
De palen zullen berekend worden op te leveren schuifkracht en met het kluitcriterium.

Er zullen een aantal paalverdelingen worden bekeken.

Hierna wordt gekeken welke consequenties het bezwijken (omhoogkomen) van de palen tengevolge van het overschrijden van de maximale trekkracht heeft met betrekking tot het ontwerpen van een palenplan. Tenslotte zal een zo goed mogelijk palenplan worden ontworpen.

9.2 Open bakconstructie

De open bakconstructie voor de afritten ziet er, weergegeven op het diepste punt, d.w.z. bij de overgang naar het gesloten gedeelte, als volgt uit :



Figuur 9.1 - Doorsnede afrit

Voor de vloerdikte is vooralsnog een waarde van 1.50 m gesteld.

De dikte van de wanden verloopt van 0.75 m bovenaan tot 1.75 m bij de vloer.

Deze gekozen diktes worden later gecontroleerd.

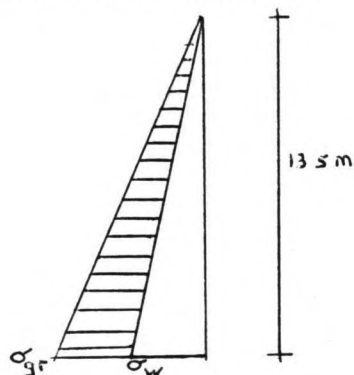
De maximale grondwaterstand bedraagt 0.5 m⁻ NAP. Hieruit volgt een opdrijvende kracht :

$$q = 13.5 \times 10.2 - 1.5 \times 24 = 101.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{met : } \rho_w = 10.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\rho_{\text{beton}} = 24.0 \text{ kN/m}^3$$

9.3 Horizontale gronddrukken



aanname : geen bovenbelasting
op 14 m⁻ NAP :

$$\sigma_{gr} = 13.5 \times 20 = 270 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_w = 13.5 \times 10 = 135 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_k = 270 - 135 = 135 \text{ kN/m}^2$$

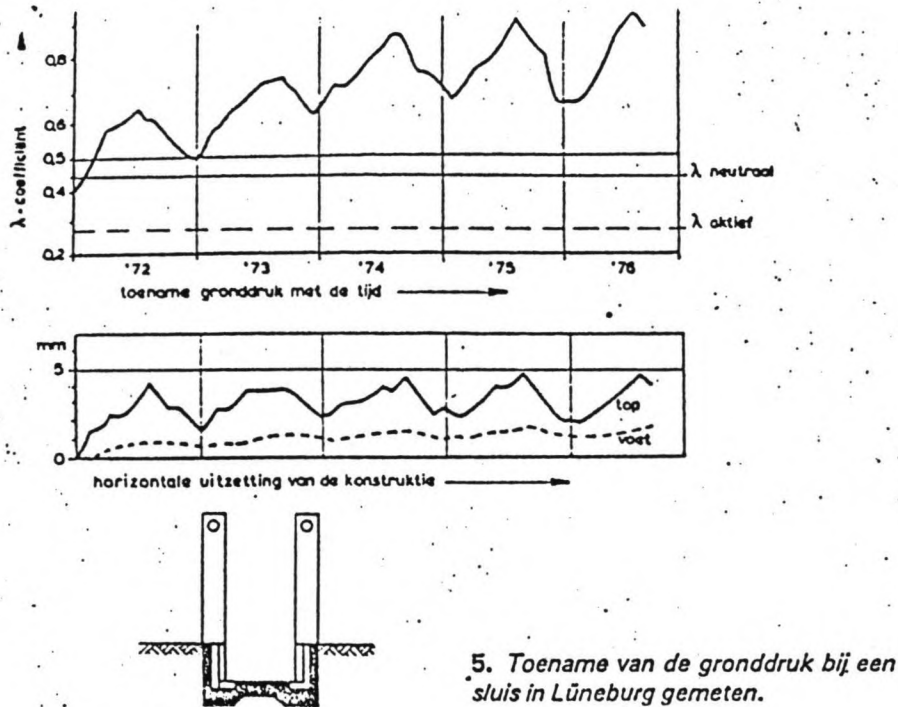
$$\sigma_{k \text{ hor}} = \lambda \times 135 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{hor}} = 135 (1 + \lambda) \text{ kN/m}^2$$

Volgens de theorie kan voor een stijve betonconstructie de waarde $\lambda_n = 0.5$ aangehouden worden.

Uit in de praktijk uitgevoerde metingen aan sluiswanden in West-Duitsland (zie literatuuropgave ref.nr. 16), betreffende vervormingen en gronddrukken, is komen vast te staan dat deze waarde ruim kan worden overschreden.

In de vijf jaar na het gereedkomen van de sluis nam de gronddruk toe, niet volgens een geleidelijke kromme, maar als functie van de temperatuur (zie fig.9.2).



Figuur 9.2 - Toename van de gronddruk

Door de temperatuurstijging 's zomers stijgt de temperatuur van de sluisvloer, die daardoor enige millimeters uitzet; bovendien kromt de wand naar buiten in de zomer. Hierdoor neemt de gemiddelde horizontale gronddruk toe. In de daarop volgende winter gebeurt het tegenovergestelde.

Iedere zomer steeg de gronddrukcoëfficiënt. Dit kan worden verklaard doordat in de winter bij het krimpen van de constructie het aanvulzand iets kan nazakken, waardoor de opsluiting van de grond tegen de sluiswanden iets beter wordt.

Uit figuur 9.2 volgt een waarde voor λ na vijf jaar, van 0.9. Derhalve zal in dit rapport voor λ ook een waarde van 0.9 worden aangehouden, dus

$$\sigma_{K \text{ hor}} = 0.9 \times 135 = 121.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{hor}} = 135 + 121.5 = 256.5 \text{ kN/m}^2$$

De dwarskracht en het moment op 13.5 m⁻ NAP hebben de volgende waarden :

$$D = \frac{1}{2} \times 13.5 \times 256.5 = 1731.4 \text{ kN}$$

$$M = D \times a = 1731 \times \frac{1}{3} \times 13.5 = 7791 \text{ kNm}$$

Er zijn een aantal zaken verwaarloosd in deze berekening :

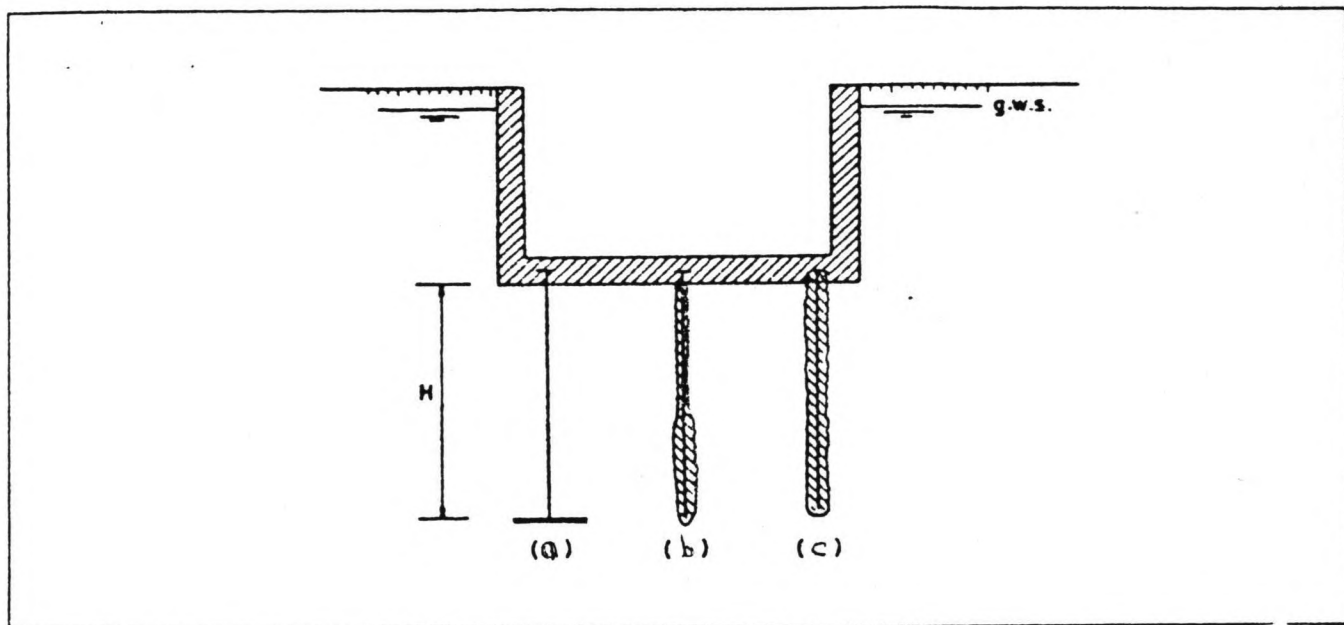
1. De horizontale kracht op de wand grijpt eigenlijk onder een hoek aan door het verlopen van de wanddikte. Deze hoek is echter dermate klein dat de invloed hiervan op de grootte van het moment verwaarloosd kan worden.
2. De schuifkracht (wandwrijving) langs de wanden van de bak wordt verwaarloosd in de berekening. Deze schuifkracht neemt in de loop der tijd aanzienlijk af. Er is hier dus sprake van een veilige aanname.
3.  Het gewicht van de hiernaast aangegeven grondmoot wordt niet meegenomen in de belasting. Ook dit betreft een veilige aanname.

9.4 Voorkomen van opdrijving

Er dienen maatregelen genomen te worden ter voorkoming van het opdrijven van de open bakconstructie. Aangezien het hier om een langetermijn oplossing gaat, komt bemaling hiervoor niet in aanmerking. Ook het verzwaren van de betonconstructie biedt economisch geen aantrekkelijke oplossing. Vliesbouw is een goede mogelijkheid, deze werd al behandeld in paragraaf 7.1. Er is hier gekozen voor een oplossing met trekelementen.

Deze trekelementen kunnen in drie hoofdgroepen worden onderscheiden, afhankelijk van de plaats waar de trekkrachten van het element op de ondergrond worden overgebracht (zie fig. 9.3).

- a. Trekelementen waarbij de kracht wordt overgebracht via een ankerelement aan de onderzijde van de ankerstaaf. Dit ankerelement kan een schroefblad zijn, dan wel een ingetrild beton- of staalelement.
- b. Trekelementen waarbij een wrijvingskracht op de omringende grond wordt overgebracht over een zekere lengte van het element vanaf het onder-einde. Dit zijn injectie-ankers, waarbij over een bepaalde lengte - meestal 4 tot 6 meter - de injectie wordt uitgevoerd.
- c. Trekelementen waarbij een wrijvingskracht over de volle lengte op de omringende grond wordt overgebracht. Dit zijn trekpalen.



Figuur 9.3 - Trekelementen

Op economische en praktische gronden valt de keuze op de toepassing van trekpalen. Dit hangt mede samen met de dimensionering van de constructie waardoor meestal de toepassing van een groot aantal trekelementen van "geringe" sterkte aantrekkelijker is dan een beperkt aantal elementen van "grote" sterkte. Vanzelfsprekend speelt ook de ervaring een rol. (In Nederland worden vrijwel alleen trekpalen gebruikt voor het voorkomen van opdrijving van constructies.) Het meest toegepast zijn de volgende paaltypen :

- a. geprefabriceerde betonpalen
- b. stalen palen (DIN profielen of Peine damwandprofielen)
- c. Vibro palen

9.5 Vibro palen

Het vibrosysteem maakt gebruik van plastisch beton. De stalen buis wordt zowel ingeheid als getrokken door middel van een heiblok dat vroeger d.m.v. stoom doch nu m.b.v. samengeperste lucht wordt bewogen. Het trekken van de buis geschiedt door opwaartse heislagen van het blok.

De stalen heibuis is veel lichter dan een massieve betonpaal van gelijke afmetingen ($\pm 1/3$) waardoor het heiblok ook lichter kan zijn. Desondanks is het penetratievermogen hoog en vergelijkbaar met dat van stalen palen.

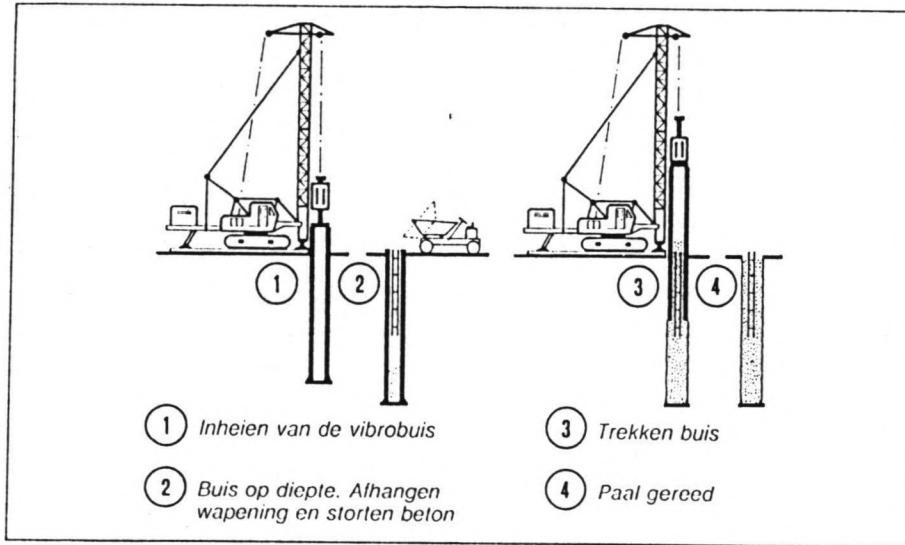
Op het vibrosysteem zijn in de loop der jaren een aantal varianten ontwikkeld, n.l. vibropalen met een in de grond achterblijvende dunwandige stalen mantel (± 0.7 mm) en de z.g. vibro-combinatiepaal, waarbij een prefab paalschacht in de vibrobuis wordt geplaatst na het inheien van de buis. De prefab paalschacht wordt niet ingeheid doch op de juiste hoogte afgesteld. De ruimte tussen buis en paalschacht wordt opgevuld met mortel (= cement + zand + water) waarna de buis wordt getrokken.

Uitvoeringswijze

1. Een stalen buis, van onderen afgesloten door een losse punt, wordt met behulp van een speciale Vibro heistelling de grond ingeslagen.
2. Nadat onderzocht is of de buis droog is gebleven, kan de paal worden gemaakt. Aan de verbinding tussen buis en punt wordt zeer veel zorg besteed, zodat deze afsluiting in het algemeen waterdicht is.
3. In de buis wordt een Dywidag staaf en eventueel een gelaste wapeningskorf gehangen.
4. Vervolgens wordt de buis volgestort met plastische beton. Om voldoende weerstand tegen de gronddruk te hebben, wordt gezorgd dat de buis tenminste tot maaiveldhoogte gevuld blijft.
5. Nadat de buis door middel van twee trekramen met het heiblok is verbonden, wordt deze onder een snelle opéénvolging van op- en neerwaartse slagen van het blok schoksgewijze getrokken. Het beton komt door deze beweging in trilling en wordt verdicht. Bij de neerwaartse slagen zakt de verbrede onderrand van de buis, slagrand genaamd, een weinig en drukt het beton tegen de omringende grond, waardoor een gegolfd paaloppervlak wordt gevormd. Door deze wijze van werken is de buitenste schil van het beton het meest verdicht.
6. De paalschoen blijft na het trekken in de grond achter.

Er wordt gekozen voor vibro palen aangezien deze een zeer grote wrijvingskracht kunnen overbrengen. Door de vervaardigingswijze ontstaat een onregelmatig oppervlak.

Er zal worden uitgegaan van palen met dezelfde lengte, dezelfde diameter en dezelfde maximaal toelaatbare trekkracht. Voor deze maximaal toelaatbare trekkracht zal een waarde van 800 kN worden aangehouden, voor de lengte van de palen 15.0 meter en voor de diameter een waarde van 0.48 m.



Figuur 9.4 - Vervaardigingswijze Vibro palen.

9.6 Berekening voorspanverliezen in betonpalen

Er wordt uitgegaan van voorgespannen betonpalen met een lengte van 15 meter.
De voorspanning bestaat uit één enkele voorspanstaaf - systeem Dywidag.

Gegevens : staafsoort	: schroefgeribd
diameter	: 36.0 mm
staalkwaliteit	: Fe P 1230 N/mm
oppervlak	: 1018 mm ²
breekkracht	: 1252 kN
aanvangsvoorspankracht	: 939 kN
werkvoorspankracht	: 814 kN
betonkwaliteit	: B 30
afmeting	: ϕ 480 mm

1. wrijvingsverlies

De voorspanning ligt recht in de paal, dus geen wrijvingsverlies tengevolge van gekromde ligging. Echter wel verlies tengevolge van "wobble" effect.

$$P_x = e^{-\mu\phi_1 x}$$

μ = wrijvingscoëfficiënt = 0.25

ϕ_1 = de toevallige hoekverdraaiing door het wobble effect in radialen per eenheid van lengte

x = afstand van de doorsnede tot spanvijzel

$$\mu = 0.25 / \phi_1 = 0.01 \text{ rad/m} \quad / \quad x = 15 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow P_x &= P_v \cdot e^{-0.25 \times 0.01 \times 15} \\ &= 0.963 P_v \end{aligned}$$

Wrijvingsverlies : 3.7 %

2. intrekking in de verankering

Voor de beschreven staaf bedraagt de intrekking in de verankering bij toepassing van een klokverankering 3.5 mm. De wigzetting wordt bepaald door :

$$W = \sqrt{\frac{s \cdot E_p \cdot A_p}{\Delta p}}$$

$$\Delta = 2 \cdot W \cdot \Delta p$$

waarbij :

s = intrekking in mm

E_p = elasticiteitsmodulus van de voorspanning

A_p = staaloppervlak in mm²

$\Delta p = \frac{P_v - P_L}{L}$ = wrijvingsverlies per eenheid van lengte (N/mm)

Voor de aanvangsspanning moet volgens VB artikel F 401.7.2 gelden dat

$$\sigma_{po} \leq 0.75 f_{pK}$$

Ter berekening van de intrekking gaan we uit van

$$\sigma_{po} = 0.825 f_{pK}$$

Dit is toegestaan aangezien de waarde van 0.75 f_{pK} tijdens het spannen met 10% mag worden overschreden ter opheffing van de direct optredende spanningsverliezen tengevolge van intrekking in de verankering en wrijving.

$$\Delta_p = \frac{0.825 \times 1252 - 0.9 \times 0.825 \times 1252}{15} = 1.292$$

$$W = \sqrt{\frac{3.5 \times 2 \times 10^5 \times 1018}{1.292}} = 23\,485 \text{ mm}$$

$$\Delta P = 2 W \Delta p = 2 \times 23\,485 \times 1.292 = 60.7 \text{ kN}$$

$$P_v - \Delta P = 1032.9 - 60.7 = 972.2 \text{ kN}$$

$$\text{Verlies in procenten : } \frac{60.7}{1032.9} \times 100\% = 5.9 \%$$

Vertraagd optredende verliezen

3. Krimp van het beton

De palen die worden toegepast zijn Vibro palen. Deze worden op het werk gemaakt. De grondwaterstand wordt niet verlaagd. Derhalve kunnen we (zie VB 1974 art. F 201.35) de krimp van het beton gelijk aan 0 stellen.

4. kruip van het beton

Deze wordt bepaald met :

$$\varepsilon_{\phi,\infty} = \sigma_b / E_b \cdot \phi_{\infty}$$

waarin : $\varepsilon_{\phi,\infty}$ = totale specifieke verkorting tengevolge van kruip

σ_b = spanning in het beton

E_b = elasticiteitsmodulus van het beton voor onmidde lijk optredende vervormingen

ϕ_{∞} = maximale waarde van de kruipcoëfficiënt

a. voorspankracht na directe spanningsverlies wordt geschat op
0.75 F_{br}

b. $\phi_{\infty} = 1.3$ (Tabel A 6)

$$\varepsilon_{\phi,\infty} = \frac{0.75 \times 1252 \times 10^3 \times 1.3}{18 \times 10^4 \times 30 \times 500} = 2.22 \times 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_{p,r+\phi} = 2.22 \cdot 10^{-4} \times 2 \cdot 10^5 = 4.44 \times 10 \quad \text{N/mm}$$

$$\Delta P(r+\phi) = \frac{100 \times 44.4 \times 1018}{0.75 \times 1252 \times 10^3} = 4.8\%$$

5. Relaxatieverlies

Het spanningsverlies tengevolge van de relaxatie wordt volgens art. A 201.2.3 berekend met de formule

$$\Delta \sigma_p = n \Delta \sigma_{p,1000} \left(1 - M \frac{\Delta \sigma_{p,r+\phi}}{\sigma_{p,0}} \right)$$

waarin :

n = coëfficiënt die volgens art. F 201.2.3 gelijk moet worden gesteld aan 3

$\Delta \sigma_{p,\infty}$ = zuivere relaxatie na 1000 uur

M = coëfficiënt die volgens art. F 201.2.3 gelijk moet worden gesteld aan 2

$\Delta \sigma_{p,r+\phi}$ = spanningsverlies tengevolge van krimp en kruip van het beton

$\sigma_{p,0}$ = aanvangsspanning in het voorspanstaal

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_p &= 3 \times 3.25 \times 10^{-2} \times 1230 \times 0.75 \left(1 - 2 \times \frac{60.7}{0.75 \times 1252} \right) \\ &= 78.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{in procenten : } \frac{78.3}{0.75 \times 1230} \times 100\% = 8.5 \%$$

OVERZICHT

De volgende verliezen treden op :

I Direkt

1. wrijvingsverlies	3.7 %
2. intrekking in de verankering	5.9 %

II Vertraagd

3. krimp	0 %
4. kruip	4.8 %
5. relaxatie	8.5 %

Conclusie

De verliezen bedragen omgerekend naar een percentage van de breukkracht :

a. direct verlies	7.92 %
b. vertraagd optredend verlies	9.97 %

Totaal	17.89 %
--------	---------

Uitgaande van een aanvangsspanning van $0.825 f_{pK}$ ligt de aanvangsspanning na aftrek van de directe verliezen op $0.746 f_{pK}$, dus lager dan de toegestane $0.75 f_{pK}$. De uiteindelijke waarde na aftrek van alle verliezen ligt op

$$\sigma = 0.646 f_{pK} < 0.65 f_{pK}$$

De breukkracht van de staaf bedraagt 1252 kN. De uiteindelijke werkvoortspanningskracht ligt nu op 809 kN.

We houden 800 kN aan als toelaatbare kracht op de paal.

9.7 Berekening kleefmantelresultaten

De kleef wordt berekend volgens de door Begemann voorgestelde berekeningsprocedure (zie deel XIII, nr. 1, van de LGM Mededelingen, juli 1969). De methode gaat uit van de totale gesommeerde plaatselijke kleef op het oppervlak van de paalschacht in de grond. De gesommeerde kleef wordt gevonden door integratie van het plaatselijke kleefdiagram over de lengte van de paal. Door de gevonden waarde te vermenigvuldigen met de paalomtrek wordt de totale gesommeerde plaatselijke kleef op de paalschacht gevonden.

Over het algemeen bedraagt de plaatselijke kleef in zand (gemeten met mechanische sonderingen) $1/50$ à $1/60$ van de conusweerstand op de desbetreffende diepte. In klei- en siltlagen varieert deze factor tussen $1/15$ en $1/30$.

Indien geen resultaten van mechanische kleefmantelsonderingen beschikbaar zijn, kan met de hiervoor genoemde omrekeningsfactoren toch een redelijk goede indicatie van de plaatselijke kleefwaarden voor de berekening van een trekpaal worden verkregen.

Om uit de aldus berekende totale gesommeerde plaatselijke kleef op de paalschacht te komen tot de bezwijkbelasting van een trekpaal, moet nog een factor worden toegepast, die afhankelijk is van paaltype en grondsoort. Voor zand is de grootte van de toe te passen 'paalvormfactor' voor verschillende paaltypen in de volgende tabel weergegeven :

<u>Paaltype</u>	<u>Paalvormfactor (in zand)</u>
<u>geprefabriceerde betonpalen :</u>	
- stompe punt	0.3
- scherpe punt	0.55
<u>stalen palen</u>	
- gesloten kokerprofiel, spitse punt	0.55
- H profielen	0.35
<u>Vibro palen</u>	1

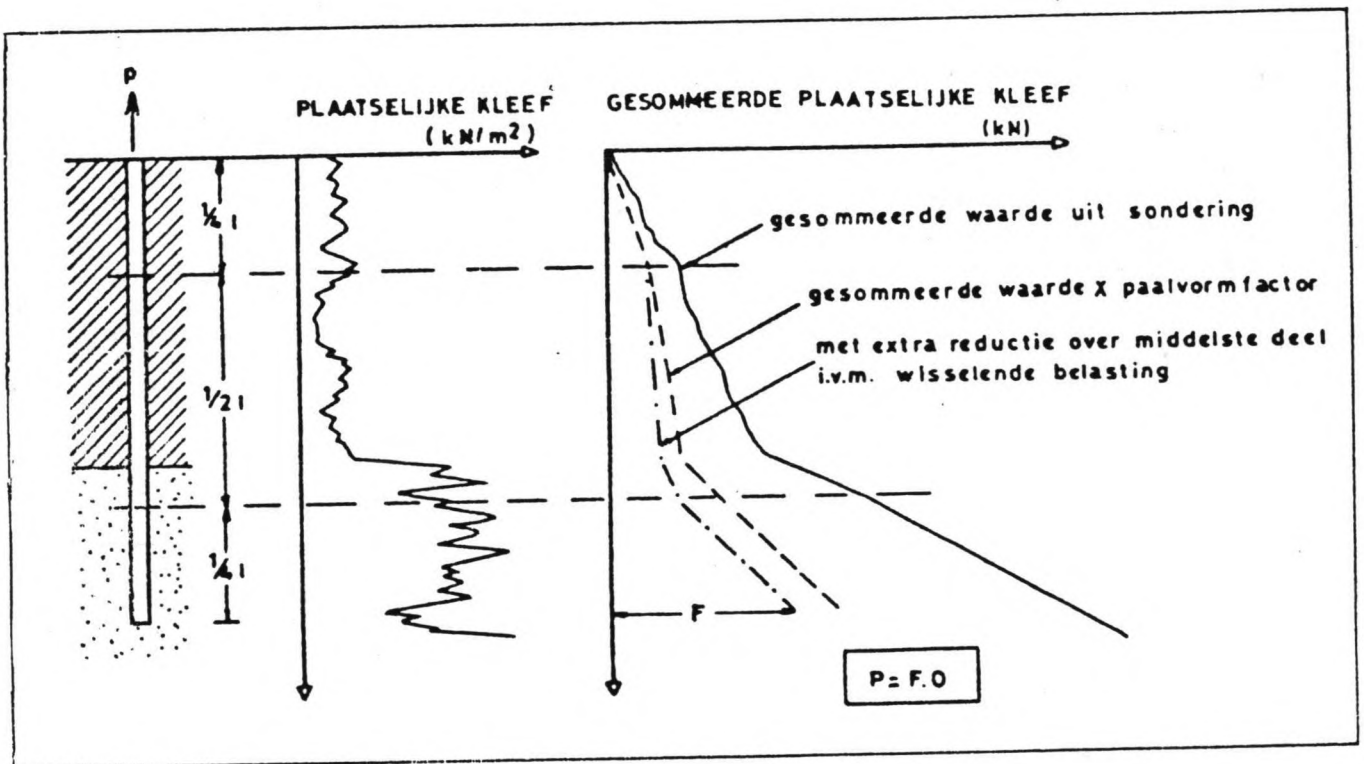
Bij trekpalen die wisselend worden belast, dient bovendien nog een reductiefactor te worden toegepast op de plaatselijke kleefwaarden over een gedeelte van de paalschacht dat zich bevindt tussen de niveaus op $1/4$ en $3/4$ van de paallengte boven het niveau van de paalvoet. De reductiefactor wordt door Begemann op 0.3 gesteld.

De berekening loopt als volgt :

1. Stel het verloop van de plaatselijke kleef vast over de paallengte. Dit kan rechtstreeks uit de resultaten van mechanische kleefmantelsonderingen of indirect uit het verloop van de conusweerstand.

2. Als de paal door wisselende trekkrachten of afwisselend door trek- en drukkrachten wordt belast, pas dan een reductiefactor van 0.3 toe op de plaatselijke kleefwaarden over het gedeelte van de paallengte, dat zich bevindt tussen de niveaus op $1/4$ en $3/4$ van de paallengte boven de paalvoet.
3. Vermenigvuldig de bij stap 2 gevonden plaatselijke kleefwaarden met de paalvormfactor voor de verschillende doorsneden grondsoorten.
4. Sommeer de uit stap 3 resulterende kleefwaarden over de gehele paalschacht.

Dit wordt in figuur 9.5 weergegeven.

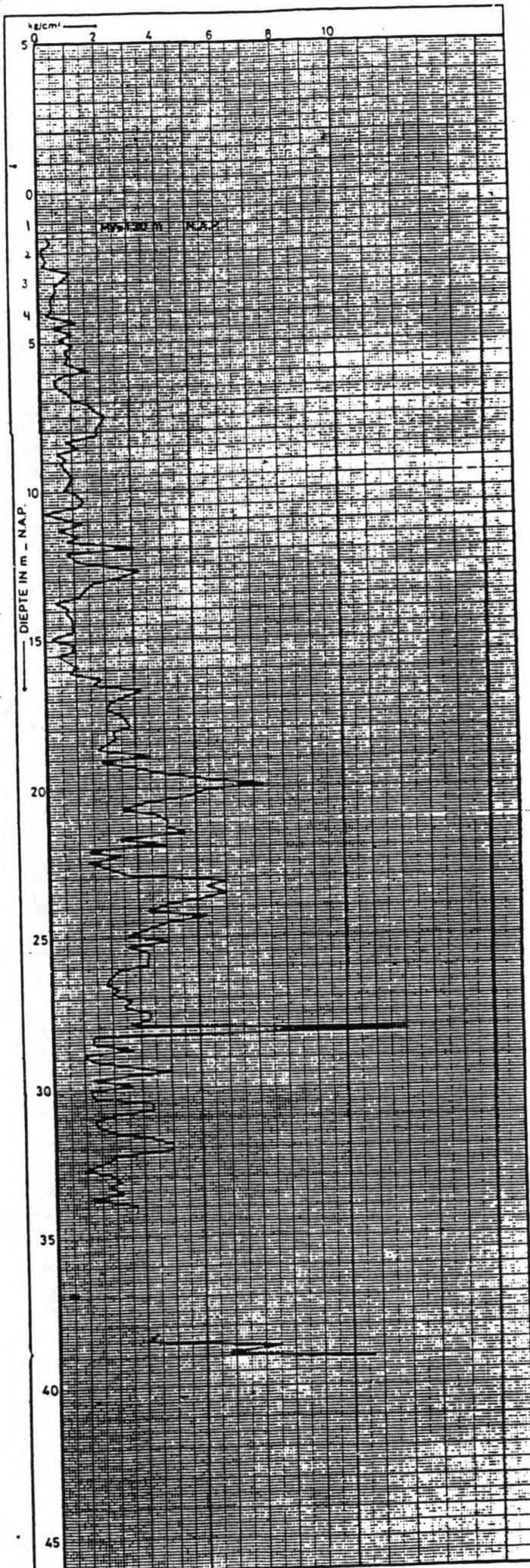


Figuur 9.5 - Gesommeerde kleef

Een sondering ter plaatse van het diepste punt van de zuidelijke afrit is te zien in figuur 9.6.

In figuur 9.7 is dan voor deze locatie een gesommeerde kleefdiagram weergegeven.

024
PL. KL.



Figuur 9.6 Sondering



figuur 9.7 : gesommeerde plaatselijke kleef

NB. Er wordt geen rekening gehouden met een verhoogde korrelspanning tengevolge van het heien van de palen. Er is hier bij de buitenste* palen, h.o.h. 2 m, sprake van een verdringing van $\frac{0.48 \times 0.48}{4} \approx 5.8\%$. Wanneer deze waarde 10% zou bedragen, moet de verhoogde korrelspanning in rekening worden gebracht. Het gaat hier echter om een gunstige aanname.

*zwaarst belaste palen, zie verder in dit hoofdstuk.

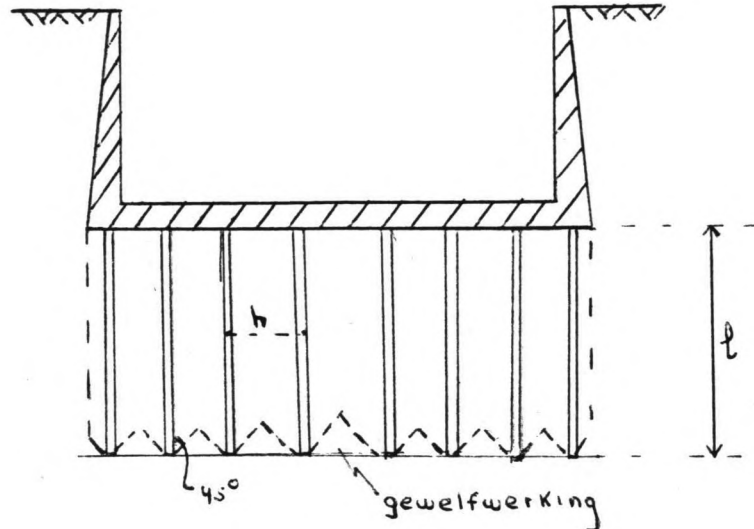
We gaan uit van palen van 15 meter lengte. De wrijvings (schuif)kracht kan nu bepaald worden. Voor Vibro palen is de reductiefactor gelijk aan 1. Ook hoeft de factor 0.3 voor de wisselende belasting hier niet te worden toegepast aangezien geen wisselende belasting optreedt.

$$P = \pi \times 0.4 \times 142 \times 15 = \underline{3009} \text{ kN}$$

Dit is een zeer grote wrijvingskracht; deze ligt veel hoger dan de sterkte van de paal en dan het kluitgewicht (zie volgende paragraaf).

9.8 Kluitcriterium

De trekpalen kunnen een maximale reactie leveren die gelijk is aan het gewicht van de grondlagen waarin ze zich bevinden, waarbij aan de onderkant rekening moet worden gehouden met een gewelfwerking onder een hoek van 45° (zie figuur 9.8).



Figuur 9.8 - Gewelfwerking

Het grondgewicht bedraagt, uitgaande van een poriënvolume van 40% :

$$\begin{aligned} 0.6 \times 26.5 &= 15.9 \text{ kN/ m}^3 \\ 0.6 \times 10 &= \underline{6.0} \text{ kN/ m}^3 \\ &9.9 \text{ kN/ m}^3 \end{aligned}$$

Per strekkende meter paal wordt nu een grondgewicht geactiveerd :

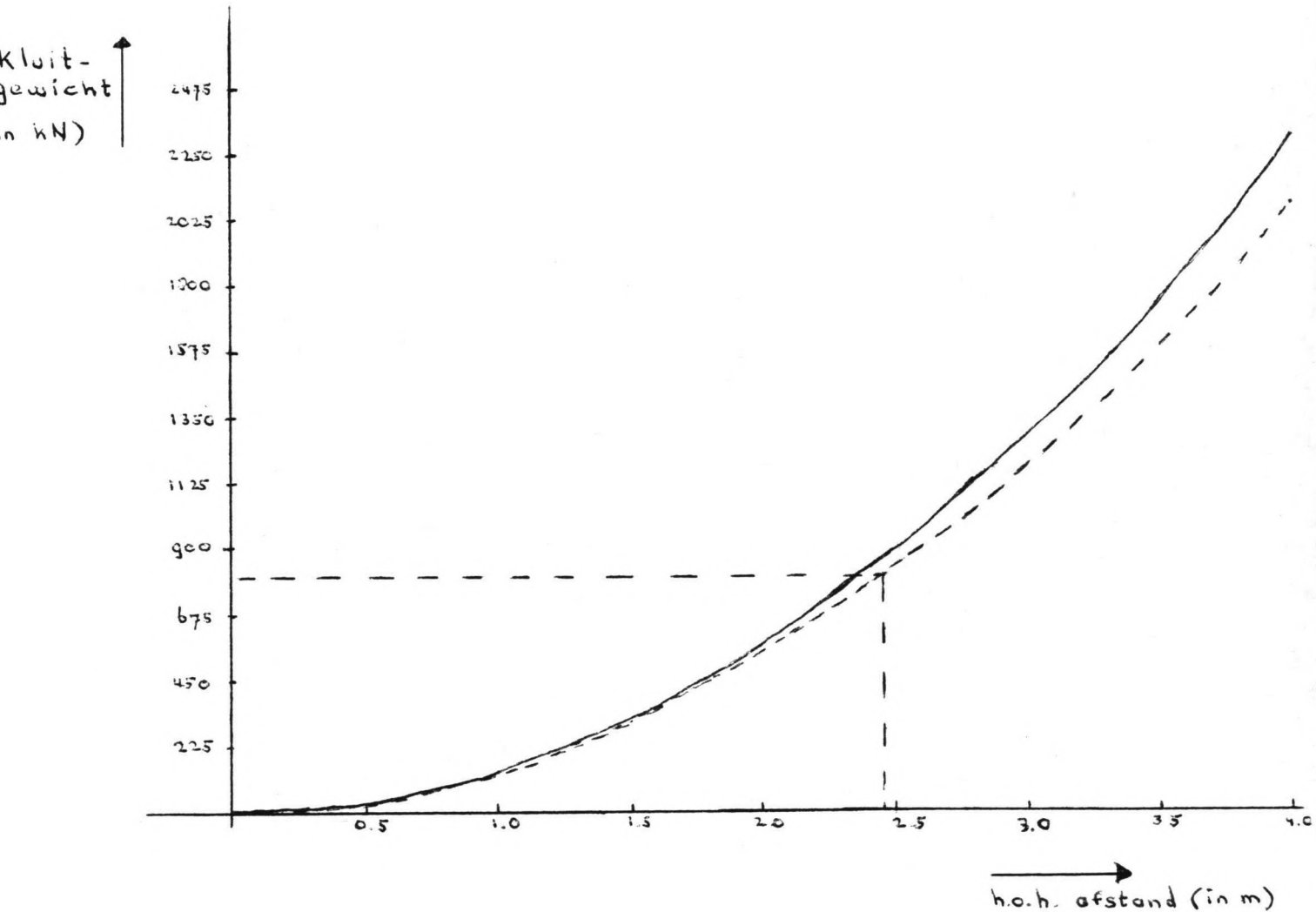
$$9.9 \text{ kN/m}^3 \times (h)^2 \text{ m}^2 = 9.9 h^2 \text{ kN/m}^1$$

De benodigde paallengte bedraagt nu :

$$\frac{1.2 \times 800}{9.9 \times h^2} = 10.77 \text{ meter}$$

n.b. : aangehouden h.o.h. maat 3 meter

Voor palen van 15 meter hangt het kluitgewicht af van de hart op hart afstand tussen de palen (zie fig. 9.9).



Figuur 9.9 - Kluitgewicht afhankelijk van hart op hart afstand.

Bij een kracht van 800 kN bedraagt de hart op hart afstand 2.40 meter.

Voor het kluitcriterium geldt nu : hoe dichter de palen op elkaar worden geplaatst, des te minder wordt de maximale trekkracht van de palen.

9.9 Aantal benodigde palen

Er wordt naar gestreefd zo min mogelijk palen toe te passen. De paallengte bedraagt 15 meter. De maximaal toelaatbare trekkracht bedraagt 800 kN.

Voor de diepste stortmoot van 25 meter is de vereiste totale trekkracht geleverd door de trekpalen :

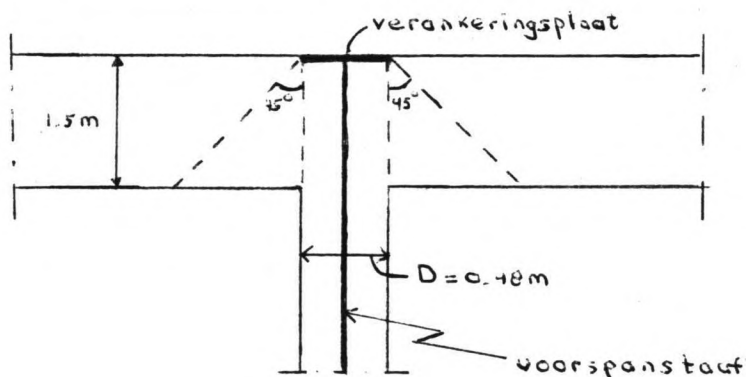
$$n = \frac{81450}{800} = 102$$

Wanneer we één helft van de bak bekijken, zoals bij de computerberekening (zie verder) dan bedraagt het aantal 51.

9.10 Contrôle op pons

De trekkracht moet kunnen worden overgebracht van de Vibro palen op de betonvloer. Hiervoor is een contrôle op pons noodzakelijk.

De palen worden op de volgende wijze in het beton van de vloer verankerd:



Figuur 9.9 - Overdracht paalkracht

De schuifkracht wordt nu overgebracht over een totaal oppervlak van $2 \pi \left(\frac{2}{3} \times 1.5 + 0.24 \right) \times 15 = 11.69 \text{ m}^2$.

De grootte van de schuifspanning bedraagt nu, uitgaande van een trekkracht 800 kN en veiligheid 1.7 :

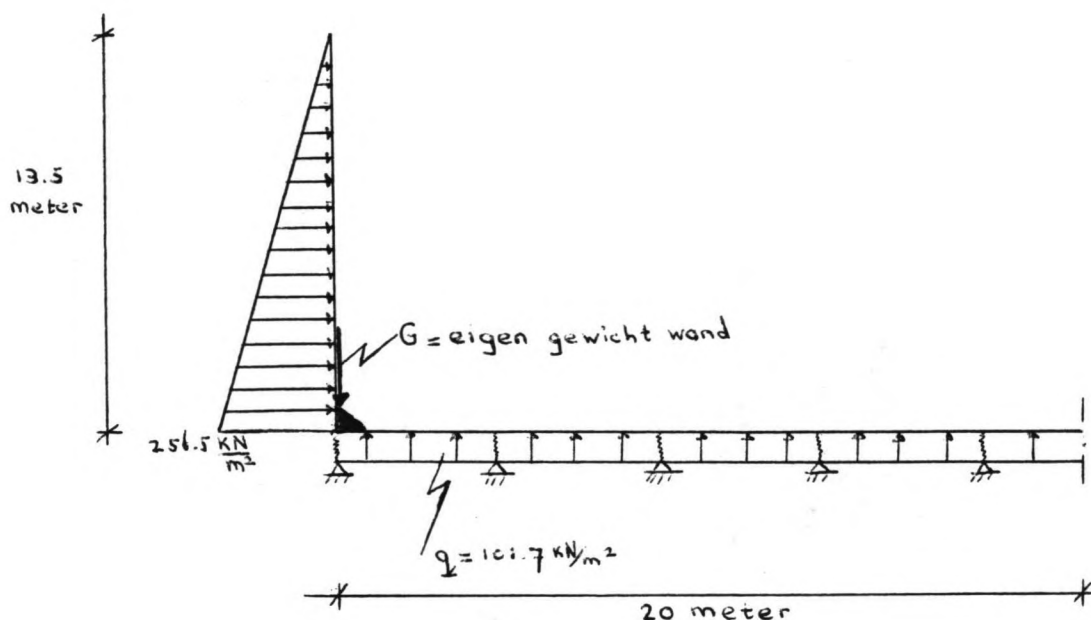
$$\tau_d = \frac{1.7 \times 800 \times 10^3}{11.69 \times 10^6} = 0.12 \text{ N/mm}^2$$

Dit voldoet ruimschoots aan de hier toelaatbare, uitgegaan van B 30, maximale τ van 0.75 N/mm^2 , die overigens nog hoger ligt vanwege het aanwezig zijn van een drukkracht in de vloer.

9.11 Bepalen van de oplegreacties (paalkrachten)

Om de krachten in de palen en de momentenverdeling in de vloer te bepalen is gebruik gemaakt van het ICES-STRUDL computerprogramma. Er is in eerste instantie gekeken naar de doorsnede op het diepste punt van de afrit aanzien hier de grootste krachten optreden.

Het ingevoerde constructieschema ziet er als volgt uit :



Figuur 9.10 : Constructieschema open afrit

Eerst wordt gekeken wat de krachtenverdeling is bij een gelijkmatige paalverdeling. Vervolgens zal deze verdeling worden aangepast en wel zodanig dat er naar gestreefd zal worden om een gelijkmatiger patroon te doen ontstaan, d.w.z. het verkleinen van de grootste trekkracht en in principe het zien te voorkomen van drukkrachten.

Eerst zal nu worden gekeken welke veerstijfheid voor de palen ingevoerd moet worden.

9.12 Veerstijfheid palen

Met behulp van het ICES computerprogramma is nagegaan hoe groot de invloed van de veerstijfheid van de palen is op de krachtsverdeling. In het hieronder gegeven overzicht volgen enige resultaten :

paal- plaatsen	$K = 5 \times 10^5$ kN/m	$K = 1 \times 10^5$ kN/m	$K = 5 \times 10^3$ kN/m
0 m	- 1063 kN	- 858 kN	- 494 kN
7.4 m	+ 452 kN	+ 1 kN	- 284 kN
10.2 m	- 55 kN	- 73 kN	- 243 kN
13.0 m	- 289 kN	- 170 kN	- 215 kN
15.8 m	- 340 kN	- 245 kN	- 199 kN
18.6 m	- 333 kN	- 283 kN	- 191 kN

Hieruit blijkt dat de veerstijfheid grote invloed heeft op de krachtsverdeling.

In het rapport "Methoden ter voorkoming van opdrijving van constructies in grondwater" van het KIVI wordt verslag gedaan van een aantal proefbevestigingen op verschillende trekpalen. Hieruit kan de veerstijfheid worden opgemaakt. Voor Vibro palen zijn de volgende uitkomsten gevonden (zie Tabel 9.1).

Hierbij dient te worden opgemerkt dat de veerstijfheid van geval tot geval verschilt, afhankelijk van de plaatselijke omstandigheden en de paalafmetingen en -eigenschappen.

	veerconst mm/10 kN	veerstijfheid kN/m
1	0.03	3.3×10^5
2	0.02	5×10^5
3	0.03	3.3×10^5
4	0.025	4×10^5
5	0.025	4×10^5
6	0.025	4×10^5
7	0.025	4×10^5
8	0.03	3.3×10^5

Tabel 9.1 - Resultaten proeven Vibro-trekpalen

Bovenstaande dient daarom slechts als een grove indicatie. De krachtsverdeling wordt ongunstiger naarmate de opleggingen stijver zijn. We houden derhalve een "veilige" waarde aan voor de veerstijfheid:

$$K = 5 \times 10^5 \text{ kN/m}.$$

Opmerking

Bovenstaande voor de berekening in te voeren veerstijfheid geldt per paal. De computerberekening voert echter over één strekkende meter van de bak. De hier in te voeren veerstijfheid is derhalve per paalrij afhankelijk van het aantal palen per m¹ in lengterichting. Wanneer de palen bijvoorbeeld h.o.h. 3 meter staan, betekent dit voor deze paalrij een veerstijfheid van

$$\frac{5.0 \times 10^5}{3} = 1.67 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

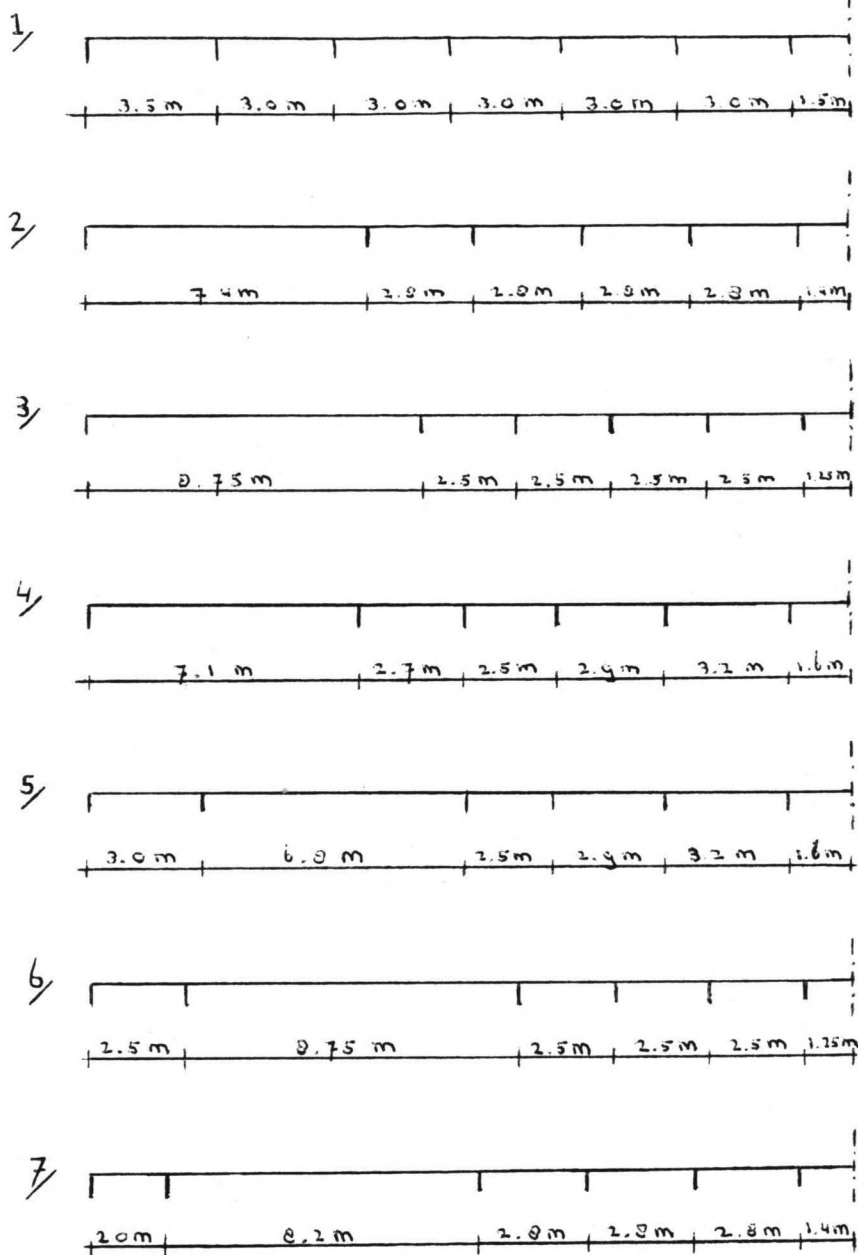
Hierna zullen de resultaten van de computerberekening worden weergegeven, waarbij voor iedere paalrij dezelfde veerstijfheid wordt gebruikt.

Bij de weergave van de resultaten dient nu rekening gehouden te worden met het feit dat deze per m¹ worden gegeven en derhalve nog moeten worden vermenigvuldigd met de hart op hart afstand van de desbetreffende paalrij.

Voor de berekening wordt verondersteld dat de palen geen moment kunnen opnemen. In werkelijkheid kan een klein moment door de palen worden opgenomen.

9.13 Resultaten computerberekening

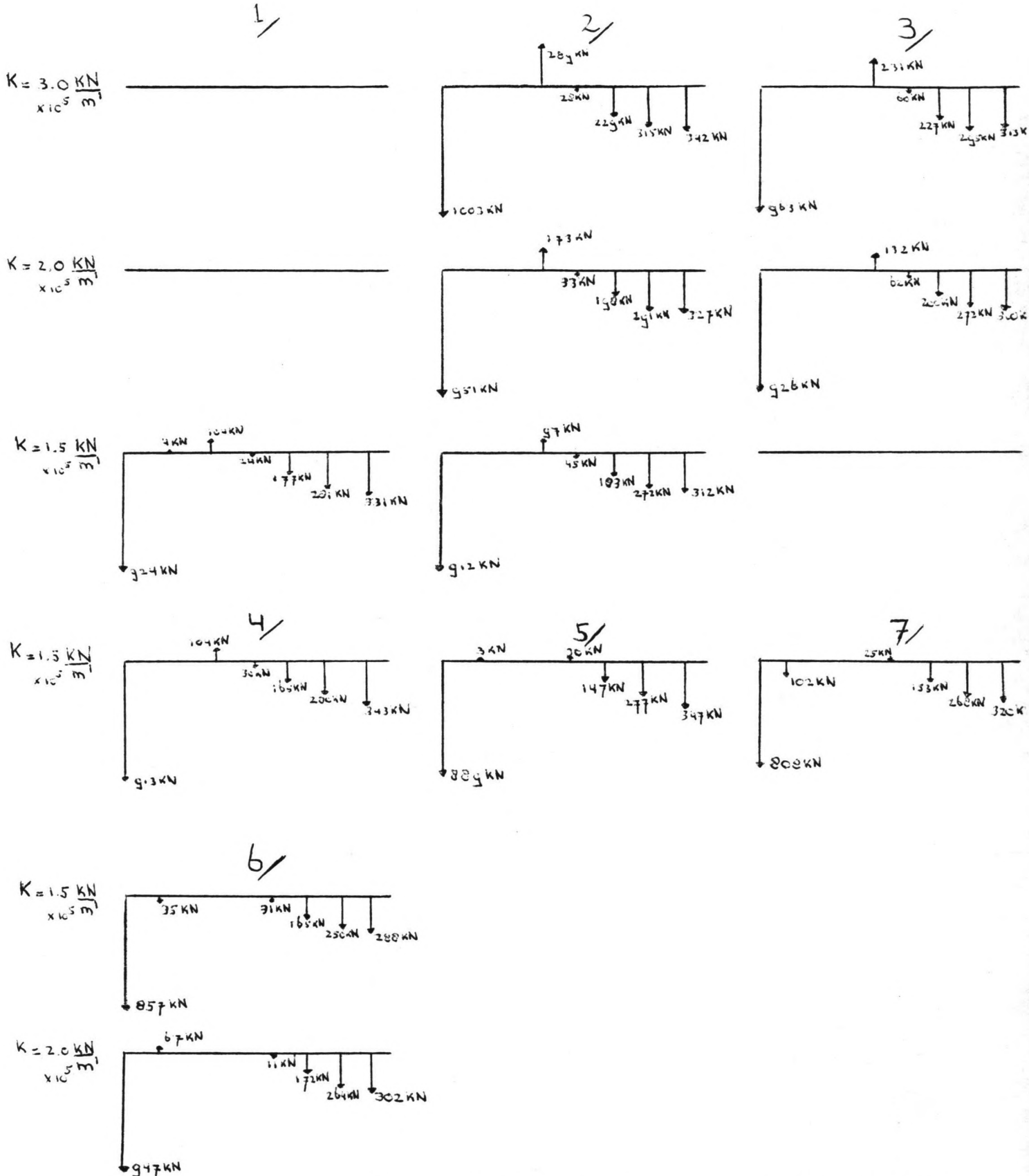
Er zal worden aangegeven welke palen configuraties zijn onderzocht en welke veerstijfheden daarbij zijn ingevoerd. Hierbij is er in eerste instantie van uitgegaan dat alle palenrijen dezelfde veerstijfheid bezitten, dat wil zeggen dat de hart op hart afstand tussen de palen in iedere palenrij dezelfde is.



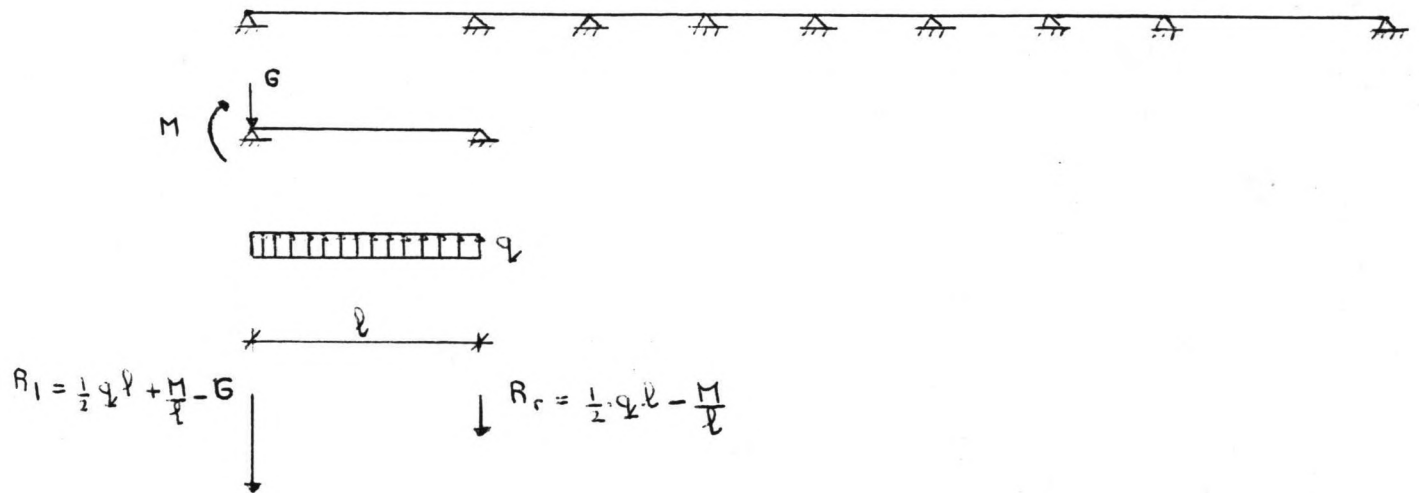
Er zijn drie verschillen veerstijfheden genomen :

1. $K = 3.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^1$
2. $K = 2.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^1$
3. $K = 1.5 \times 10^5 \text{ kN/m}^1$

De hieruit voortvloeiende krachtsverdelingen worden hieronder weergegeven, waarbij de krachten per m^1 worden gegeven.



Het wordt uit de resultaten duidelijk dat het voor de krachtsverdeling gunstig is het buitenveld groter te kiezen dan de binnenvelden (zie fig. 9.11).



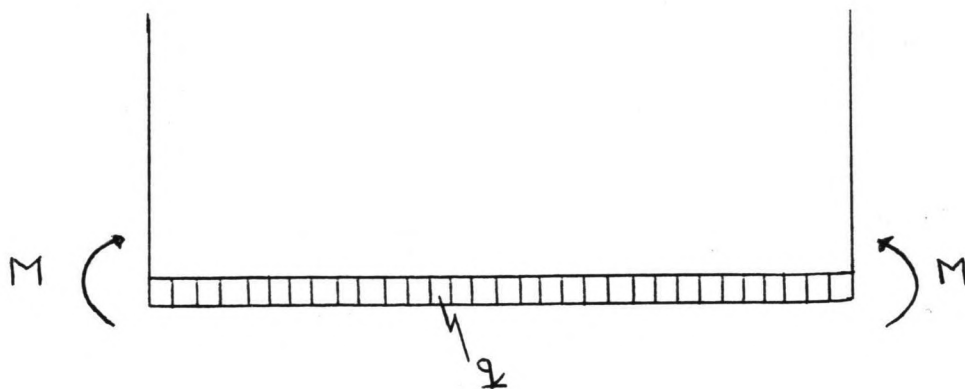
Figuur 9.11 - Oplegreacties

De term $0.5 q l$ van dit veld is nu wel groot maar

1. R_l wordt "onderdrukt" door het eigen gewicht van de wand
2. R_r wordt "onderdrukt" door de term $\frac{M}{l}$

Hiervoor is laten zien dat de kracht in de buitenste palen hoog oploopt. Deze palen kunnen uit praktische beperkingen niet al te dicht op elkaar geplaatst worden. In veel gevallen wordt nu de maximum trekkracht in de buitenste palen overschreden.

9.14 Economie palenplan



Figuur 9.12 - Belastingen geschematiseerd

In principe wordt het aantal palen n zo gekozen dat $(n - 1) \times$ de maximale kracht niet voldoende is om evenwicht te maken met de opwaartse kracht verminderd met het gewicht van de bak, terwijl $n \times$ de maximale kracht groter is dan de opwaartse kracht :

$$(n - 1) T_v < F_{opw} < n \cdot T_v \quad (1)$$

Bij een gelijkmatige verdeling van deze palen zal de kracht in de buitenste palen zeer groot worden (trek), groter dan T_v . Tevens ontstaan er in de meeste gevallen drukkrachten. Het is duidelijk dat er nu veel meer palen nodig zullen zijn dan in (1) wordt aangegeven.

We kunnen dit probleem op vijf manieren benaderen :

- a. palen anders plaatsen
- b. palen bijplaatsen
- c. accepteren dat palen omhoog komen (kluitscriterium of vloeien wapening)
- d. moment verminderen
- e. zeer zware palen toepassen

ad a

Het aantal palen anders plaatsen levert in theorie een haalbare oplossing in de praktijk echter een onhaalbare oplossing op.

De palen onder de wanden van de bak zullen een trekkracht krijgen groter dan de eerder gekozen maximum trekkracht van 800 kN. Men is namelijk gehouden aan een minimum hart op hart afstand van de palen in verband met de uitvoering (N.B. deze minimum afstand bedraagt ongeveer 2 meter).

ad b

Met het bijplaatsen van palen lijkt een goed palenplan te kunnen worden ontworpen. Dit levert economisch gezien echter een minder aantrekkelijke oplossing op aangezien de palen nu totaal niet optimaal benut worden.

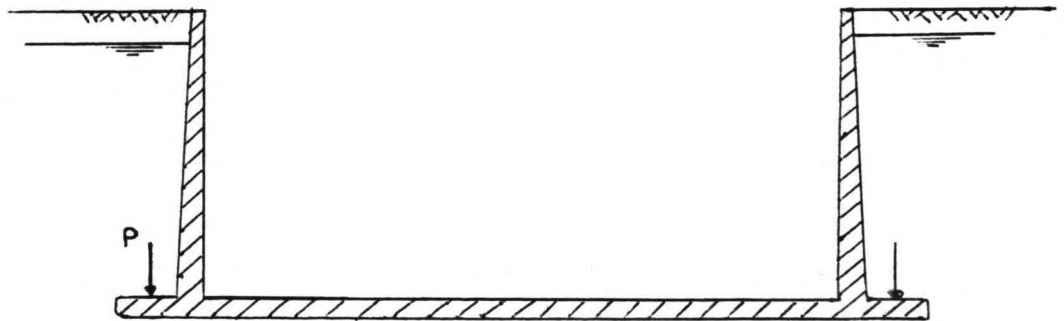
ad c

Accepteren dat wapening gaat vloeien waardoor de palen iets omhoog komen of het toelaten dat palen met kluit¹grond omhoog komen (overschrijden "kluitcriterium") zodanig dat een herverdeling van de krachten ontstaat is misschien een mogelijkheid. Op dit idee zal in paragraaf 9.15 e.v. worden doorgegaan.

Dit zou economisch gezien een zeer gunstige oplossing betekenen, aangezien de palen nu optimaal worden benut en in een eenvoudig stramien kunnen worden geplaatst.

ad d

Het randmoment verminderen, zodanig dat wel een meer gelijkmatige verdeling van de trekpalen mogelijk is, biedt technisch gezien een goede oplossing, de vraag is echter of dit economisch gezien een aantrekkelijke oplossing biedt. Hoewel op deze oplossing verder niet te diep zal worden ingegaan, kan een eenvoudige constructie bedacht worden om het moment te verminderen. Dit is namelijk het aanbrengen van oren aan de buitenzijde van de bak (zie fig. 9.11). Hierdoor ontstaat een tegenwerkend moment door de gronddruk op de oren.



Figuur 9.11 - Oren aan de bak

ad e

Een laatste mogelijkheid is het ertoe overgaan om voor de palenrij onder de wand speciale palen met een hoge maximum trekkracht te gebruiken. Bij de keuze van het definitieve palenplan in paragraaf 9.18 wordt hierop teruggekomen.

9.15 Omhoog komen palen

Er zijn drie mogelijke manieren waarop de palen omhoog kunnen komen:

1. Een paal komt omhoog door overschrijding van de wrijvingskracht tussen de paal en de grond.
2. Een paalrij komt omhoog bij het overschrijden van de maximale kracht zoals deze volgt uit het kluitcriterium.
3. Een paal komt omhoog bij het vloeien van de wapening, m.a.w. wanneer de vloeigrens van de voorspanningsstaaf wordt overschreden.

Hierbij wordt er van uitgegaan dat de palen in ieder geval hun trekkracht op het beton kunnen overdragen, m.a.w. dat de controle op pons in ieder geval voldoet.

Er wordt nu het volgende idee geponeerd :

De paallast kan toenemen tot de door het zogenaamde "kluitcriterium" aangegeven maximale kracht of tot het bereiken van de vloeigrens van de voorspanning. De veronderstelling is nu, dat wanneer deze paalbelastingen zullen worden overschreden, de paal iets omhoog zal komen, in het eerste geval met de bepaalde kluit grond, in het tweede geval door het vloeien van de wapening.

De gedachte is nu als volgt :

De paal neemt deze maximale kracht op, terwijl er in de overige palen een herverdeling van de krachten zal plaatsvinden, zodat zich als het ware een nieuwe evenwichtstoestand zal instellen.

Uit de eerder gegeven computerberekeningen bleek dat er een grote trekkracht zal optreden in de buitenste palen, terwijl in de meeste gevallen een drukkracht in de volgende palenrij wordt gevonden. Wat gebeurt er nu met de krachtsverdeling wanneer we een bepaalde maximale paalkracht invoeren ?

Dit zal ook worden gecontroleerd met behulp van het ICES-STRUDL programma (zie literatuuropgave, ref.nr. 18). Dit gebeurt iteratief, de werkwijze is als volgt.

Nadat voor een bepaalde configuratie de krachtsverdeling is berekend, wordt gekeken waar de maximale trekkracht zal worden overschreden. Dit punt

wordt dan vervolgens "losgemaakt", d.w.z. als vrij punt en dus niet als oplegging beschouwd. In dit punt wordt dan de maximum trekkracht als kracht ingevoerd. Nu start de nieuwe berekening. Wanneer nu weer op een bepaald punt de maximale trekkracht wordt overschreden, dan wordt bovenstaande procedure nogmaals uitgevoerd.

Hieronder zullen een aantal resultaten worden weergegeven. Het betreft krachtsverdelingen waarbij steeds in een nieuw punt de maximum trekkracht wordt ingevoerd.

Resultaten

1. buitenveld : 8.75 m

binnenvelden : 2.5 m

$$K = 2.0 \times 10^5 \text{ kN/m'}$$

krachtsverdeling : (n.b. krachten per m¹ bak, dus niet per paal)

- 926 kN		- 600 kN		- 600 kN
+ 132 kN	→	- 497 kN	→	- 400 kN
- 62 kN		- 172 kN		- 273 kN
- 199 kN		- 94 kN		- 123 kN
- 272 kN		- 116 kN		- 107 kN
- 300 kN		- 148 kN		- 124 kN

2. buitenveld : 7.4 m

binnenvelden : 2.8 m

$$K = 2.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^1$$

krachtsverdeling :

- 1003 kN		- 600 kN		- 600 kN
+ 289 kN		- 492 kN		- 400 kN
- 29 kN		- 69 kN		- 182 kN
- 231 kN		- 61 kN		- 82 kN
- 316 kN		- 165 kN		- 150 kN
- 338 kN		- 240 kN		- 215 kN

3. buitenveld : 3.0 m

binnenvelden : 6.5 m/overige 3.0 m

$$K = 1.0 \text{ E5 kN/m}^1 / 2.5 \times 10^5 \text{ kN/m}^1 / 1.67 \times 10^5 \text{ kN/m}^1 / 1.67 \times 10^5 \text{ kN/m}^1 / 1.67 \times 10^5 \text{ kN/m}^1 / 1.67 \times 10^5 \text{ kN/m}^1$$

krachtsverdeling :

- 754 kN	- 316 kN	- 316 kN	- 316 kN	- 316 kN
- 177 kN	→ - 749 kN	→ - 316 kN	→ - 316 kN	→ - 316 kN
+ 45 kN	+ 76 kN	- 621 kN	- 316 kN	- 316 kN
- 139 kN	- 92 kN	- 191 kN	- 516 kN	- 316 kN
- 270 kN	- 236 kN	- 88 kN	- 141 kN	- 303 kN
- 331 kN	- 310 kN	- 94 kN	- 23 kN	- 62 kN

4. buitenveld : 3.0 m

binnenvelden : 6.5 m/overige 3.0 m

$$K = 1.67 \text{ kN/m}^1$$

krachtsverdeling :

- 921 kN	- 316 kN	- 316 kN	- 316 kN	- 316 kN
+ 37 kN	→ - 720 kN	→ - 316 kN	→ - 316 kN	→ - 316 kN
+ 36 kN	+ 29 kN	- 621 kN	- 316 kN	- 316 kN
- 157 kN	- 99 kN	- 191 kN	- 516 kN	- 316 kN
- 284 kN	- 226 kN	- 88 kN	- 141 kN	- 303 kN
- 340 kN	- 296 kN	- 94 kN	- 23 kN	- 62 kN

5. buitenveld : 2.0 m

binnenvelden : 9.25 m/overige 2.5 m

$$K = 2.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^1$$

krachtsverdeling :

- 895 kN	- 316 kN	- 316 kN	- 316 kN	- 316 kN
- 3 kN	→ - 676 kN	→ - 316 kN	→ - 316 kN	→ - 316 kN
+ 8 kN	+ 27 kN	- 706 kN	- 316 kN	- 316 kN
- 166 kN	- 135 kN	- 233 kN	- 599 kN	- 316 kN
- 265 kN	- 240 kN	- 51 kN	- 132 kN	- 338 kN
- 306 kN	- 288 kN	- 5 kN	+ 51 kN	- 27 kN

6. buitenveld : 2.0 m

binnenvelden : 9.25 m/overige 2.5 m

$$K = 2.5 \times 10^5 \text{ kN/m}^1 / 2.5 \times 10^5 \text{ kN/m}^1 / 1.67 \times 10^5 \text{ kN/m}^1 / 1.67 \times 10^5 \text{ kN/m}^1 / 1.67 \times 10^5 \text{ kN/m}^1 / 1.67 \times 10^5 \text{ kN/m}^1$$

krachtsverdeling :

- 969 kN	- 400 kN	- 400 kN
+ 87 kN →	- 581 kN →	- 400 kN
- 13 kN	+ 19 kN	- 330 kN
- 169 kN	- 138 kN	- 193 kN
- 261 kN	- 240 kN	- 154 kN
- 301 kN	- 287 kN	- 150 kN

7. buitenveld : 8.75 m

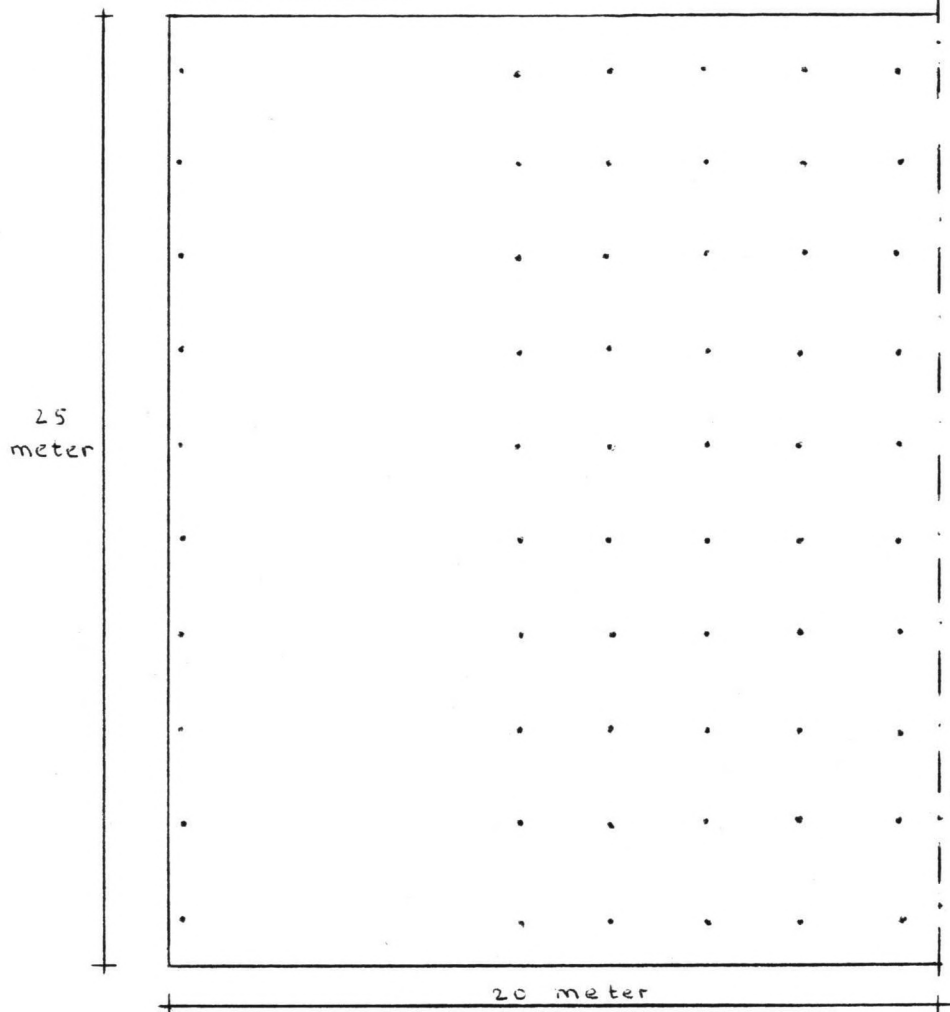
binnenvelden : 2.5 m

$$K = 1.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^1$$

krachtsverdeling :

- 858 kN	- 300 kN	- 300 kN	- 300 kN
- 15 kN →	- 910 kN →	- 300 kN →	- 300 kN
- 94 kN	- 355 kN	- 852 kN	- 300 kN
- 173 kN	- 91 kN	- 387 kN	- 706 kN
- 229 kN	+ 3 kN	+ 10 kN	- 138 kN
- 257 kN	+ 25 kN	+ 125 kN	+ 115 kN

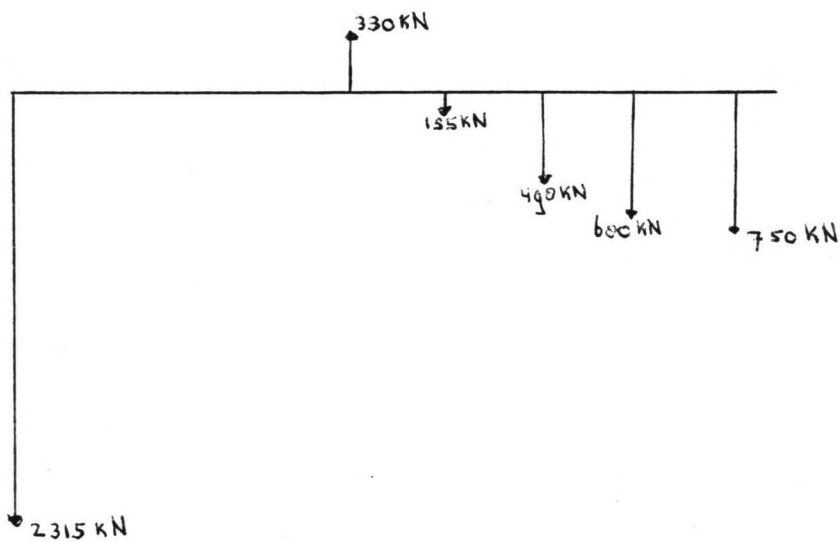
1. Paalverdeling



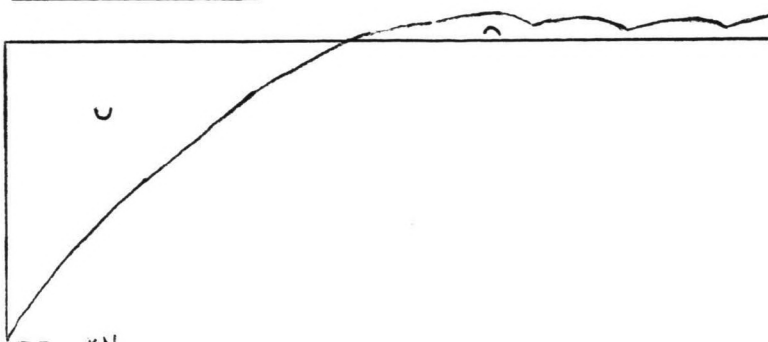
aantal palen

$$6 \times 10 = 60$$

Kracht per paal

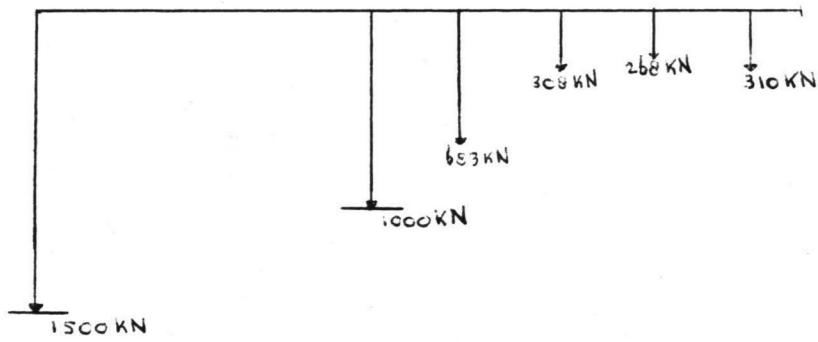


Momentenverloop

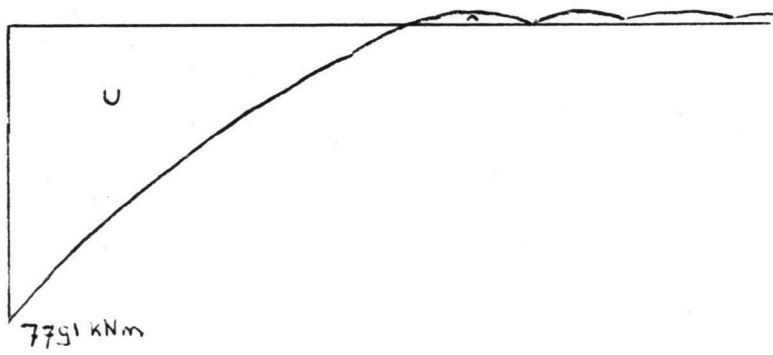


1. Eindsituatie

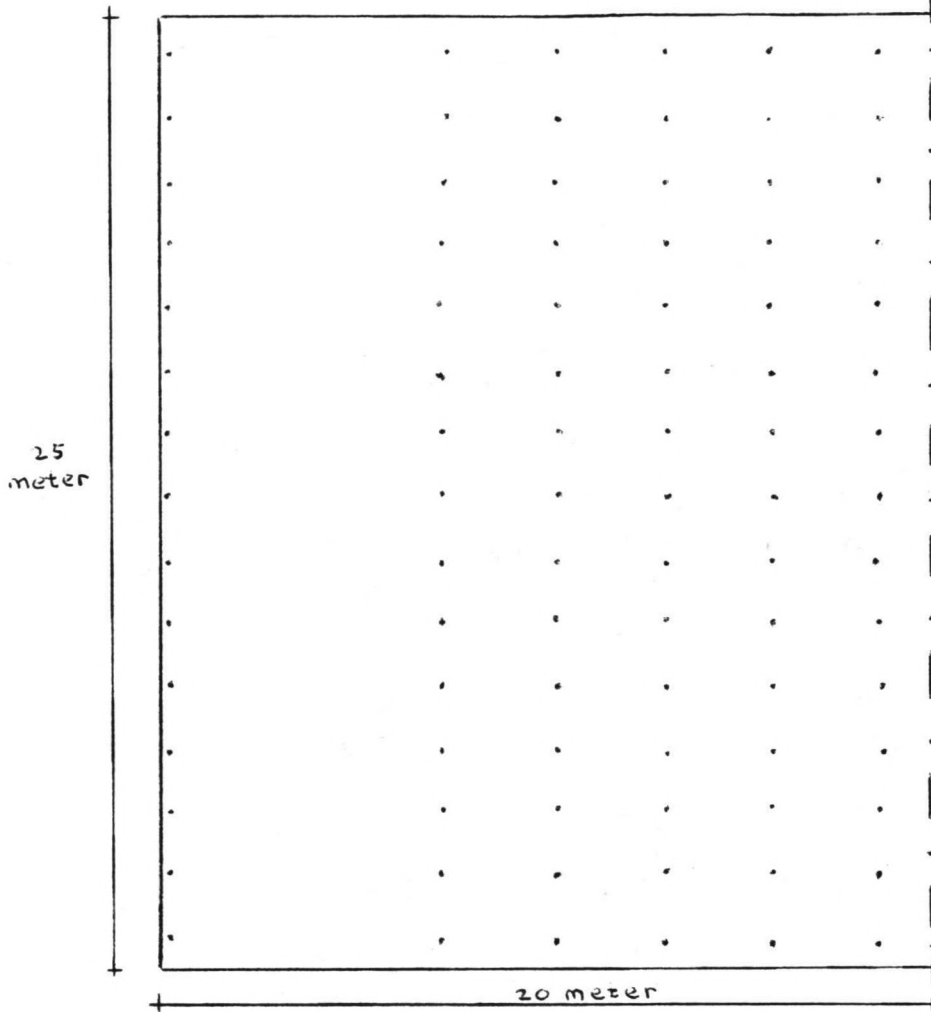
Kracht per paal



Momentenverloop

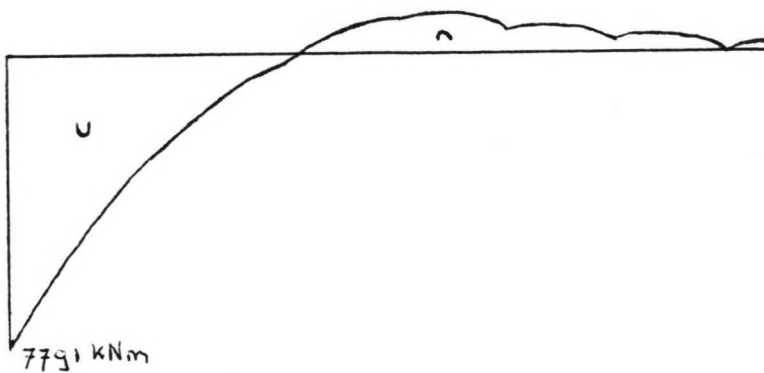
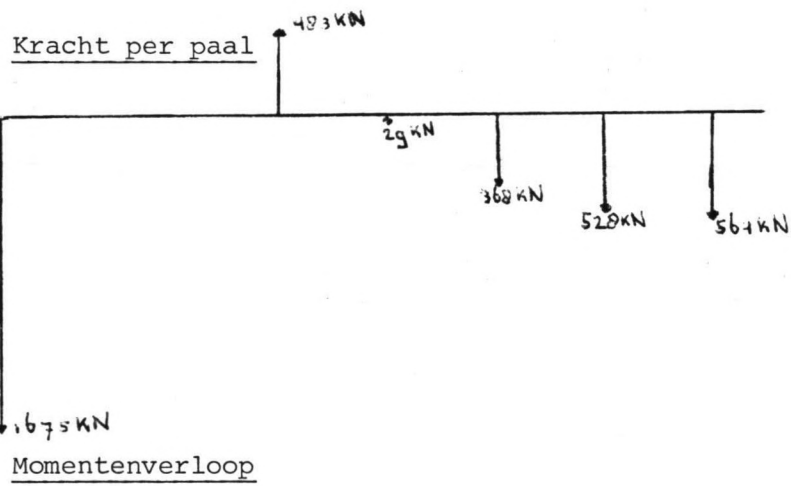


2. Paalverdeling



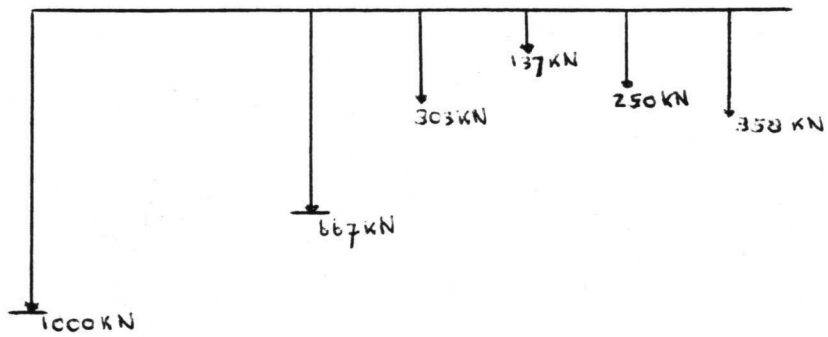
aantal palen

$$6 \times 15 = 90$$

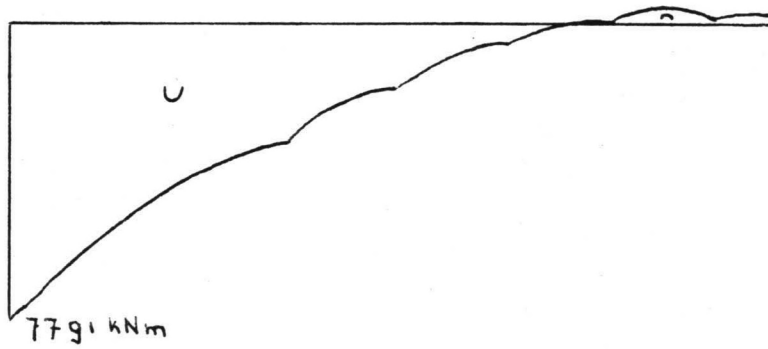


2. Eindsituatie

Kracht per paal

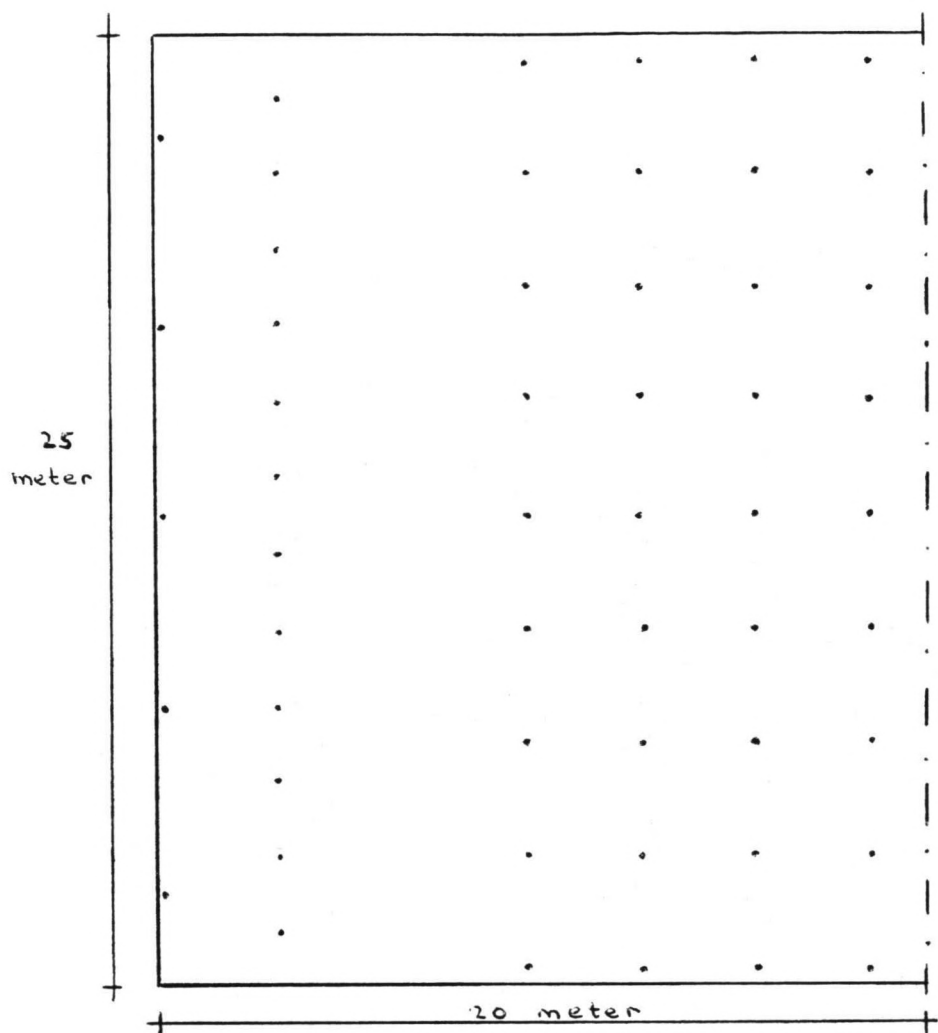


Momentenverloop



3. Paalverdeling

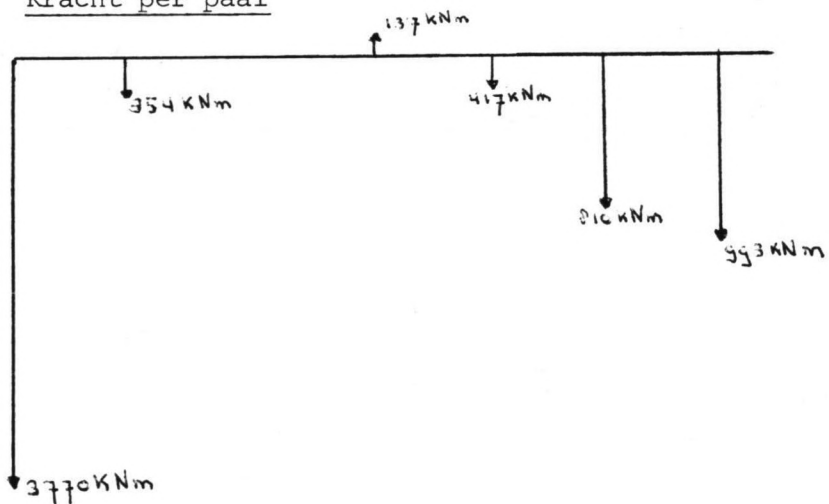
- 98 -



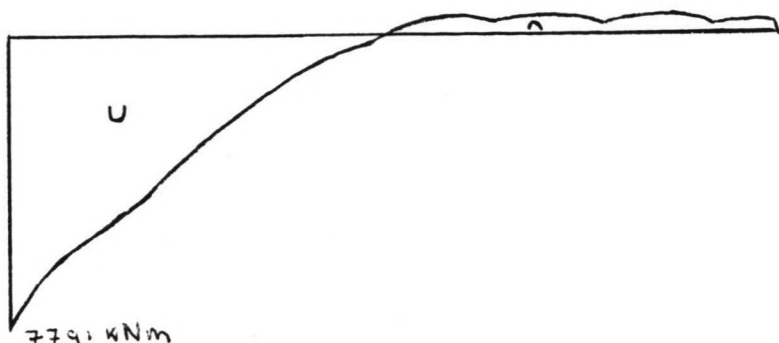
aantal palen

$$4 \times 9 + 12 + 5 = 53$$

Kracht per paal

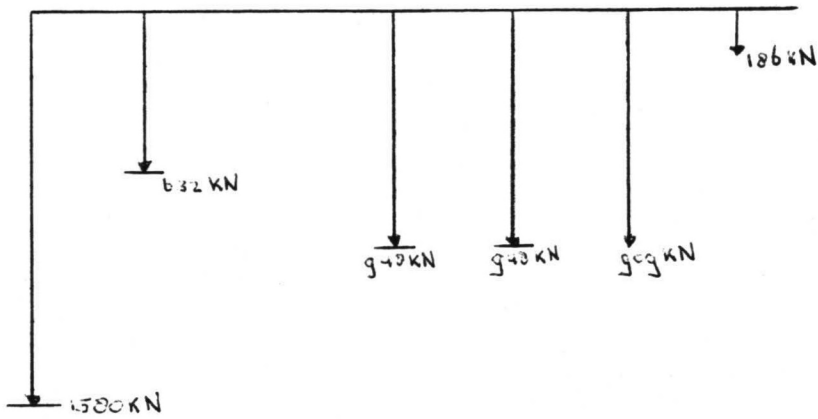


Momentenverloop

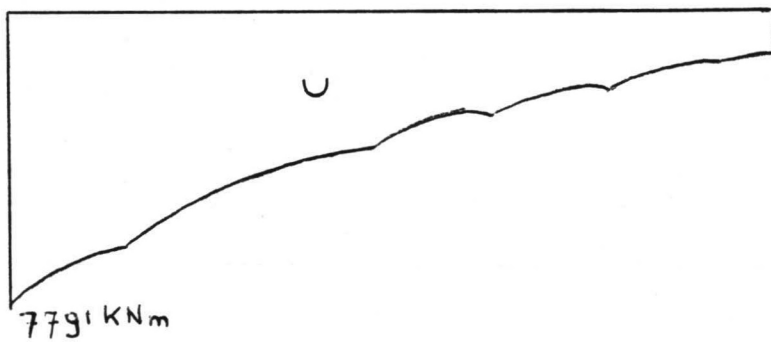


3. Eindsituatie

Kracht per paal

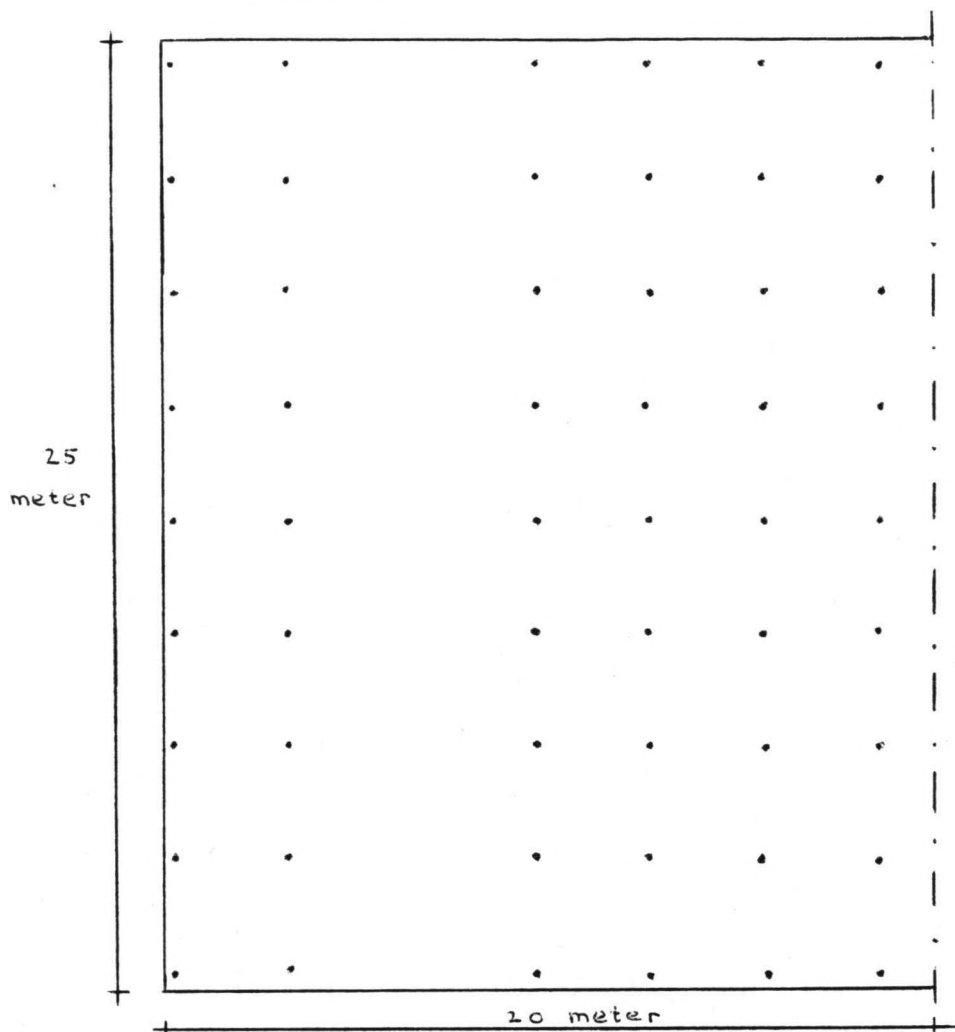


Momentenverloop



4. Paalverdeling

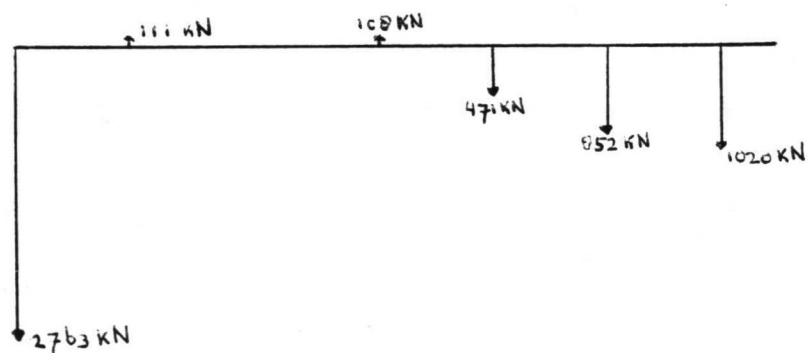
- 100 -



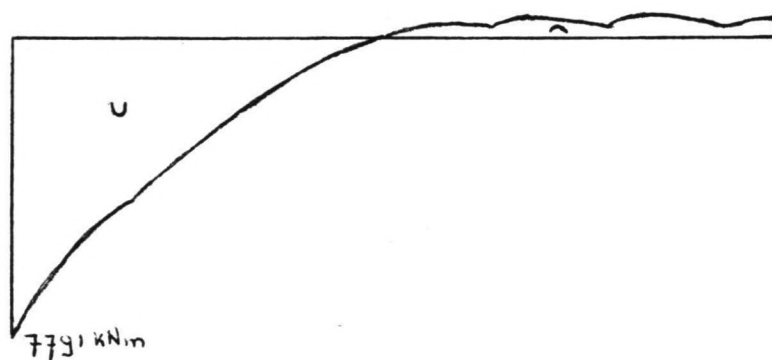
aantal palen

$$6 \times 9 = 54$$

Kracht per paal

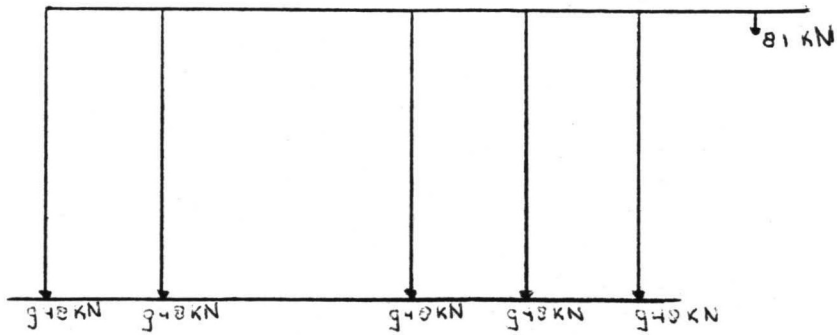


Momentenverloop

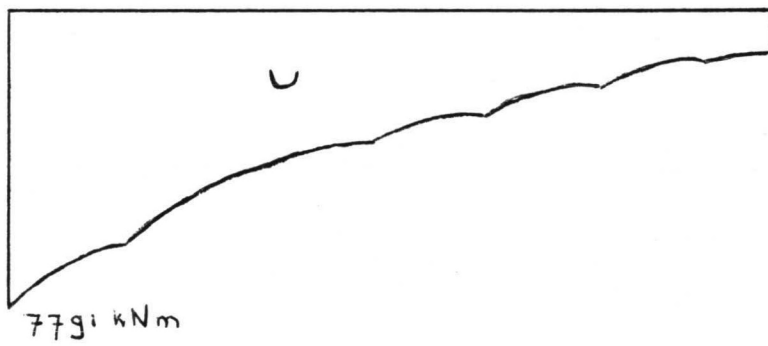


4. Eindsituatie

Kracht per paal

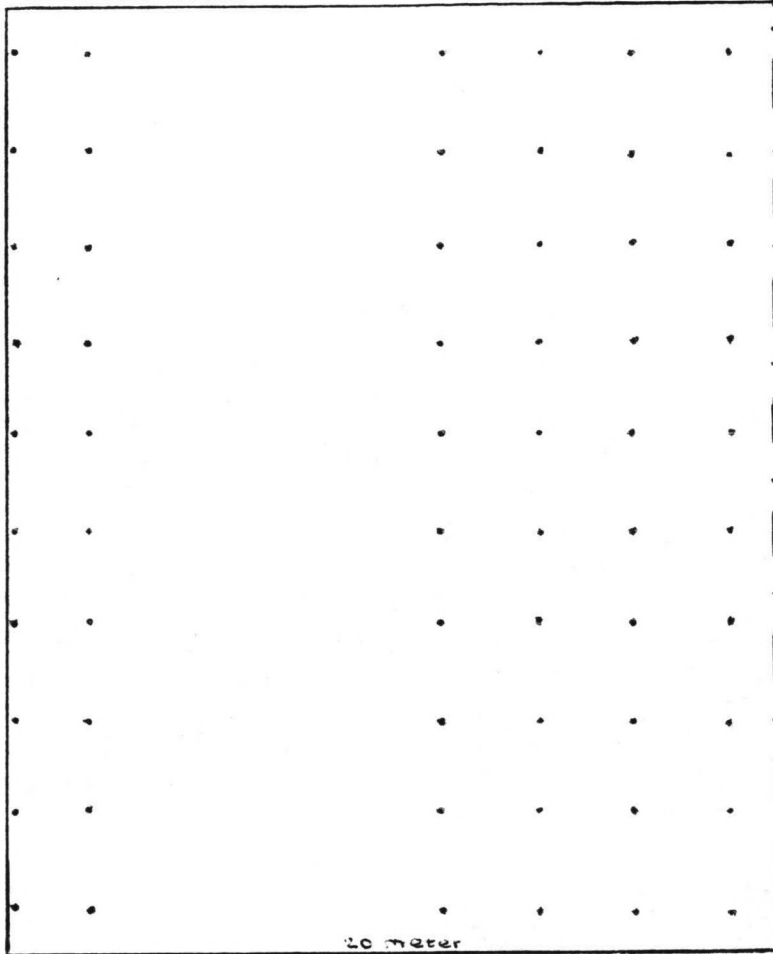


Momentenverloop



5. Paalverdeling

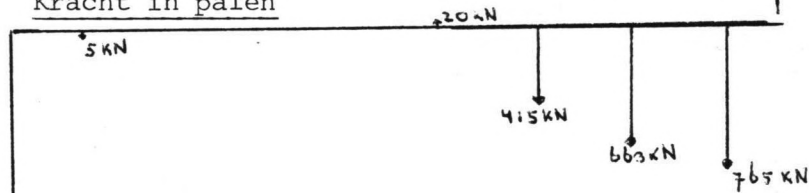
25
meter



aantal palen

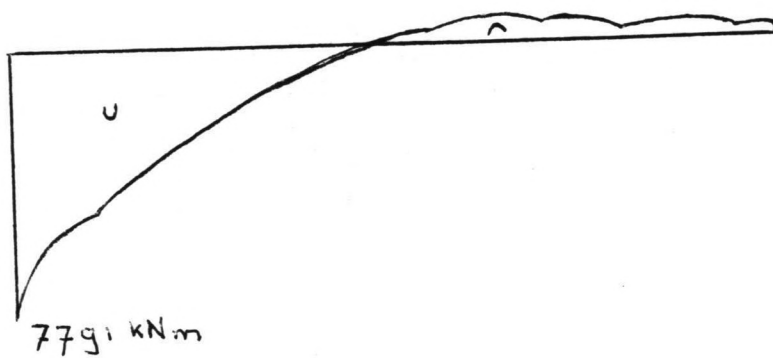
$$6 \times 10 = 60$$

Kracht in palen



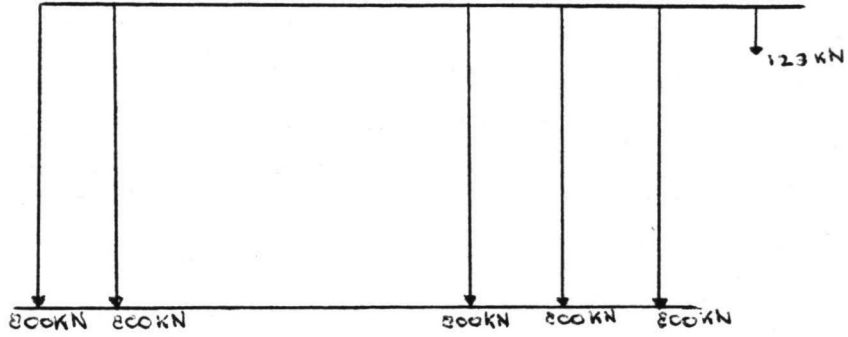
2238 kN

Momentenverloop

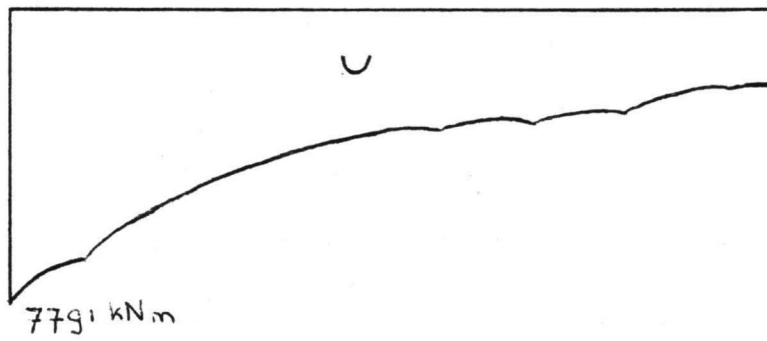


5. Eindsituatie

Kracht per paal

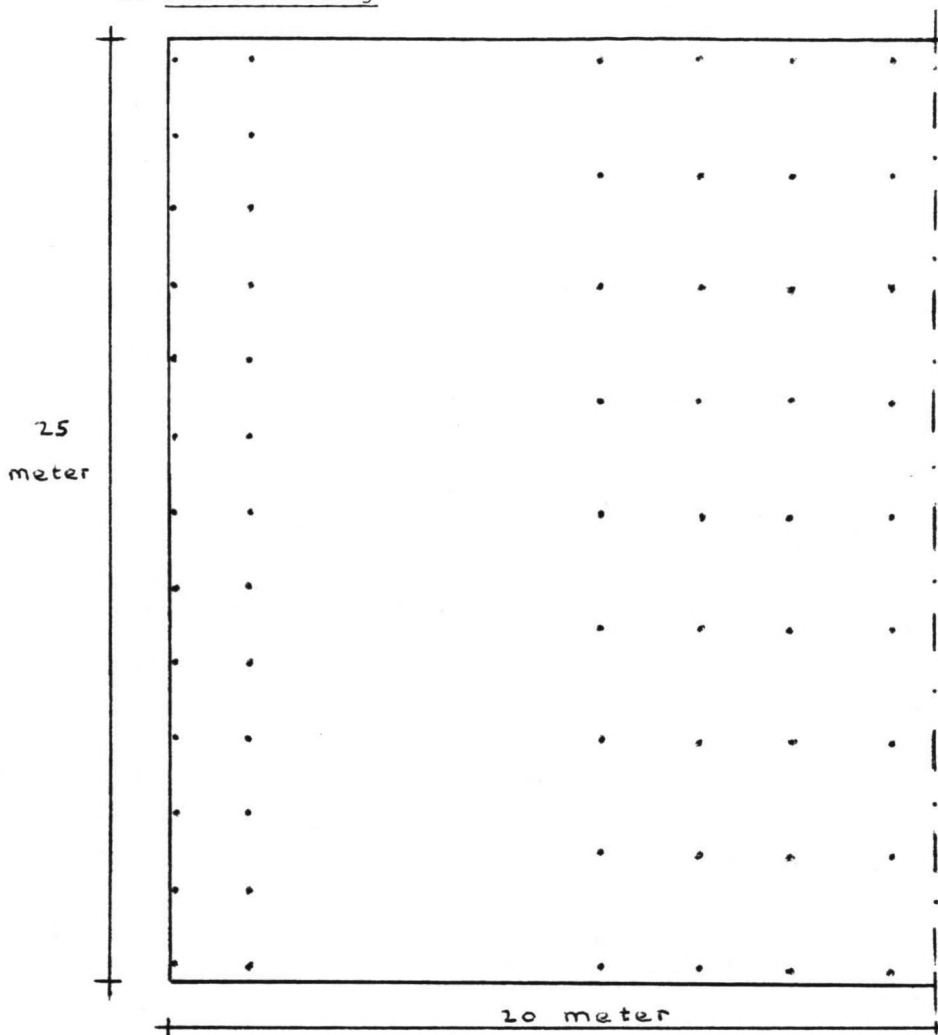


Momentenverloop



6. Paalverdeling

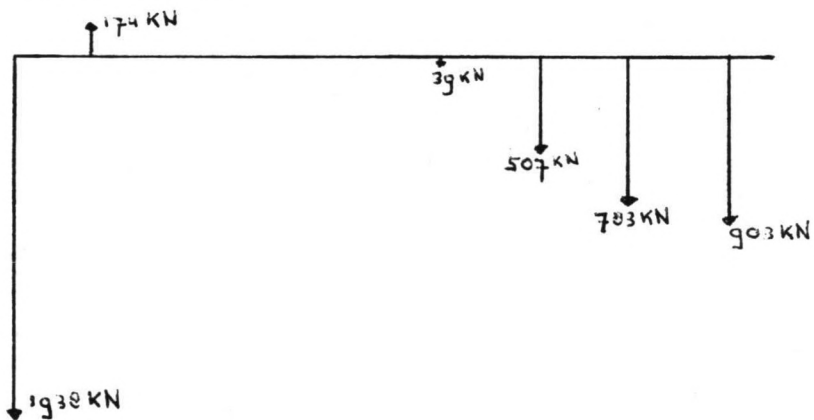
- 104 -



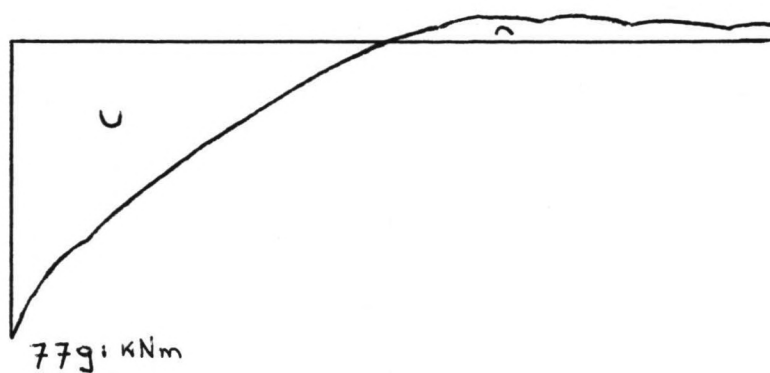
aantal palen

$$4 \times 9 + 2 \times 13 = 62$$

Kracht per paal

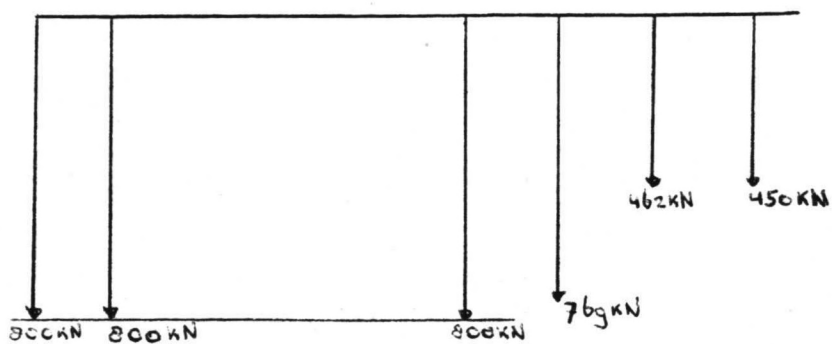


Momentenverloop

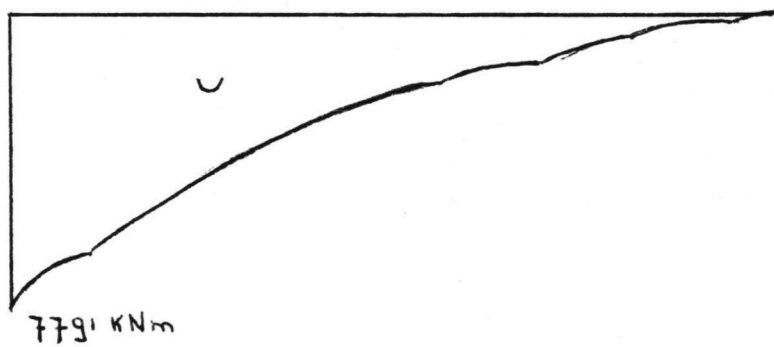


6. Eindsituatie

Kracht per paal

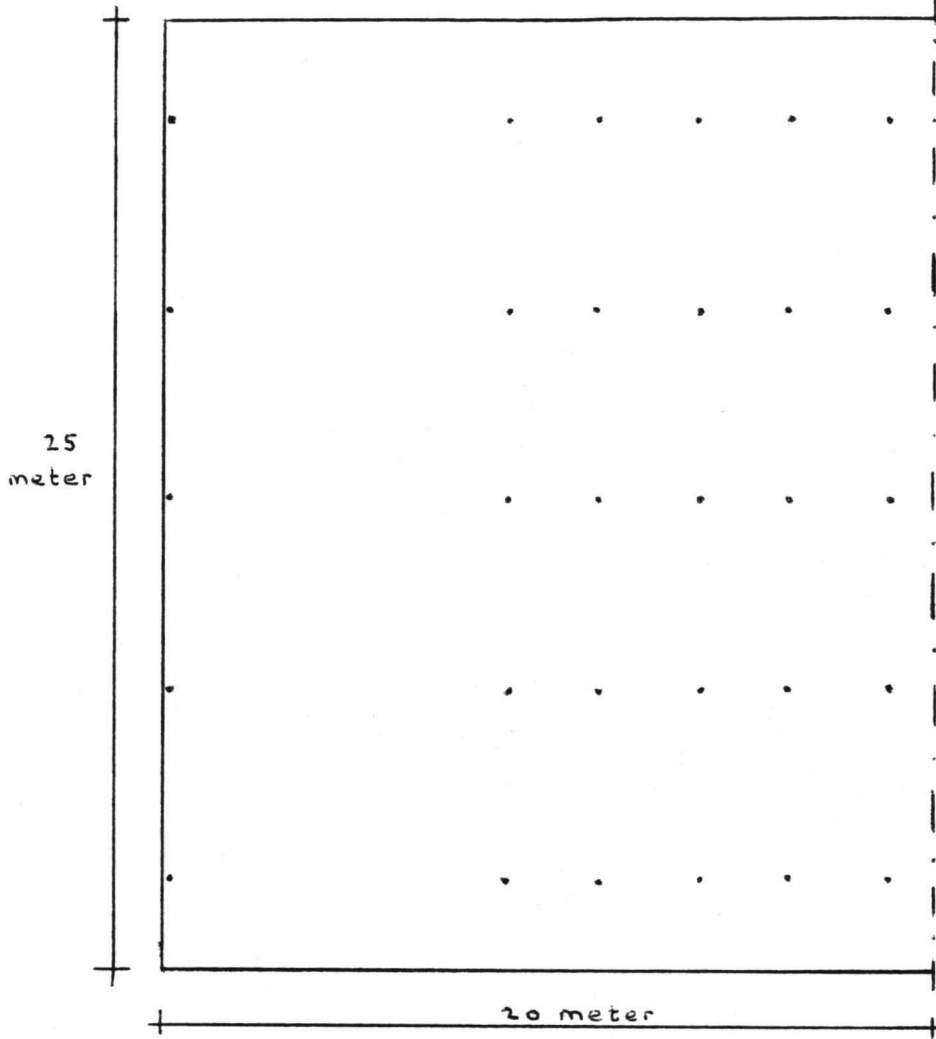


Momentenverloop



7. Paalverdeling

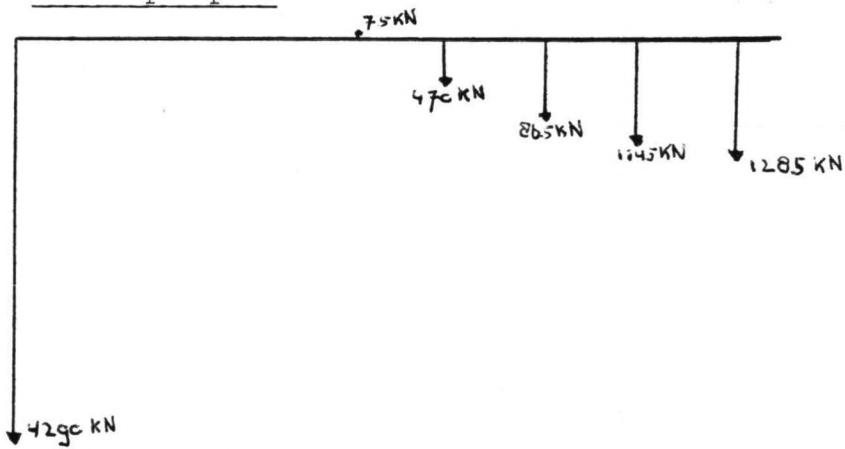
- 106 -



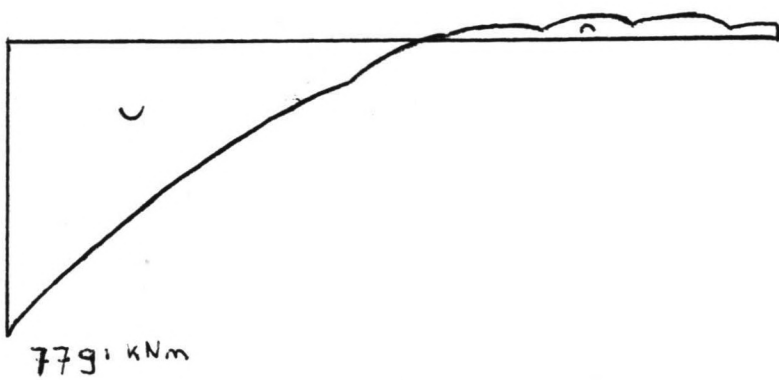
aantal palen

$$6 \times 5 = 30$$

Kracht per paal

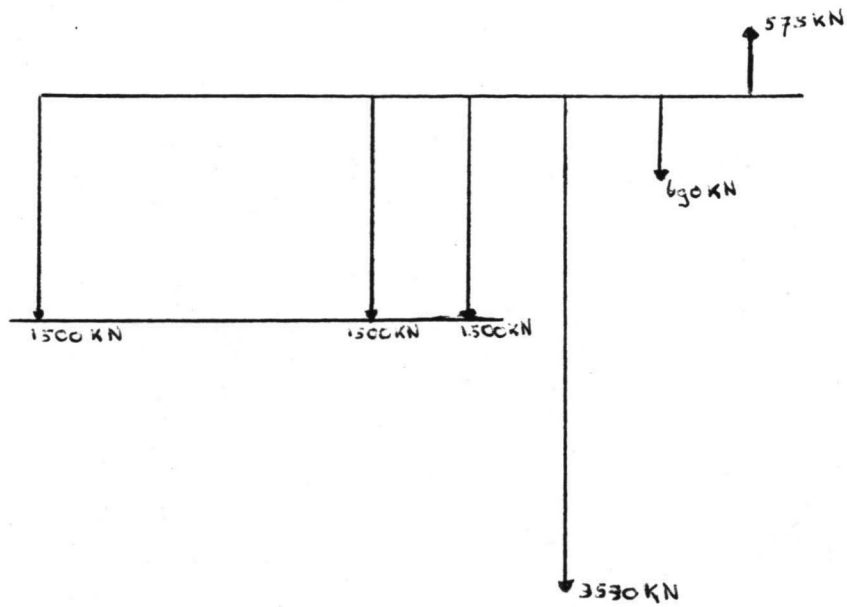


Momentenverloop

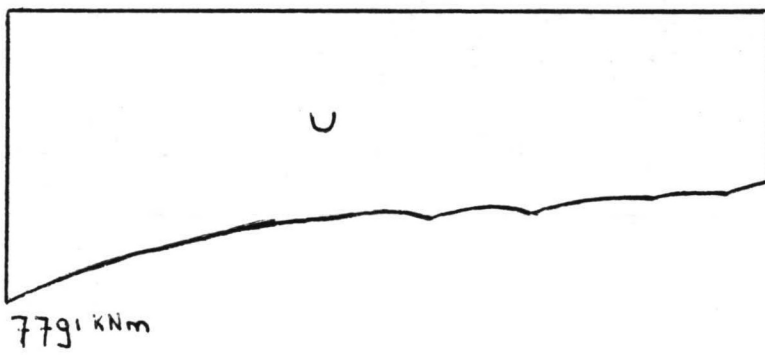


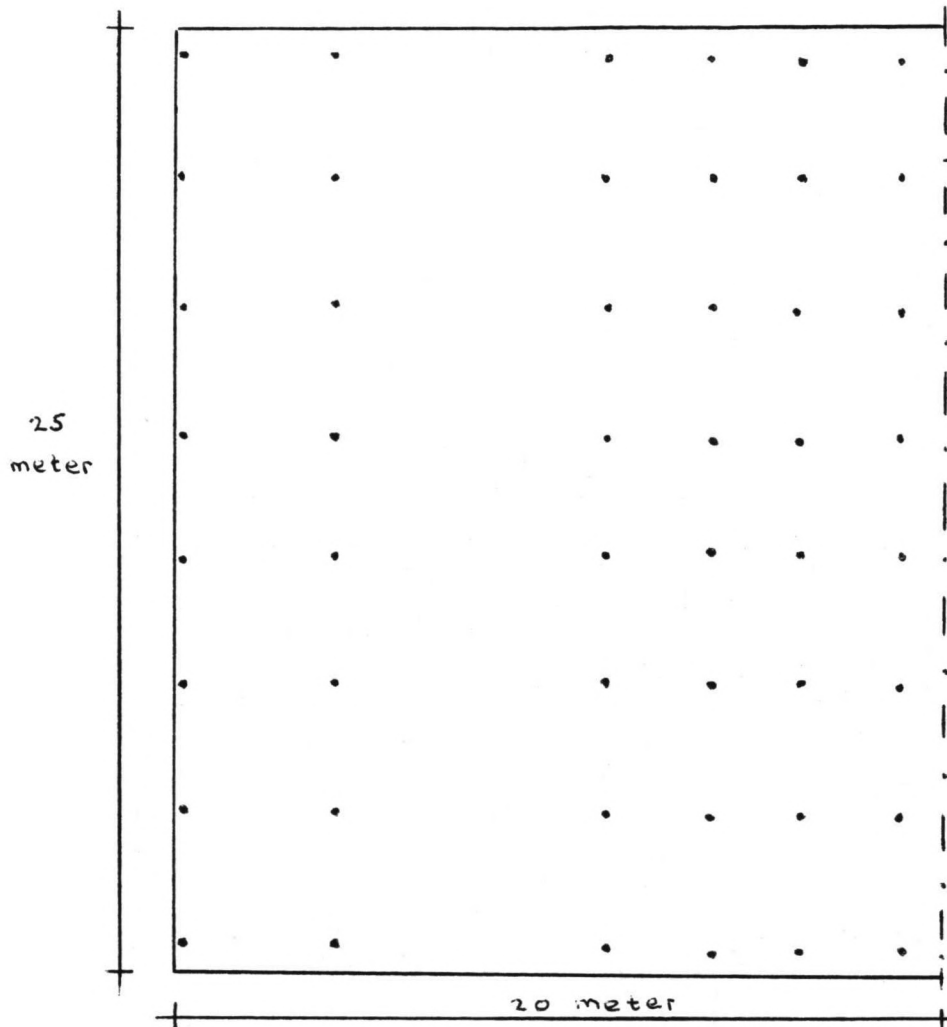
7. Eindsituatie

Kracht per paal



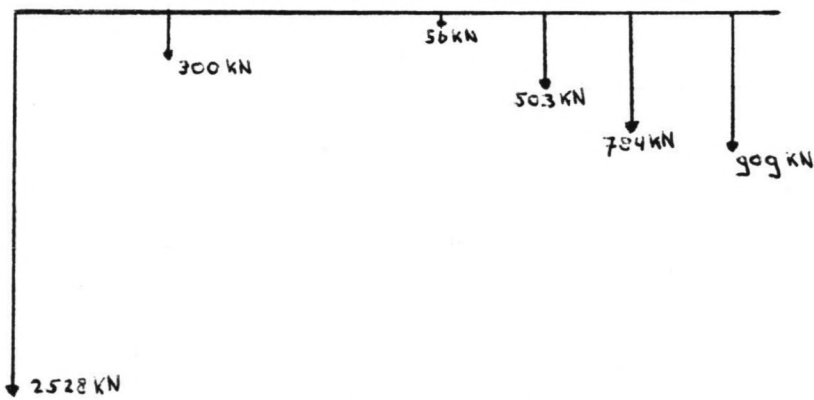
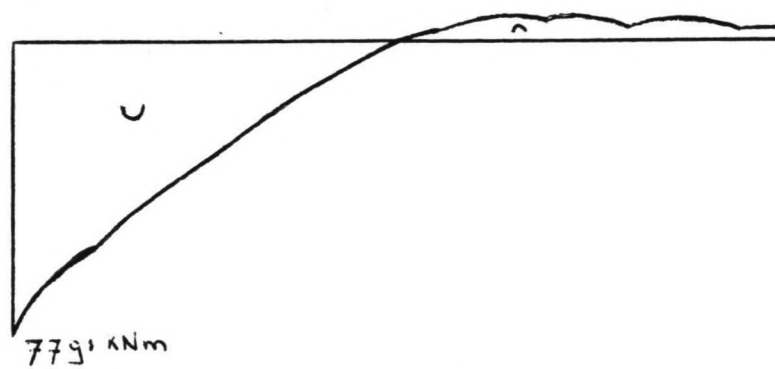
Momentenverloop





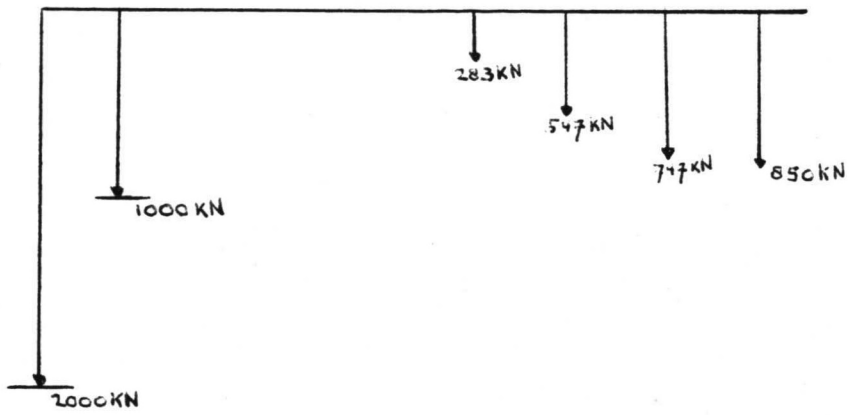
aantal palen

$$6 \times 8 = 48$$

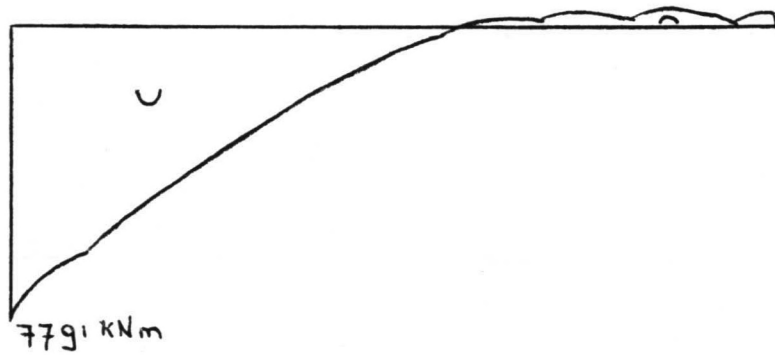
Kracht in palenMomentenverloop

8. Eindsituatie

Kracht per paal



Momentenverloop



9.16 Analyse resultaten

Uit de gegeven resultaten blijkt, dat de veronderstelde herverdeling van de krachten (en dientengevolge ook van de in de vloer optredende momenten) inderdaad zal optreden. In de achtereenvolgende krachtsverdelingen is het volgende waarneembaar : in eerste instantie wordt het grote moment, dat ontstaat door de horizontale belasting op de wanden, "opgenomen" door een trekkracht in de buitenste en een drukkracht in de volgende paal. Wanneer de buitenste palen een maximale kracht worden opgelegd, ontstaat een grote trekkracht in de tweede paal, terwijl in de derde paal de trekkracht zeer sterk wordt gereduceerd of zelfs overgaat in een drukkracht. De zône waarin de invloed van het randmoment* merkbaar is (aanzienlijk is) breidt zich als het ware uit. Er ontstaat uiteindelijk een vrij gelijkmatige verdeling van de paalkrachten, terwijl het randmoment toch wordt opgenomen.

9.17 Conclusies en aanbevelingen

Wanneer het gestelde gedrag, d.w.z. met de herverdelingen, inderdaad zo optreedt, zou dit een zeer gunstige ontwikkeling inhouden voor het ontwerpen van een palenplan. We kunnen het benodigde aantal palen nu immers dicht bij het minimum houden. Ook zou de verdeling van de palen over de bak nu veel minder aandacht vergen. Door de optredende herverdeling kan deze binnen ruime grenzen vrij worden gekozen. Dit komt de uitvoering ook ten goede, de palen kunnen in een eenvoudig stramien worden geplaatst.

Er dient nu echter eerst te worden gekeken of het veronderstelde gedrag inderdaad zal optreden. Hiervoor zal aan een aantal (ten dele reeds genoemde) voorwaarden moeten worden voldaan :

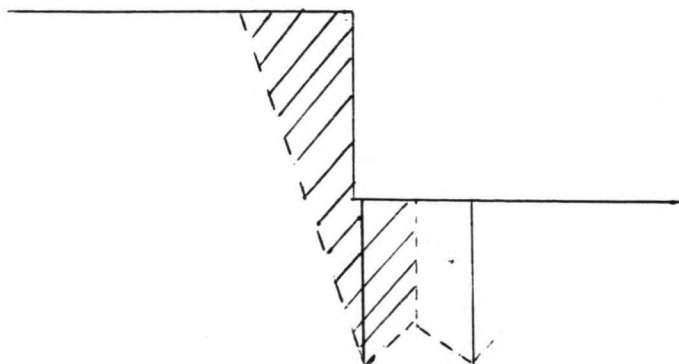
1. De aansluiting paal-betonvloer dient voldoende sterk te zijn (pons voorkomen).
2. Het "bezwijken" van de palen dient te gebeuren door het overschrijden van het kluitgewicht of door het vloeien van de wapening. Het mag absoluut niet gebeuren door het overschrijden van de schuifkracht (wrijvingskracht) tussen de paal en de grond van de palen afzonderlijk. Hierdoor worden de palen omhooggetrokken, terwijl de overgebrachte wrijvingskracht niet constant blijft doch sterk afneemt door verkneding van de grond langs de paalomtrek.

* randmoment = moment t.g.v. horizontale belasting op wanden.

Er dient voldoende veiligheid te bestaan tussen het kluit- of vloeicriterium enerzijds en het bezwijken op slip anderzijds.

Het optreden van de bezwijkmechanismes zal afhankelijk zijn van paaleigenschappen (+ voorspanning) en van de grondeigenschappen ter plaatse en derhalve voor ieder uit te voeren werk verschillend zijn. Daarom dient voor iedere situatie (locatie) te worden nagegaan welk bezwijkmechanisme zal optreden en hoe groot de veiligheid (marge) is tot de andere bezwijkmechanismes.

3. Er dient onderzocht te worden of het gewicht van de kluit grond op de lange duur inderdaad aan de paal zal blijven hangen of dat dit zal afnemen door loslaten/afbrokkelen van de grond.
4. De stijfheid van de betonvloer speelt een belangrijke rol. Indien de betonvloer relatief stijf zal worden uitgevoerd, zal het beschreven gedrag zich niet kunnen voordoen aangezien palen dan niet afzonderlijk (per paalrij) omhoog kunnen komen.
5. Anderzijds mag de verplaatsing van de palen ten opzichte van elkaar niet te groot worden in verband met het risico tot het overschrijden van de maximale scheurwijdte.
6. De buitenste palen, die de grootste trekkracht krijgen, kunnen slechts bezwijken door het vloeien van de wapening. Deze palen dragen namelijk een veel grotere kluit.



Figuur 9.12 Kluit grond randpaal.

N.B. 1

Naar later duidelijk is geworden dient een kanttekening geplaatst te worden bij het omhoogkomen van één enkele paal of één paalrij met een kluit grond. Het kluitcriterium geldt slechts voor de veiligheid tegen opdrijven van de bak als geheel. Voor één enkele paal gaat dit criterium niet op of zal de geactiveerde grondkegel een zeer groot kluitgewicht hebben. Het hiervoor behandelde moet dan bekeken worden alleen vanuit de mogelijkheid van het vloeien van de wapening. Dit lijkt echter zeer goede mogelijkheden te bieden (zie verder in deze paragraaf).

N.B. 2

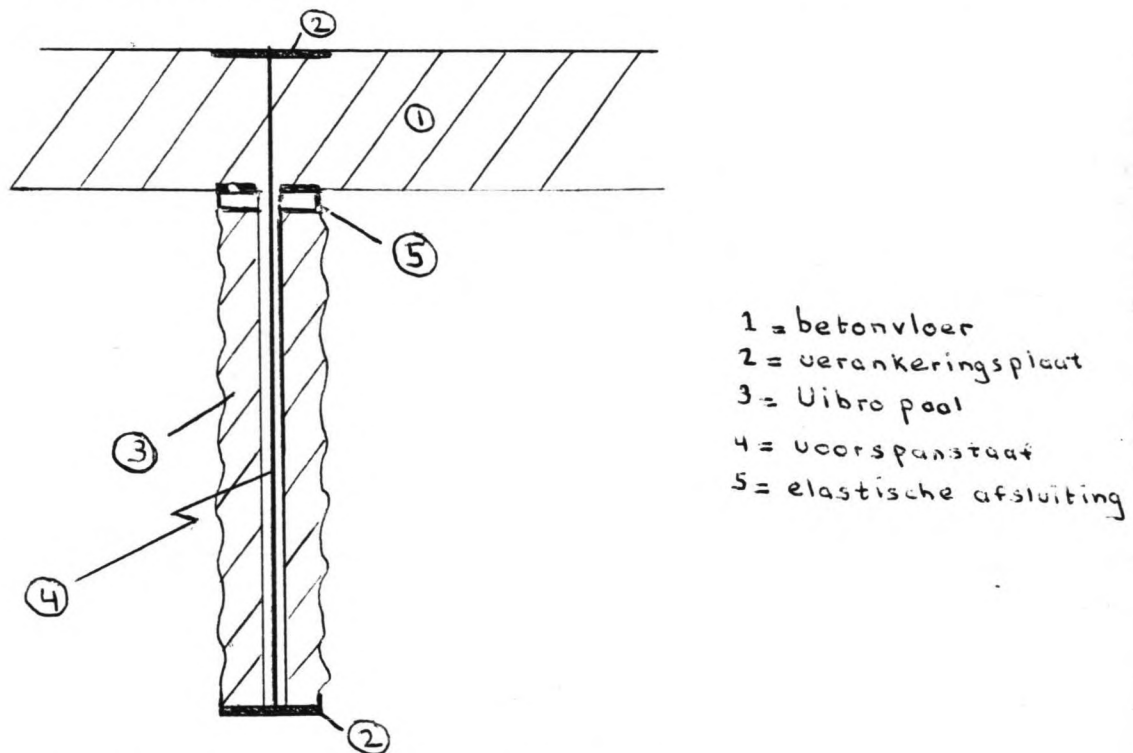
Wanneer van de mogelijke herverdeling wordt uitgegaan dient hier terdege rekening mee gehouden te worden voor wat betreft de wapening van de betonvloer van de bak. Het randmoment neemt dan immers minder snel af vanaf de rand, waardoor over een groot gedeelte van de vloer een hoger wapeningspercentage dient te worden toegepast.

N.B. 3

Bij trekpalen met een grote op te nemen trekkracht kan deze trekkracht op den duur sterk verminderen tengevolge van het kruipen van het beton. Hier ontstaat dan ook de besproken herverdeling van de krachten, waarbij in het ontwerp rekening moet worden gehouden voor wat betreft de toe te passen palen, de plaats van de palen en de toe te passen wapening in de vloer van de bak. Van deze kruipinvloed is uitgegaan bij het ontwerp van het palenplan voor de afritten van de Botlektunnel.

7. Met het oog op het bezwijken door het overschrijden van de maximale trekkracht (i.e. het gaan vloeien van de wapening) van de randpalen dient aan de uitvoering van deze palen zeer veel zorg te worden besteed. Ten eerste dient de voorspanning van de palen los van het beton te blijven, aangezien anders de rek in de palen niet tot stand kan komen over de gehele lengte en het voorspanstaal boven in de palen derhalve snel zal breken. Ten tweede dient de voorspanning een zeer goede omhulling te krijgen om corrosie tegen te gaan.

Het idee is nu om de voorspanstaven niet of nauwelijks aan te spannen. De staven worden nu, voorzien van een goede omhulling, spanningsloos in de palen bevestigd (zie fig. 9.13).



Figuur 9.13 - Voorspanstaven zonder aanhechting

Door de opwaartse waterkracht onder de vloer komt het staal onder spanning. Het staal draagt nu de opwaartse kracht over via trek naar een drukkracht op het beton van de paal via de verankeringsplaat beneden in de paal. Uiteraard dient hier voor een goede overdracht zorg gedragen te worden, waarbij het plaatsen van een wapeningskooi in de paal noodzakelijk lijkt.

Wanneer het staal onder spanning komt wil dit verlengen. Het beton verhindert deze verlenging en zal derhalve snel scheuren. Er zal boven in de paal vlak onder de betonvloer een (of enkele) grote scheur(en) ontstaan. Onder goede corrosieve omstandigheden zou dit eventueel toelaatbaar geacht kunnen worden, doch er lijkt een betere oplossing voorhanden. Dit is namelijk het gebruik van een elastisch (misschien neopreen ?) profiel tussen paal en vloer. Op deze manier kan iedere verlenging van het staal gevolgd worden.

Er is nog een gunstig aspect aan deze paal verbonden, namelijk de lagere veerstijfheid dan voor de normale Vibropalen. Een eenvoudige berekening maakt dit duidelijk :

Gegevens : $E_{st} = 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

$$P_u = 800 \text{ kN}$$

$$l = 15 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \pi (36)^2 = 1018 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{P_u}{A_{st}} = 786 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{786}{2.1} \times 10^{-5} = 374 \times 10^{-5}$$

$$\Delta l = 15 \times 374 \times 10^{-5} = 0.056 \text{ m}$$

$$K = \frac{800}{0.056} = 1.4 \times 10^4 \text{ kN/m}$$

Deze waarde ligt ver beneden de aangenomen waarde van $5 \times 10^5 \text{ kN/m}$ voor de Vibropalen. Dit heeft directe consequenties voor de krachtsverdeling binnen de constructie. Gezien het feit dat stijve veren meer kracht krijgen op te nemen dan slappe veren, zullen deze "nieuwe" palen minder trekkracht op te nemen krijgen, hetgeen een voordeliger krachtsverdeling binnen het palenplan tot gevolg heeft.

De toepassing van deze palen heeft dus een aantal gunstige aspecten :

- Ten eerste zijn deze palen geschikt om zeer grote krachten over te dragen, afhankelijk van de toegepaste voorspanning.
- Ten tweede ontstaan nu, ondanks de hoge schuifweerstand die het beton van de palen goed "verankert" in de grond, slappe palen, dit heeft goede gevolgen voor de krachtsverdeling.

9.18 Palenplan diepste moot

Bij het ontwerpen van het palenplan voor de diepste stortmoot wordt uitgegaan van de volgende punten :

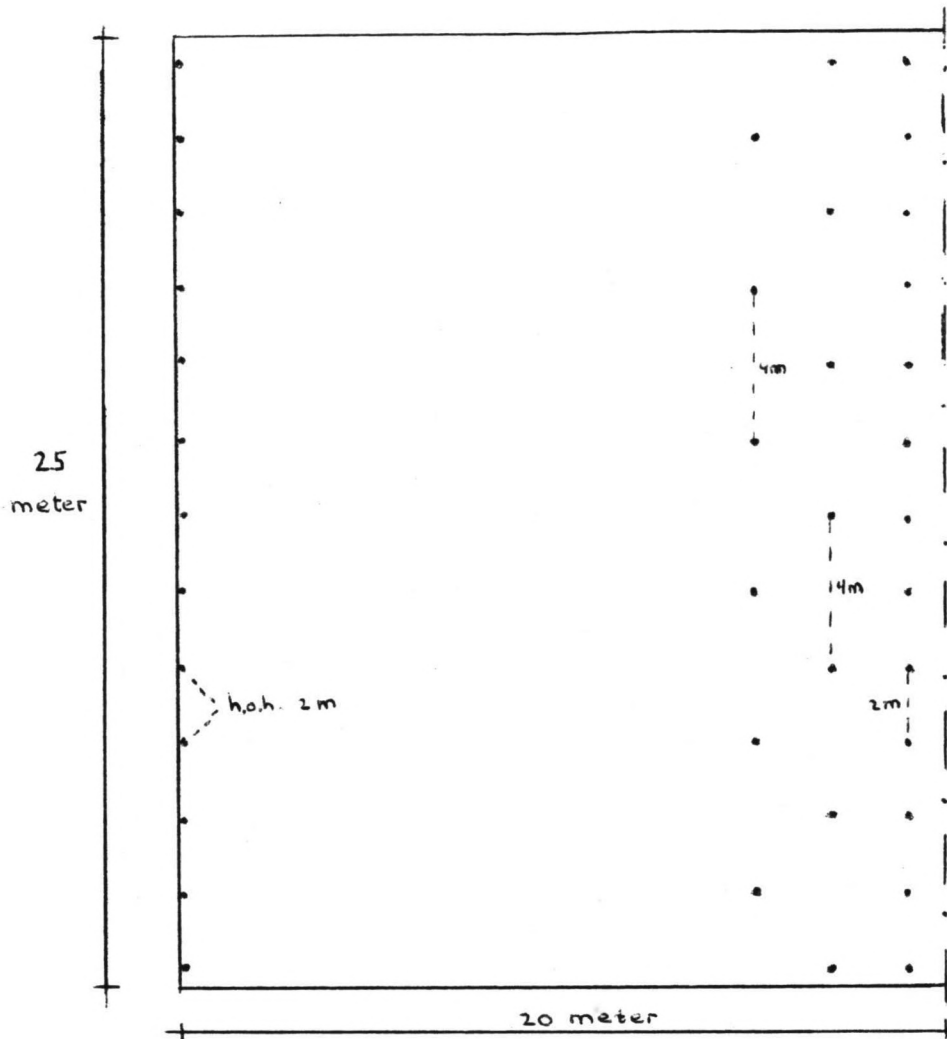
1. Zo groot mogelijke kracht opnemen in buitenste palenrij: de palen worden gekozen met een maximum trekkracht van 1800 kN.
2. Uitgaan van een minimale h.o.h. afstand van 2.0 meter.
3. Drukkrachten voorkomen of zo klein mogelijk.
4. Voor één stortmoot van 25 m dezelfde opdrijvende kracht over het gehele oppervlak aangehouden, zoals deze op het diepste punt aanwezig was (101.7 kN/m^2).

Rekening houdend met het bovenstaande wordt na het uittesten van een aantal paalconfiguraties de volgende gekozen :

Buitenste veld : 15 meter
Binnenste velden: 2 meter
Verdeling : zie volgende blz.
Kracht per paal : - 1830 kN
 - 705 kN
 - 760 kN
 - 762 kN

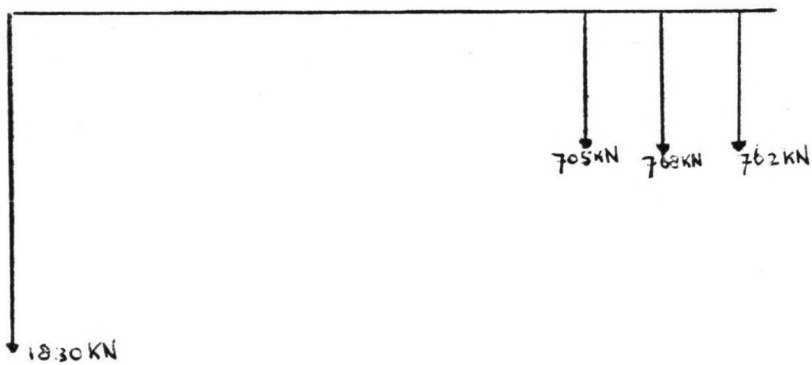
Opmerkingen

1. Zoals te zien is in de krachtsverdeling over de palen, worden de palen nu optimaal benut, d.w.z. tot bij het grensdragvermogen benut.
2. De paal met trekkracht van 1800 kN vraagt om speciale vervaardiging, bijvoorbeeld met drie Dywidag $\emptyset$ 32 staven (werkvoorspankracht 643 kN per staaf). Er dient op gelet te worden dat de trekkracht goed in het beton kan worden ingevoerd. De ponscontrôle (zie par. 9.10) levert veilige waarden op.
3. Het zou verreweg het gunstigst zijn om de h.o.h. afstand van de buitenste palen, gekozen in verband met de uitvoeringseisen, te verkleinen. De trekkracht in de palen vermindert dan nagenoeg evenredig. Bijvoorbeeld palen hart-op-hart 1.5 meter : per paal 1375 kN.

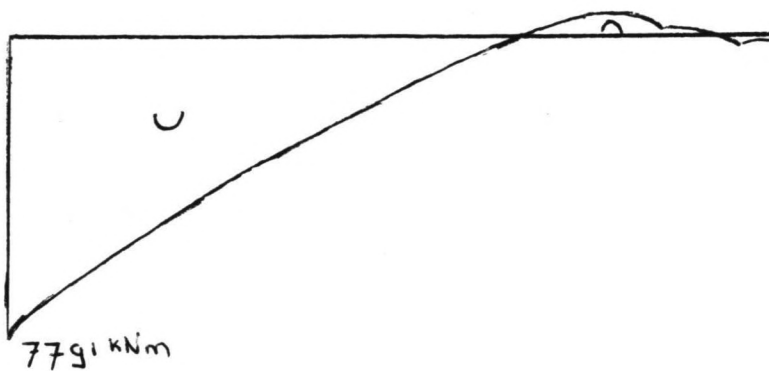


aantal palen
 13 x 1800 kN
 + 26 x 800 kN

Kracht per paal



Momentenverloop



10. Wapening

10.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zullen wapeningsberekeningen volgen, uitgaande van de afmetingen voor de dwarsdoorsnede zoals deze door Rijkswaterstaat worden gegeven (zie fig. 10.4 of bijlage II).

Het gesloten gedeelte wordt op staal gefundeerd. De verdeling van de gronddrukken volgt in paragraaf 10.2.

Uitgaande van de met de computer bepaalde momenten-, dwarskrachten- en normaalkrachtenverdeling zal benodigde wapening voor momenten en dwarskrachten worden bepaald, waarbij een scheurwijdtecontrole volgt.

Er is hier niet uitgegaan van de mogelijkheid tot het toepassen van voorspanning.

10.2 Fundering gesloten gedeelte

De fundering van het mogelijk ter plaatse te bouwen gesloten gedeelte vindt plaats op staal. Voor de stabiliteit is het nodig dat de belasting zo gelijkmatig mogelijk op de ondergrond wordt afgedragen. Het is mogelijk een beddingsconstante te bepalen met behulp van :

$$K = \frac{E_{\text{grond}}}{m(1 - y^2) \sqrt{A}}$$

waarin :

E_{grond} = elasticiteitsmodulus van de grond $\cong 1000 \text{ N/m}^2$

y = de concentratiecoëfficiënt $\cong 0.5$

A = plaatoppervlak (= $\ell \times b$)

m = constante afhankelijk van ℓ/b

neem $b = 1 \text{ m}$: $\frac{\ell}{b} = 14.5 \text{ m}$

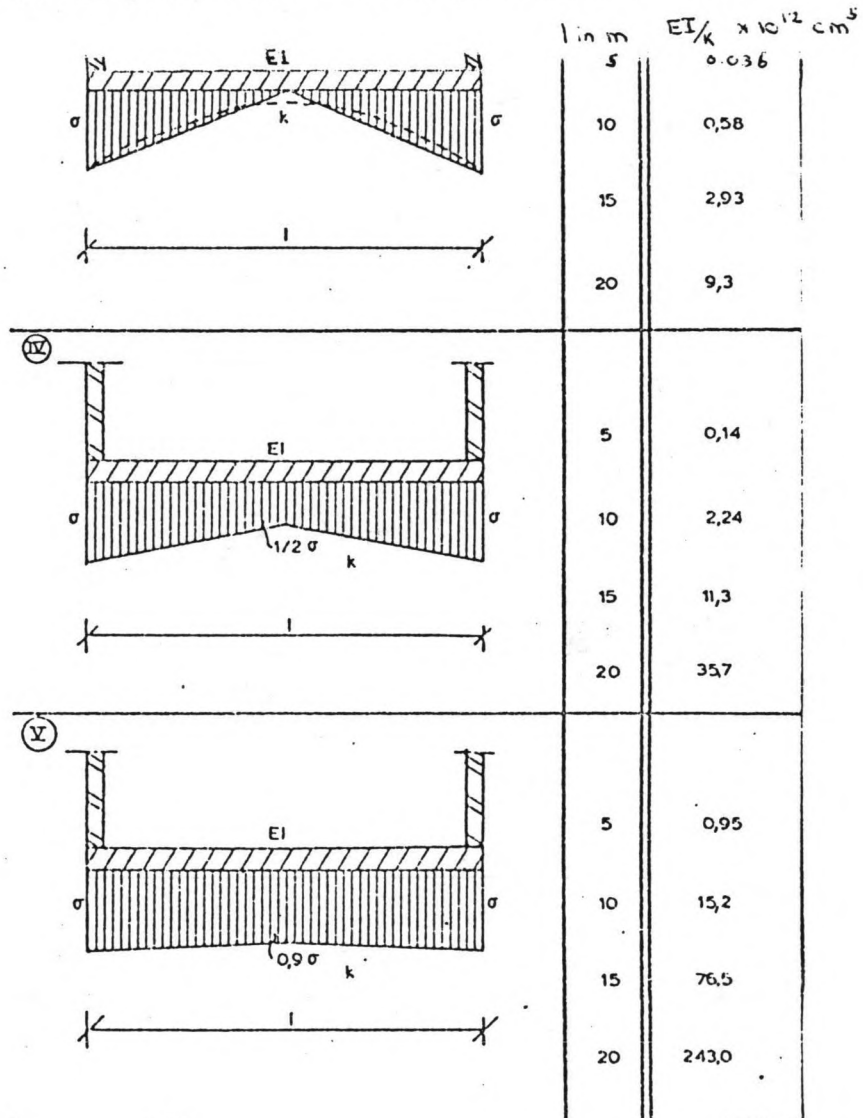
De volgende tabel is beschikbaar :

ℓ/b	1.15	1.5	2	3	5	10	100
m	0.95	0.94	0.92	0.88	0.82	0.71	0.37

→ $m = 0.67$ (interpolatie)

de beddingsconstante $K = \frac{1000 \times 10^5}{0.67 \times 0.75 \sqrt{14.5}} = 522.6 \times 10^5 \text{ N/mm}^3$

In figuur 10.1 is weergegeven hoe, afhankelijk van een bepaalde spanningsconfiguratie, het verband tussen de overspanning ℓ en de waarde voor EI/K ligt, hetgeen in een grafiek staat weergegeven in figuur 10.2.



Figuur 10.1 - Spanningsconfiguratie afhankelijk van ℓ en EI/K .

(Evenals figuur 10.2 overgenomen uit : Compendium Geo-Tubo-Mechanica; zie literatuuropgave ref. nr. 13)

We kunnen nu bepalen hoe bij de gekozen afmetingen de spanningsverdeling ligt. Hiertoe bepalen we de EI/K factor.

$K = 522.6 \text{ N/mm}^3$

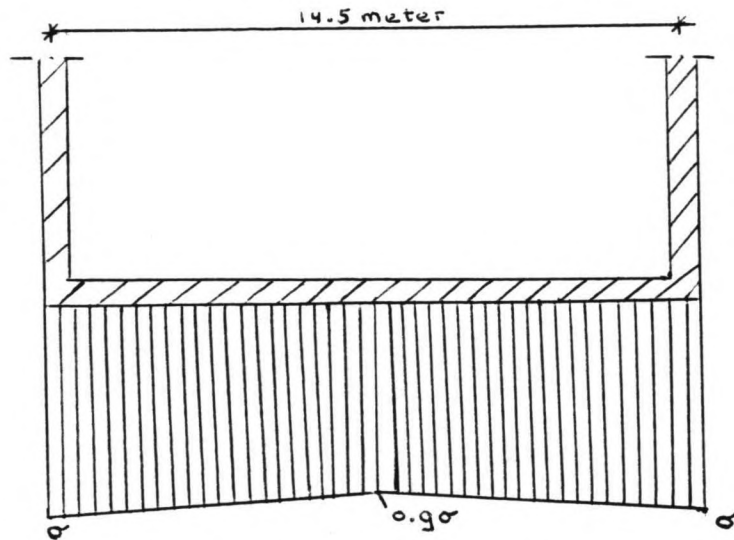
$E = 30500 \text{ N/mm}^2 \text{ (B30)}$

$I = \frac{1}{12} \times 1000 \times (1250)^3 = 1628 \times 10^8 \text{ mm}^4$

$$EI/K = \frac{30\,500 \times 1628 \times 10^8}{522.6 \times 10^5 \times 0.2^*} \times 10^5 = 475 \times 10^{11} \text{ cm}^5$$

* 0.2 = factor toe te passen bij een gewapende betonnen bak onder het maaiveld.

Uit figuur 10.3 valt nu te halen dat de krachtsverdeling in de buurt komt van lijn V, dus van de volgende krachtsverdeling :



Figuur 10.3 - Gevonden krachtsverdeling

Aangezien er nauwelijks afwijkingen van een gelijkmatige verdeling optreden, zullen we geen rekening houden in de berekening van de momenten en van de wapening met het bovenstaande.

10.3 Gesloten gedeelte : belastingen en afmetingen

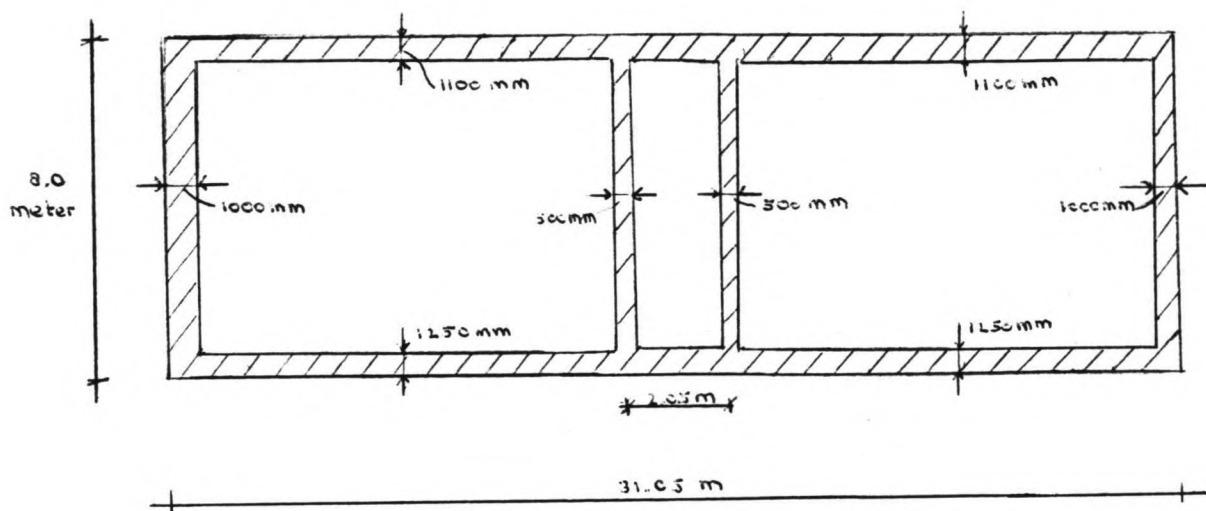
Om tot een normaalkrachten, dwarskrachten en momentenlijn als uitgangspunt voor de wapening te kunnen komen, dienen we eerst de belastingen te bepalen. Er moet rekening gehouden worden met de verschillende belastingen die in verschillende bouwfasen kunnen ontstaan.

De bouwwijze voor het ter plaatse gebouwde gesloten gedeelte is als volgt :

1. bemalen
2. ontgraven
3. vervaardigen vloer, wanden, dak
4. aanvullen
5. stopzetten bemaling

De grootste drukken ontstaan in de eindfase, dit wordt als maatgevend voor de dimensionering beschouwd.

Alvorens het belastingschema te geven worden in figuur 10.4 de afmetingen aangegeven (zie ook bijlage II).



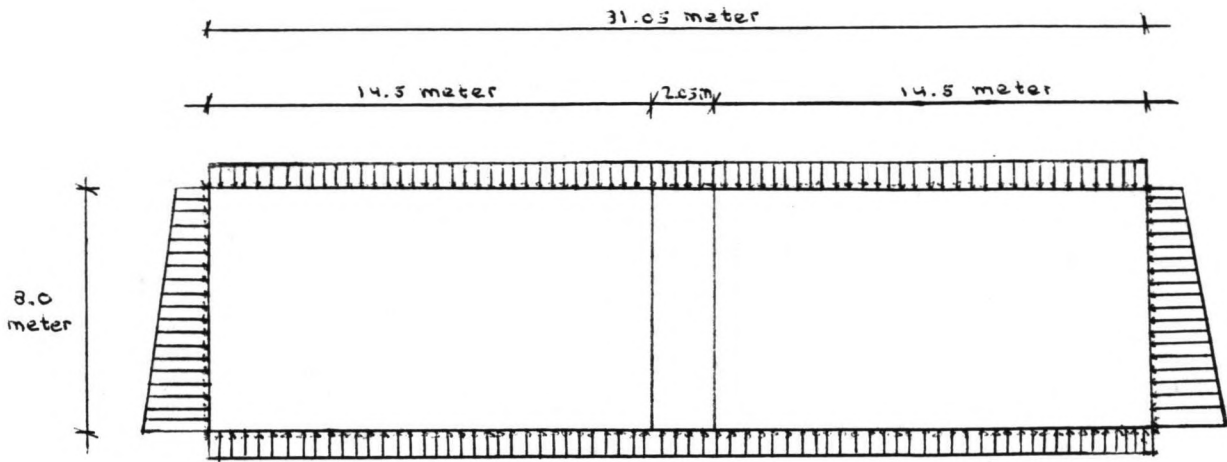
Figuur 10.4 - Afmetingen dwarsdoorsnede

Voor de berekening van de momenten, dwars- en normaalkrachten, wordt uitgegaan van het punt waar het wegdek op 11.60 m⁻ NAP ligt. Dit is het punt waar door Rijkswaterstaat de overgang van het (gesloten) landhoofd naar de open afrit is gepland.

Voor wat betreft de horizontale belastingen wordt uitgegaan van een λ voor de horizontale korreldruk van 0.9 (zie paragraaf 9.3). Boven de tunnel bevindt zich een laag (aangevuld zand) grond van 3.60 m.

Er wordt gerekend met een gelijkmatige gronddruk onder de tunnel over de gehele breedte. Dit wijkt immers slechts zeer licht af van de werkelijke situatie (zie paragraaf 10.2).

Het constructieschema ziet er nu als volgt uit :

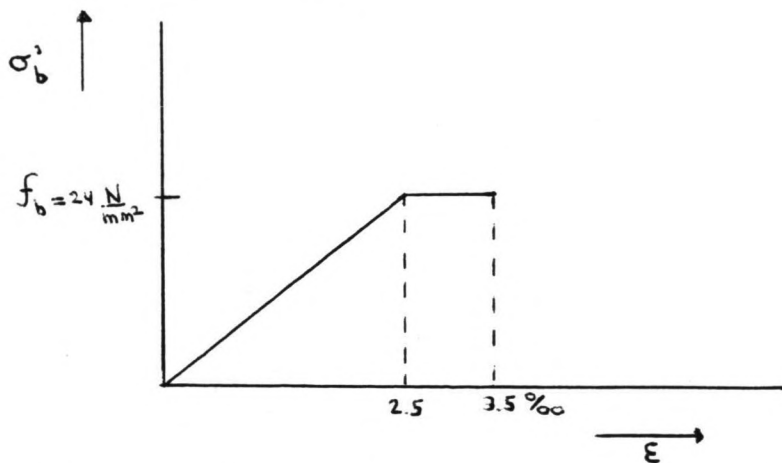


Figuur 10.5 - Constructieschema

De uitkomsten voor wat betreft de normaalkrachten-, dwarskrachten- en momentenlijn, berekend m.b.v. de computer, worden weergegeven in de figuren 10.6 t/m 10.8.

10.4 Materiaalkeuze

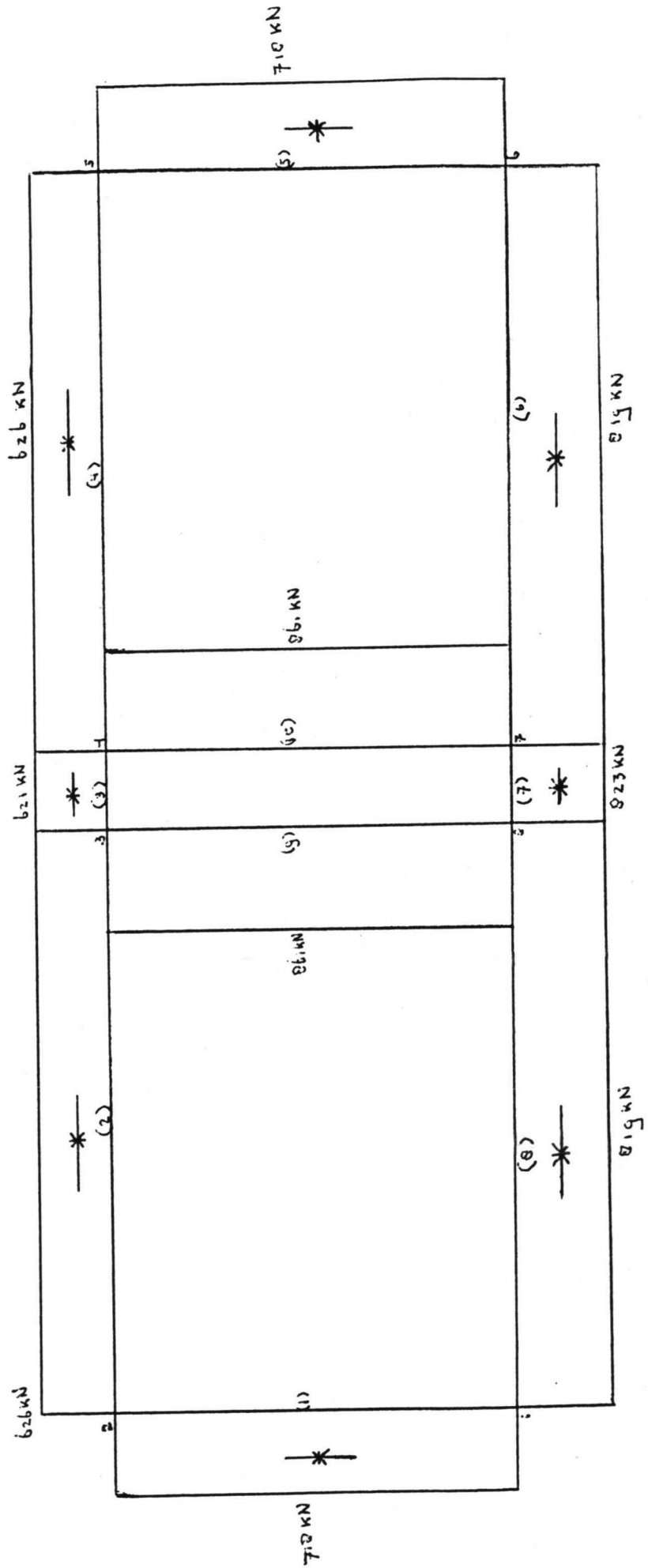
Er wordt gekozen voor Beton B30 en staal Fe B 400. Deze materialen hebben de volgende eigenschappen :



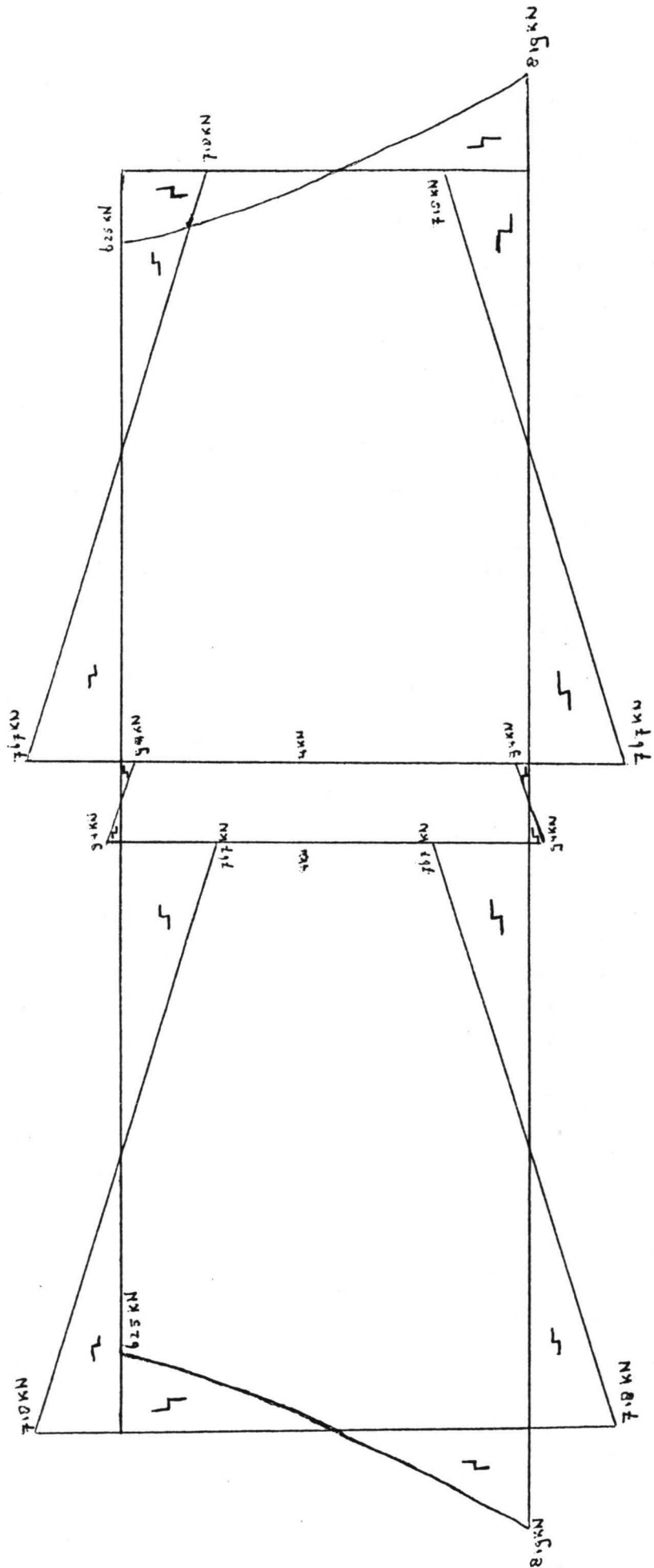
Figuur 10.9 : $\sigma - \epsilon$ diagram voor beton B30 (VB 1974 A 204.5)

De rekenwaarde voor de betontreksterkte : $f_b = 1.5 \frac{N}{mm^2}$.

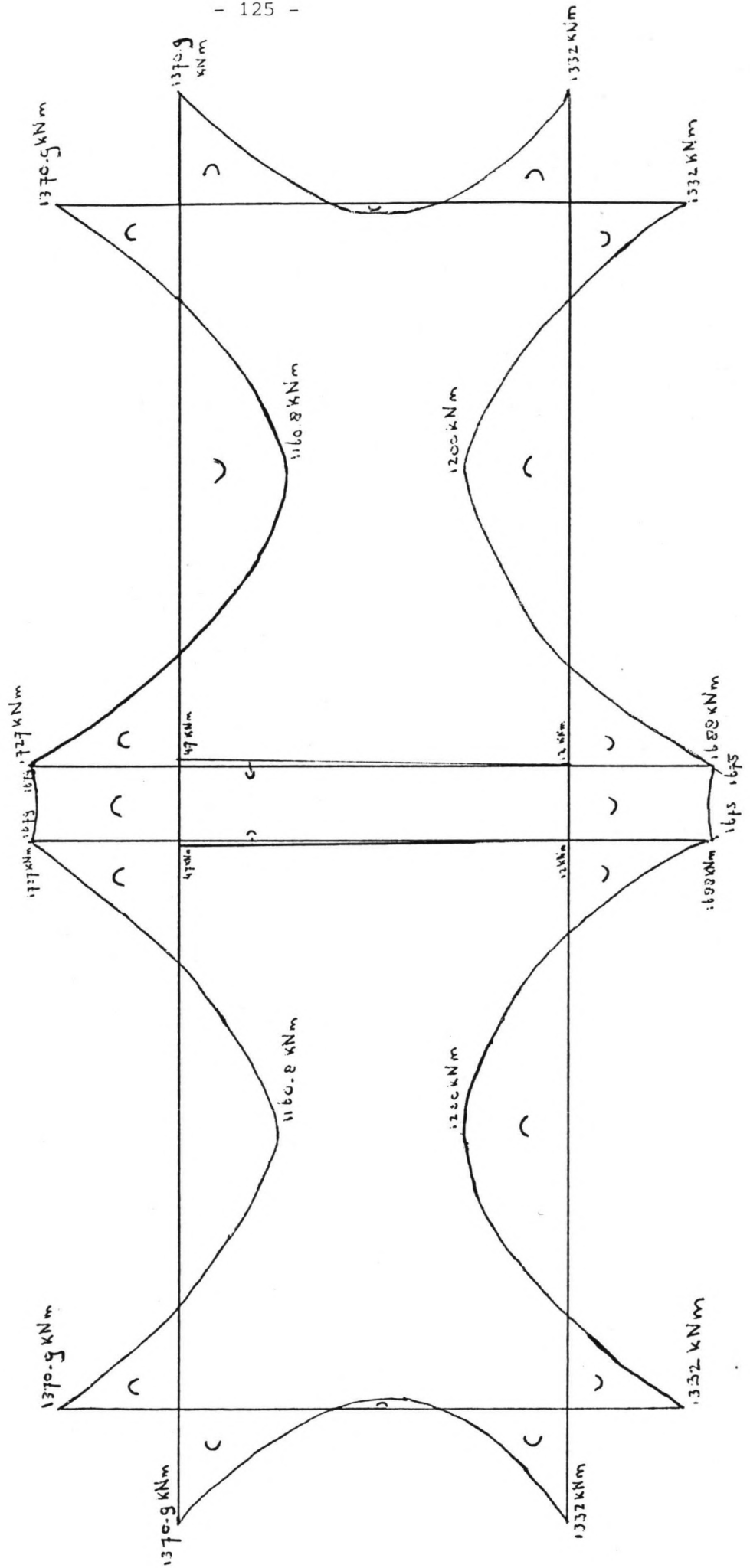
Figuur 10.6: Normaalkrachtenlijn



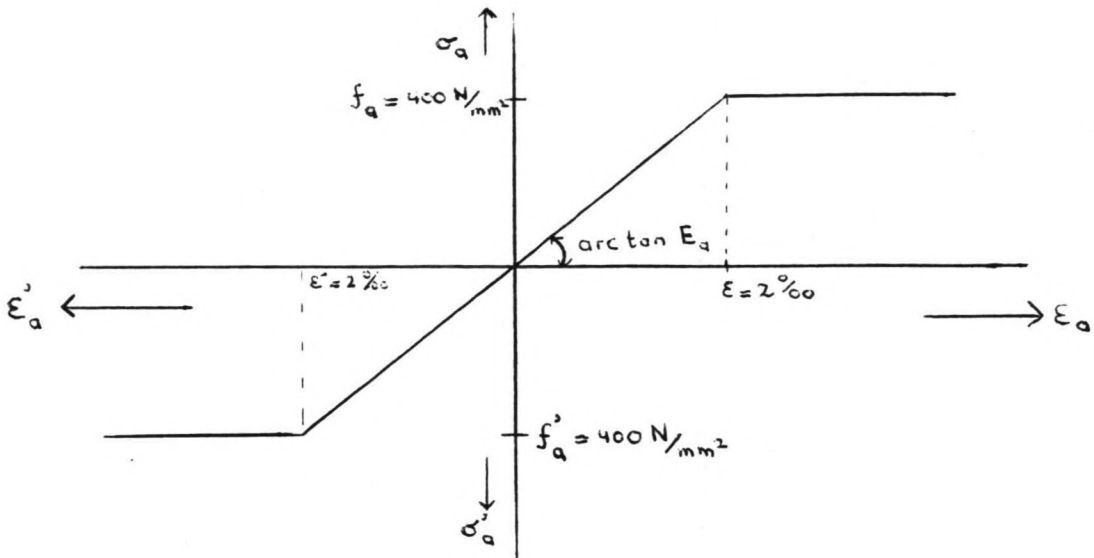
Figuur 10.7: Dwarskrachtenlijn



Figuur 10.8: Momentenlijn



Staal Fe B 400



Figuur 10.10 : $\sigma - \epsilon$ diagram voor staal Fe B 400 (VB 1974 A 204-2)

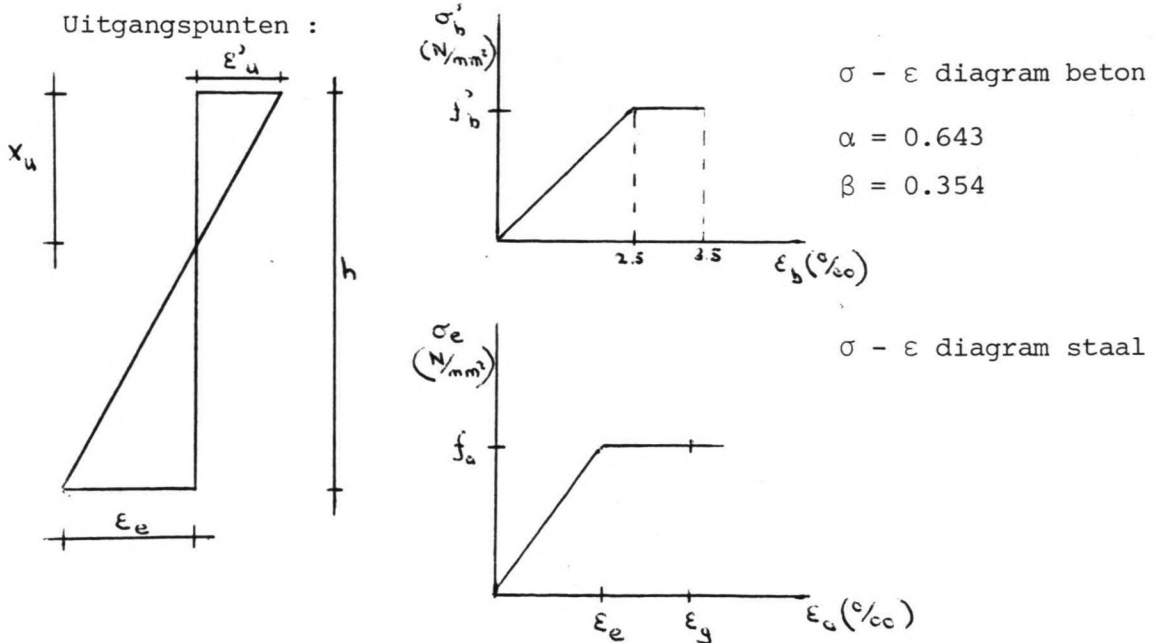
$$E_a = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

10.5 Minimum wapeningspercentage

Het minimum wapeningspercentage volgt uit tabel E13 (E 701.2.1) van de Voorschriften Beton (VB 1974) en bedraagt 0.15 %.

10.6 Grenswapeningspercentage

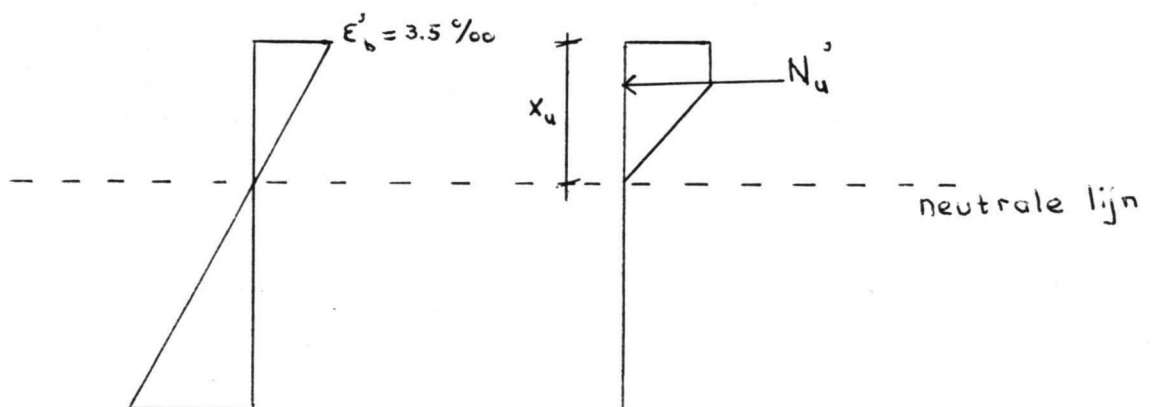
Om een veilige betonconstructie te maken is het vereist dat het staal vloeit voordat het beton bezwijkt.



Om een duidelijke rotatiecapaciteit te verkrijgen wordt gewerkt met $\epsilon_g = 1.4 \text{ e}$.

Voor Fe B 400 is ϵ_e 2 o/oo.

Voor de betondoorsnede geldt dan :



Het beton neemt nu op : $N'_u = \alpha \cdot b \cdot x_u \cdot f'_b$

Het staal neemt op : $N_a = A_a \cdot f_a$

Er moet gelden : som horizontale krachten = 0

$$A_a \cdot f_a = \alpha \cdot b \cdot x_u \cdot f'_b$$

Hierin is $x_{u_{\max}} = \frac{3.5}{3.5 + 2.8} h = 0.56 h$,

ofwel :

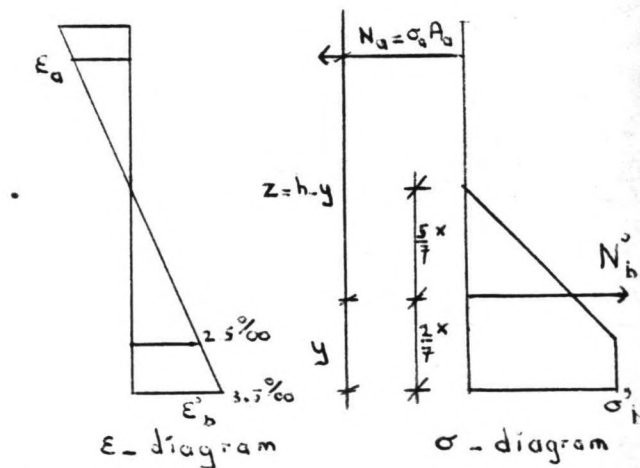
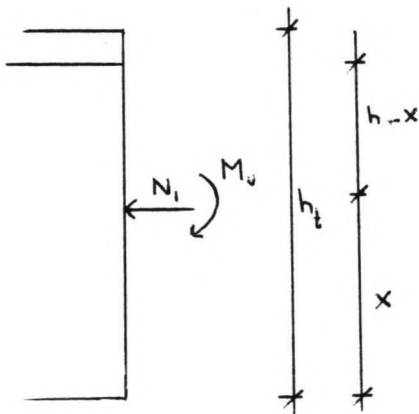
$$\frac{A_a}{b \cdot h} = \alpha \frac{f'_b}{f_a} \cdot 0.55 \cdot 100$$

$$= 0.643 \cdot \frac{24}{100} \cdot 55.6 = 2.15 \%$$

10.7 Wapeningsberekening (Momenten)

Er is hier sprake van een constructie die belast wordt op buiging en normaalkracht. Voor dit geval wordt nu eerst een algemene beschouwing gegeven.

Er geldt :



$$\sigma'_{bu} = 24 \text{ N/mm}^2; \quad \sigma_e = 400 \text{ N/mm}^2; \quad b = 1 \text{ m.}$$

Er moet horizontaal evenwicht zijn.

$$\Sigma \text{ horizontale krachten} = 0$$

$$N'_b = N_a + N_1$$

$$N_a = \sigma_e \cdot A$$

(1)

Verder geldt :

$$N'_b = \frac{2}{7} \times \sigma'_{bu} + \frac{1}{2} \cdot \frac{5}{7} \times \sigma'_{bu} = 0.643 \times \sigma'_{bu} \text{ per m}^2$$

en met $\sigma'_{bu} = 24 \text{ N/mm}^2$ levert dat :

$$N'_b = 15.43 \times 10^3 \text{ N} \quad (2)$$

Uit (1) en (2) samen volgt nu

$$x = (\sigma_e A + N_1) / 15430$$

Voor het momentenevenwicht kan geschreven worden :

$$M_u = N_a \cdot z + N' \left(\frac{1}{2} h_t - y \right)$$

$$\text{met: } y = \beta \cdot x = 0.354 x$$

Immers :

$$\frac{2}{7} x \cdot \sigma'_{bu} \cdot \frac{1}{7} x + \frac{2,5}{7} x \cdot \sigma'_{bu} \left(\frac{2}{7} x + \frac{5}{21} x \right) = 0.643 \times \sigma'_{bu} y$$

(momenten ten opzichte van de onderkant)

Er geldt dus :

$$z = h - y = h - 0.354 x \quad ; \quad x = (400A + N_1) / 15430$$

$$h = 0.9 h_t \quad , \quad \text{invullen in (3)}$$

$$0 = -M_u + 400 A (h - (0.354/15430) x (400 A + N_1))$$

$$+ N_1 \left(\frac{1}{2} h_t - (0.354/15430) x (400 A + N_1) \right)$$

$$0 = -M_u - 3.6708 A^2 + 400 h \cdot A - 0.0184 N_1 A + \frac{1}{2} N_1 h_t + 2.294 \cdot 10^{-5} (N_1)^2$$

$$3.6708 A^2 - 400 A \cdot h + 0.0184 N_1 A - \frac{1}{2} h_t N_1 - 2.294 \cdot 10^{-5} (N_1)^2 + M_u = 0$$

De eenheden zijn :

$$A : \text{mm}^2$$

$$M_u : \text{Nmm}$$

$$N_1 : \text{N}$$

$$h_t : \text{mm} \quad (\text{evenals } h)$$

$$h = 0.9 h_t$$

$$0 = 3.6708 A^2 - 360 A h_t + 0.0184 N_1 A - \frac{1}{2} h_t N_1 - 2.294 \cdot 10^{-5} (N_1)^2 + M_u$$

Bij gegeven h_t , N_1 en M_u kan hieruit dus de oppervlakte van de benodigde wapening bepaald worden.

Wapening

Voor de dekking moet volgens VB 74/84 voor betonkwaliteit B30 in agressief milieu 40 mm worden aangenomen. Hier moet 5 mm bovenop worden genomen in verband met de oncontroleerbaarheid van het oppervlak. Alvast vooruitlopend op de scheurwijdte-eisen wordt gekozen voor een dekking $c = 90$ mm voor zowel dak, wanden als vloer.

In de berekening van de wapening is uitgegaan van een $h = 0.9 h_t$, dit is gelijk aan de volledige hoogte h_t verminderd met dekking en halve staafdikte. Bij controle blijken de waarden goed overeen te komen (goede, veilige aanname). Uitgegaan wordt van staven $\phi 25$.

dak (steunpunten)

en vloer	:	$h = 0.9 h_t = 0.9 \times 1250$	= 1125 mm
		$h = 1250 - 90 - 12.5$	= 1147.5 mm
dak (veld)	:	$h = 0.9 h_t = 0.9 \times 1100$	= 990 mm
		$h = 1100 - 90 - 12.5$	= 997.5 mm
wanden	:	$h = 0.9 h_t = 0.9 \times 1000$	= 900 mm
		$h = 1000 - 90 - 12.5$	= 897.5 mm

Nu kan de benodigde wapening worden bepaald.

Dak

Steunpunt 1

$$h_t = 1250 \text{ mm}$$

$$N = 1063.4 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_u = 2330.5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow A = 3943 \text{ mm}^2$$

$$\text{toepassen : staven } \phi 25 \text{ h.o.h. } 125 \text{ mm} \quad A = 3927 \text{ mm}^2$$

Steunpunt 2

$$h_t = 1250 \text{ mm}$$

$$N = 1063.4 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_u = 2935.9 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow A = 5427 \text{ mm}^2$$

$$\text{toepassen : staven } \phi 25 \text{ h.o.h. } 90 \text{ mm} \quad A = 5454 \text{ mm}^2$$

Veld

$$h_t = 1100 \text{ mm}$$

$$N = 1063.4 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_u = 1973.4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow A = 3757 \text{ mm}^2$$

toepassen : staven ϕ 25 h.o.h. 130 mm $A = 3776 \text{ mm}^2$

Uitvoering

In verband met het hoge arbeidsloon dienen de werkzaamheden op de bouwplaats beperkt te worden. Dit kan evenwel ten koste gaan van wat meer materiaalverbruik. Zo zal men in verband met de praktische uitvoering van de constructie in één doorsnee het liefst gelijke hart op hart afstanden voor de wapeningsstaven kiezen. Derhalve wordt hier over de gehele doorsnee een hart op hart afstand van 90 mm aangehouden.

Vloer

Steunpunt 1 :

$$h_t = 1250 \text{ mm}$$

$$N = 1391.5 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_u = 2264.7 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow A = 3275 \text{ mm}^2$$

toepassen : staven ϕ 25 h.o.h. 150 mm $A = 3272 \text{ mm}^2$

Steunpunt 2 :

$$h_t = 1250 \text{ mm}$$

$$N = 1391.3 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_u = 2869.6 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow A = 4877 \text{ mm}^2$$

toepassen : staven ϕ 25 h.o.h. 100 mm $A = 4909 \text{ mm}^2$

Veld :

$$h_t = 1250 \text{ mm}$$

$$N = 1391.5 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_u = 2040.0 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow A = 2717 \text{ mm}^2$$

toepassen : staven ϕ 25 mm h.o.h. 180 mm $A = 2727 \text{ mm}^2$

In verband met de uitvoering zal hier over de gehele doorsnee een hart op hart afstand van 100 mm worden aangehouden.

Wanden

Steunpunt 1

$$h_t = 1000 \text{ mm}$$

$$N = 1220.6 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_u = 2264.7 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow A = 5080 \text{ mm}^2$$

toepassen : staven ϕ 25 h.o.h. 95 mm

$$A = 5167 \text{ mm}^2$$

Steunpunt 2

$$h_t = 1000 \text{ mm}$$

$$N = 1220.6 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_u = 2330.5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow A = 5300 \text{ mm}^2$$

toepassen : staven ϕ 25 h.o.h. 90 mm

$$A = 5454 \text{ mm}^2$$

Voor de wanden wordt overal een hart op hart afstand van 90 mm aangehouden.

10.8 Scheurwijdte-c ntrole gesloten gedeelte

De eisen met betrekking tot de scheurwijdte zijn :

$$1. \quad W \leq 0.20 \frac{c}{c_{\min}}$$

$$2. \quad W \leq 0.40 \text{ mm}$$

$c_{\min}$ = vereiste betondekking

c = gekozen betondekking

Volgens VB 74/84 artikel B 707 is de dekking voor B 30 in agressief milieu 40 mm + 5 mm voor oncontroleerbaar oppervlak. Om de eis ten aanzien van de scheurwijdte op 0.40 mm te houden wordt een dekking $c = 90 \text{ mm}$ aangehouden.

De scheurwijdte wordt als volgt berekend :

$$W = \sigma_a \times \Delta l \times 10^{-5}$$

$$\sigma_a = \left(\frac{\sigma_e}{\gamma}\right) \times \frac{A_{\text{benodigd}}}{A_{\text{toegepast}}}$$

$$W_o = A_{\text{toeg}} \times 100/b \times h_t$$

$$\Delta l = \xi_2 (2c + \xi_3 \frac{\phi_k}{\omega_o}) \times \xi_2 = 1 \cdot \xi_3 = 2.5 \text{ (zie VB 1974 art. E508).}$$

De reductiefactor van 0.8 wordt niet toegepast in verband met het langdurige karakter van de belastingen.

We kunnen nu kijken welke consequenties dit heeft voor de toe te passen wapening ter plaatse van het dak, steunpunt 1 :

$$W = \sigma_a \times \Delta l \times 10^{-5}$$

$$\sigma_a = \frac{400}{17} \times \frac{5472}{5454} = 236.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta l = 1 \times (2 \times 90 + 2.5 \times \frac{25}{0.44}) = 322 \text{ mm}$$

$$\rightarrow W = 0.76 \text{ mm}$$

Dit is veel groter dan de gestelde maximum eis. Derhalve zal het wapeningspercentage verhoogd dienen te worden. (Een andere mogelijkheid, waarbij scheurvorming wordt tegengegaan, is voorspanning. Hier wordt echter niet van uitgegaan.)

Er zal nu worden gekeken welke wapening dient te worden toegepast in de diverse doorsneden.

Dak

Steunpunt 1

toepassen : staven ϕ 25 h.o.h. 70 mm

$$A = 7012 \text{ mm}^2 \rightarrow W = 0.386 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

Steunpunt 2

toepassen : staven ϕ 25 h.o.h. 80 mm

$$A = 10053 \text{ mm}^2 \rightarrow W = 0.389 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

Veld

toepassen : staven ϕ 25 h.o.h. 75 mm

$$A = 6545 \text{ mm}^2 \rightarrow W = 0.404 \text{ mm. Dit wordt toelaatbaar geacht.}$$

Uit praktische overwegingen wordt de hart op hart afstand over de gehele doorsnede gelijk gehouden. Hier wordt derhalve een hart op hart afstand van 70 mm aangehouden voor veld en steunpunten. Het wapeningspercentage is overal kleiner dan 1%; dit is ruim beneden het maximum wapeningspercentage.

Vloer

Steunpunt 1

toepassen : staven $\varnothing$ 25 h.o.h. 80 mm

$$A = 6136 \text{ mm}^2 \rightarrow W = 0.386 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

Steunpunt 2

toepassen : staven $\varnothing$ 32 h.o.h. 90 mm

$$A = 8936 \text{ mm}^2 \rightarrow W = 0.375 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

Veld

toepassen : staven $\varnothing$ 25 h.o.h. 90 mm

$$A = 5454 \text{ mm}^2 \rightarrow W = 0.379 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

Over de gehele doorsnede wordt een h.o.h. afstand 80 mm aangehouden. De wapeningspercentages vallen beneden het grenswapeningspercentage.

Wanden

Steunpunt 1

toepassen : staven $\varnothing$ 32 h.o.h. 95 mm

$$A = 8466 \text{ mm}^2 \rightarrow W = 0.388 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

Steunpunt 2

toepassen : staven $\varnothing$ 32 h.o.h. 95 mm

$$A = 8466 \text{ mm}^2 \rightarrow W = 0.404. \text{ Dit wordt toelaatbaar geacht.}$$

De hart op hart afstanden zijn gelijk, dit is gunstig met het oog op de uitvoering. Ook hier vallen de wapeningspercentages beneden het grenswapeningspercentage.

NB. Voor het veld dient het minimum wapeningspercentage aangehouden te worden.

10.9 Dwarskrachtwapening gesloten gedeelte

De scheuren tengevolge van de dwarskracht lopen onder $45^\circ \rightarrow$ voor ieder te beschouwen onderdeel rekenen met een oppervlakte van $A \sqrt{2}$. De toelaatbare dwarskracht bedraagt voor B 30 :

$$\bar{\tau} = 0.75 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Tabel E 11})$$

Dak

Voor het dak is een dikte aangenomen van 1100 mm. We kunnen nu bekijken vanaf waar in het dak dwarskrachtwapening nodig is. Dit is wanneer de dwarskracht een waarde overschrijdt van :

$$T = \frac{0.75 \times 1000 \times 0.9 \times 1100 \times \sqrt{2}}{1.7} = 617.678 \text{ N} \\ = 617.7 \text{ kN}$$

Deze waarde wordt overschreden in het dak. We bekijken nu op welke afstand van de hoekpunten deze dwarskracht wordt overschreden :

$$(1) \quad \ell = \frac{718 - 617.7}{101.7} = 0.99 \text{ m}$$

$$(2) \quad \ell = \frac{766.8 - 617.7}{101.7} = 1.47 \text{ m}$$

Over deze afstand dient dwarskrachtwapening te worden aangebracht dan wel een hoekafschuining waardoor de dwarskracht wel onder de toelaatbare waarde komt. Er wordt een hoekafschuining toegepast.

Vloer

De vloer heeft een dikte van 1250 mm. Voor de vloer geldt nu dat dwarskrachtwapening moet worden toegepast wanneer een dwarskracht wordt overschreden van :

$$T = \frac{0.75 \times 10^{-3} \times 1000 \times 0.9 \times 1250 \times \sqrt{2}}{1.7} = 701.9 \text{ kN}$$

Deze waarde wordt overschreden op de volgende afstanden vanaf de hoekpunten:

$$(1) \quad \ell = \frac{718.0 - 701.9}{101.7} = 0.16 \text{ m}$$

$$(2) \quad \ell = \frac{766.8 - 701.9}{101.7} = 0.64 \text{ m}$$

Aangezien het hier om afstanden vanuit de hartlijnen van de wanden gaat, vallen deze afstanden binnen de wanden.

Wanden

De wanden hebben een dikte van 1000 mm. Hierin moet dwarskrachtwapening worden toegepast wanneer de volgende dwarskracht wordt overschreden :

$$T = \frac{0.75 \times 10^{-3} \times 1000 \times 0.9 \times 1000 \times \sqrt{2}}{1.7} = 561.5 \text{ kN}$$

Deze waarde wordt ruim overschreden, zodat dwarskrachtwapening in de wanden benodigd is, en wel over de volgende afstanden vanaf de hoekpunten :

(1) 1.5 m

(2) 1.6 m

Over deze afstanden dient beugelwapening te worden toegepast. Beugelwapening is echter niet gebruikelijk in wanden. Meestal wordt de vloerwapening in de wanden doorgetrokken.

NB. Aangezien in de wanden een normaalkracht aanwezig is, mag gerekend worden met een verhoogde waarde voor de toelaatbare schuifspanning:

$$\bar{\tau} = 0.5 f_b + 0.15 \frac{N'_d}{A_b}$$

A_b = de oppervlakte van de bruto doorsnede

$$\bar{\tau} = 0.75 + \frac{1578 \times 10}{1000 \times 1000} \times 0.15 = 0.99 \text{ N/mm}$$

$$\rightarrow T = 561.5 \times \frac{0.99}{0.75} = 741 \text{ kN}$$

Nu blijkt geen beugelwapening nodig te zijn.

Er is nergens in de doorsnee dwarskrachtwapening nodig. Dit is gebruikelijk in de praktijk. De wand wordt zo dik ontworpen dat nergens dwarskrachtwapening toegepast behoeft te worden.

10.10 Bepaling wapening open afrit (t.a.v. momenten)

Uit de computerberekening volgt een maximaal moment in de vloer, net naast de wand, van 7791 kN. Hierbij is echter nog geen veiligheidsfactor. De wapening wordt gedimensioneerd voor het bezwijkstadium. Daarom dient er hier een veiligheidsfactor van 1.7 gehanteerd te worden.

$$M_u = 1.7 \times 7791 \text{ kNm} = 13243 \text{ kNm}$$

De dikte van de vloer bedraagt 1.75 m.

$$h_t = 1.75 \text{ m}$$

$$h = 1750 - 90 - 20 = 1640 \text{ mm} \quad (\text{dekking } 90 \text{ mm} \quad \frac{1}{2} \phi_k = 20 \text{ mm})$$

$$M = \sigma_a \times z \times A$$

$$\rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \times z}$$

$$A = \frac{13243 \times 10^6}{500^* \times 0.9 \times 1.64 \times 10^3} = 17\,946 \text{ mm}^2$$

*Er wordt hier Fe B 500 toegepast; Fe B 400 is niet meer in de handel. Bij het gesloten gedeelte is echter nog wel met Fe B 400 gerekend.

Het wapeningspercentage bedraagt :

$$W = \frac{17946}{1750 \times 1000} \times 100\% = 1.03\%$$

De toegepaste wapening is nu :

staven ϕ 40 hart op hart 70 mm

$$A = 17\,952 \text{ mm}^2$$

10.11 Scheurwijdte contrôle

Dekking : $c = 90 \text{ mm}$; $W_{\max} = 0.40 \text{ mm}$

$$W = \sigma_a \times \Delta l \times 10^{-3}$$

$$\sigma_a = \left(\frac{500}{1.7}\right) \times \frac{A_{\text{ben}}}{A_{\text{toeg}}}$$

$$\omega_o = A_{\text{toeg}} \times 100/b \times h_t$$

$$\Delta l = 2 c + 2.5 \times \frac{\phi_K}{\omega_o}$$

$$\sigma_a = \frac{500}{1.7} \times \frac{17946}{31416} = 168 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta l = 180 + 100/1.80 = 235.7 \text{ mm}$$

$$\rightarrow W = 0.396 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$$

Er worden nu staven $\phi 40$ hart op hart 80 mm in twee lagen toegepast. Als afstand tussen de twee lagen wordt 50 mm aangehouden.

NB. Door het in twee lagen leggen van de wapeningsstaven neemt h af.

Hierdoor wordt de benodigde wapening A_{ben} iets groter, Derhalve zal worden overgegaan op staven $\phi 40$ hart op hart 75 mm.

10.12 Dwarskrachtwapening open afrit

De toelaatbare schuifspanning bedraagt, uitgaande van B 30 : 0.75 N/mm^2 (Tabel E 11). Volgens artikel 504.2.4. van de voorschriften beton is echter een hogere schuifspanning toelaatbaar bij het aanwezig zijn van een normaalkracht. Er geldt dan :

$$\tau = 0.5 f_b + \frac{0.15 N'_d}{A_b}$$

A_b = de oppervlakte van de bruto doorsnede

$$\rightarrow \tau = 0.75 + \frac{0.15 \times 1731 \times 10^3}{1000 \times 1750} = 0.90 \text{ N/mm}^2$$

De dwarskracht mag dan bedragen, zonder dat dwarskrachtwapening hoeft te worden toegepast :

$$T = \frac{0.9 \times 1000 \times 0.9 \times 1750 \times \sqrt{2}}{1.7} = 1179 \text{ kN}$$

Contrôle van de dwarskrachten volgend uit de computerberekening leert dat deze waarde niet wordt overschreden.

11. Kostenvergelijking open- en gesloten gedeelte

11.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal worden gekeken hoe lang het gesloten gedeelte moet worden, waar de overgang van het gesloten tunnelgedeelte naar de open afrit gelegd moet worden. Alvorens tot deze kostenvergelijking over te gaan zal eerst een algemeen overzicht worden gegeven van welke kosten de kosten van een civiel werk bepalen. Vervolgens zal worden gekeken tussen welke grenzen de lengte van het gesloten gedeelte uit praktische beperkingen komt te liggen.

Hierna volgt de kostenvergelijking op het punt waar het wegdek op 12.5 m⁻ NAP ligt. Dit is het punt waarop door Rijkswaterstaat de overgang gepland is.

Hierbij dient te worden opgemerkt dat er geenszins naar is gestreefd om tot een exacte prijs te komen, doch dat slechts de hoofdposten worden meegenomen.

11.2 Opbouw kosten van een civiel werk

Directe kosten :

- grondwerken
- bemalingen
- (paal)funderingen
- damwanden en verankeringen
- beton (inclusief werkvloeren)
- wapening
- hulpbruggen
- bekistingen
- in te sorten onderdelen
- constructiestaal
- talud- en oeverbekledingen
- wegverhardingen

Indirecte kosten

1. werkonkosten :

- a. inrichten bouwterrein
 - o water, electra en verwarming
 - o keten en loodsen

- o loswallen
 - o mobilisatie materieel
 - o werkwegen
- b. materieelkosten
 - o keten, loodsen, inclusief inventaris
 - o horizontaal transportmaterieel
 - o vertikaal transportmaterieel
 - o klein materieel
 - o drijvend materieel
- c. verbruiken
 - o gas, water, licht en gasolie
- d. loonkosten
 - o bediening materieel
 - o terreinploeg
 - o electriciëns en monteurs
 - o magazijn- en werkplaatspersoneel
 - o keetbediening
 - o bewaking terrein
- 2. uitvoering
 - hoofduitvoering
 - uitvoering
 - werkvoorbereiding
 - maatvoering
 - administratie
- 3. diversen
 - verzekering
 - zekerheidsstelling
 - loon- en prijsrisico's
- 4. algemene kosten
- 5. winst en risico
- 6. B.T.W.

11.3 Minimale en maximale lengte afgezonken gedeelte

Het niet-afgezonken gedeelte wordt ter plaatse in een bouwput gebouwd. Wil men deze bouwput geen dure begrenzing geven, dan is het denkbaar de insteek van het talud juist achter de waterkering te projecteren. Het snijpunt van dit talud met het lengteprofiel bepaalt dan het eindpunt van de kortste lengte van het gezonken gedeelte (waarbij rekening moet worden gehouden met enige werkruimte op de bodem van de bouwput voor kopbekisting e.d. van het ter plaatse gebouwde gedeelte, tenzij men de bouwput voor het ter plaatse gebouwde gedeelte verder naar het kanaal toe zou willen uitbreiden met behulp van overigens zeer kostbare damwandconstructies). Er dient uiteraard wel rekening gehouden te worden met de definitieve tracé's van de Rijkswegen 702 en 709, die aan weerszijden langs de kanaaldijk komen te lopen (zie bijlage III).

De minimale lengte van het gezonken gedeelte bedraagt nu : 547 meter.

NB: Voor het binnentalud van de dijk is een helling van 1:2.5 aangehouden.

Wat is de maximale lengte ?

De elementen worden drijvend aangevoerd. De sleuf waarin zij worden afgezonken, dient voldoende diepgang te hebben om het element in te kunnen varen. Dat wil zeggen een waterdiepte groter dan de hoogte van het element plus een speling van ± 1 m. Dit houdt automatisch in, dat men het gezonken gedeelte niet verder landinwaarts kan doorzetten tot het punt, waar het lengteprofiel nog voldoende waterdiepte biedt. Dit is het verste punt tot waar men kan gaan. In het geval van de Wijkertunnel is de hoogte van een zinkelement 8580 mm. De helling bedraagt 4.5 %. De zogenaamde dwangpunten liggen op 16.5 m⁻ NAP. De helling krijgt derhalve een maximale lengte van :

$$\frac{(16.5 - 0.5 - 1.0)}{4.5} \times 100 = 333.3 \text{ m}$$

Dat wil zeggen een maximale lengte van het afgezonken gedeelte van :

$$2 \times 333.3 \text{ m} + 185.4 \text{ m} = 852 \text{ m}.$$

11.4 Kosten open afrit

We bepalen de kosten voor de open afrit op hetzelfde punt als voor de bouwmethode voor het gesloten gedeelte.

De volgende hoofdposten zullen worden meegenomen :

1. ontgraven
2. beton leveren en verwerken
3. bekisting
4. palen, leveren en verwerken
5. wapening
6. aanvullen grond
7. bemaling

1. ontgraven

fl. 4,-/m³

$A = 43.5 \times 12.5 + 12.5 \times 12.5 \times 2 \text{ m}^3 \rightarrow$ kosten fl. 3425

2. beton leveren en verwerken

$A = 40 \times 1.75 + 1.25 \times 10.75 \times 2 \text{ m}^3$

leveren en verwerken : fl. 130,-/m³

koelen wanden : fl. 25,-/m³

$\rightarrow$ kosten fl. 13266

3. bekisting

$L = 40 + 12.5 + 10.75 + 12.5 + 10.75 = 86.5 \text{ m}^2$

kosten : $40 \times 120 + 46.5 \times 60$ fl. 7590

4. palen, leveren en verwerken

aantal palen : 110

leveren : fl. 400,-/m³

verwerken : fl. 30.-/m¹

kosten : $\frac{110 \times 30 \times 15}{25}$ fl. 1980

$\frac{110 \times 400 \times 15 \times 0.25 \times \pi (0.48)^2}{25}$ fl. 4779

5. wapening

percentage aangenomen

$0.1 \times 86.5 \times 1250$ fl. 10813

$0.008 \times 86.5 \times 1500$ fl. 1038

6. aanvullen grond

$10.75 \times 1 \times \frac{1}{2} \times 2 + 3.5 \times 10.75 + 2 \times 12.5 \times 12.5 \text{ m}^3$ fl. 2165

7. bemaling

wordt niet meegenomen; deze wordt gelijk gesteld aan die
bij de bemaling van het gesloten gedeelte

totaal fl. 45056

11.5 Kosten gesloten gedeelte

De volgende posten zullen achtereenvolgens worden behandeld :

1. ontgraven
2. beton, leveren + verwerken
3. bekisting
4. wapening
5. aanvullen grond
6. bemaling
7. afwerking
8. verlichting/ventilatie e.d.

1. ontgraven

$A = 33 \times 12.5 + 12.5 \times 12.5 \times 2 \text{ m}^3$ kosten fl. 2900

2. beton, leveren en verwerken

$A = 89.05 \text{ m}^3$
 89.05×130 fl. 11577

koelen wanden : $8 \times 1.00 \times 2 \times 25$ fl. 400

3. bekisting

wanden : fl. 60,-/m² (buitenkant)
vloer en binnengedeelte : fl. 120,-/m²
 $17.78 \times \text{fl. } 60 + (31.05 + 57.89) \times \text{fl. } 120$ fl. 11740

4. wapening

83.85 x 0.1 x 1250	fl. 10481
83.85 x 0.008 x 1500	fl. 1006

5. aanvullen grond

12.5 x 12.5 x 2 + 4.5 x 31.05 m ³	fl. 2713
--	----------

6. bemaling

niet meegenomen, gelijk gesteld aan de bemalingskosten
bij de bouw van de open afrit

7. afwerking

NY profielen fl. 250,-/m ³	
hittewerende bekleding fl. 95,-/m ²	
wandtegels fl. 130,-/m ²	fl. 6256

8. verlichting en ventilatie e.d.

verlichting ongeveer fl. 5000,-/m ²	
ventilatie : kabels fl. 1650,-/m ¹	
ventilatoren fl. 900,-/m ³	fl. 7550

De exploitatiekosten zijn hierbij nog niet meegenomen.

Totaal	<u>fl. 54623</u>
--------	------------------

11.6 Conclusie

De conclusie moet zijn dat op het beschouwde punt, i.e. waar de overgang van gesloten naar open gepland is, de gesloten constructie toch duurder uitpakt, ondanks de geringere breedte. Het loont dus niet om nog een extra gesloten gedeelte ter plaatse te bouwen.

Het is nu de vraag of het gesloten gedeelte korter zou kunnen worden uitgevoerd dan gepland. In eerste instantie is de vraag of er zich nu praktische beperkingen voordoen. De minimale lengte van het afgezonken gedeelte wordt bepaald door de bouwwijze van het landhoofd (zie par. 11.3 en hoofdstuk 12) en bedraagt ± 550 meter. Deze lengte kan derhalve als optimaal beschouwd worden.

12. Bouw landhoofd

De eenvoudigste (en goedkoopste) manier om het landhoofd te bouwen is als volgt :

1. Achter de bestaande dijk wordt een bouwput aangelegd waarin het landhoofd (gesloten gedeelte) zal worden gebouwd.
2. De kanteldijken worden aangelegd alsmede "de rest" van de waterkering (zie bijlage IV), zodanig dat bij het "weghalen" van de dijk een doorgaande waterkering bestaat.
3. Weghalen van de dijk
4. Afzinken
5. Verbinding maken en onderstromen
6. Nieuwe dijk aanleggen op afgezonken gedeelte (echter niet op oude plaats i.v.m. te groot grondgewicht) en aanleggen weg over dijk.

13. Conclusies

In dit hoofdstuk zullen de belangrijkste conclusies uit dit rapport worden samengevat.

1. De afzinkmethode is de gunstigste bouwmethode voor het gesloten gedeelte.
2. De vliesbouwmethode levert een zeer gunstige bouwmethode op voor de afritten. Deze dient zo ver mogelijk te worden doorgezet.
3. De vliesbouwmethode kan hier niet worden voortgezet tot aan het landhoofd vanwege de randvoorwaarde om voldoende schuifkracht te kunnen ontwikkelen voor het opvangen van de horizontale kracht bij het afzinken van de laatste zinkmoot.
4. Uit een kostenvergelijking blijkt dat het voordelig is het gesloten gedeelte minimaal te houden.
5. Herverdeling van paalkrachten door het overschrijden van de maximum trekkracht van een aantal palen kan leiden tot een eenvoudiger en economisch aantrekkelijker palenplan. Er kleven echter te veel onzeker-

heden aan om hier van uit te gaan bij het ontwerp. Een nader onderzoek lijkt hier gewenst.

- 6 Het toepassen van Vibropalen voorzien van voorspanstaven zonder aanhechting, niet of nauwelijks voorgespannen, lijkt zeer aantrekkelijk. Een elastisch profiel boven de paal maakt verlenging staal mogelijk zonder gevaar voor corrosie.

Literatuuropgave

1. Methoden ter voorkoming van opdrijving van constructies in grondwater
KIVI verslag, Sectie voor tunneltechniek, aug. 1976.
2. Funderingstechniek
Collegediktaat g80, A.F. van Weele, dec. 1984
3. Verkeerstechniek
Collegediktaat E23, J. Volmuller, 1981
4. Highway Capacity Manual, 1966
5. Submerged Tunnelling
J. Brakel, febr. 1982
6. Waterbouwkundige Constructies
Collegediktaat F9, A. Glerum, juli 1982
7. Bouwputten
PATO cursus, Sectie Civiele Techniek en geodesie, 1986
8. De Buiten IJtunnel
Afstudeerverslag, J.L. Bijnagte, aug. 1983
9. Voorschriften Beton 1974
Deel A: Gemeenschappelijk gedeelte, NEN 3861, mei 1977
10. Voorschriften Beton VB 1974
Deel E: Gewapend beton, aanvullende bepalingen, NEN 3865, mei 1977
11. Voorschriften Beton VB 1974
Deel F: Voorgespannen beton, aanvullende bepalingen, NEN 3866, febr. 1976
12. Compendium van het voorgespannen beton
J.J.B. Bouvy, Th.A. Feijen en J.W. Hofman, Cement en Beton reeks,
4e druk, 1985
13. Compendium geo-tubomechanica
Deel I: Tubo-mechanica, Provinciale Waterstaat Zuid Holland, samengesteld
door B.J.J. Soudijn en R.A.J. de Kock, 1977
14. Bronbemalingen
M.J. Fraanje, dec. 1982

15. Funderingen op palen

Rapport van de stichting bouwresearch SBR door G.J. Carree en D.M. Douwes Dekker, Deel III, Brussel 1977

16. Hoe zinvol zijn gedetailleerde berekeningen voor damwandconstructies ?

Polytechnisch Tijdschrift, PT (b33), nr. 7/1978

A.F. van Weele

17. Tunnel in Rijksweg 43 onder het Prinses Margrietkanaal

Cement XXVIII, nr. 4, 1976

18. ICES-Strudl handleiding

Deel I: Het berekenen van raamwerken, A.W.M. Kok, C.F. Vrijman en A. de Boer, nov. 1984

19. Draka Technofolie projecten

Brochure Drakaplastics.

B I J L A G E N

A Bouwdok

bestaand dok - operationeel maken
 - droogzetten
 - bemalen

2 à 2.5 x 10⁶B Zinksleuf en tunnelelementen

baggeren en in depot brengen

6,-/m³

indien verontreinigd

+ 15,-/m³

aanvullen zinksleuf

11,-/m³

onderstromen zinksleuf

25,-/m³

beton (mortel leveren en verwerken)

115,-/m³

ballastbeton

135,-/m³

koelen (wanden)

25,-/m³

bekistingen gemiddeld vloeren

wanden

dak

kopkist

50,-/m²

bodemplaten

20,-/m²wapening (+ 100 kg/m³) leveren

800,-/ton

verwerken

450,-/ton

support (+ 8 kg/m³) leveren en verwerken

1500,-/ton

voorspanning 0.8 M Nm/m³

40,-/M Nm

* kopschotten

/m²

* voegen (stalen omranding)

GINA

OMEGA

dil.voeg

/m¹

wapening : leveren

800,-/ton

verwerken

600,-/ton

kunststoffolie, incl. afzinken

25,-/m²

* klemconstructie vlies, per aansluiting fl. 150.000,-

uitvoeringskosten :

12% + 75,- (m³ constructiebeton)

bronbemaling : afrit

320 werkbare dagen 1.5 - 2 jaar

bouwdok

320 werkbare dagen 1.5 - 2 jaar

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 !)

BEREKENING

1. Bemalingsprijs

zie Wykertunnel in 15 - eerst twee pompen f 10000/pom

2. Bemalingsmaterialen

zie Wykertunnel in 15:

$$\text{aanneming} (1250 \text{ m}^2 \times f 24,77) + (200 \text{ l} \times f 817,50) = 47.313 \sim f 50.000,-$$

3. Exploitatie

zie Wykertunnel in 15 - PER WEEK

$$1 \text{ pomp } 70 \text{ m}^3/\text{u} = 0,8\% \times f 1500,- \times 1,20 \times 20 \text{ dl} = 84,-$$

benodigdheden:

$$(1250 \text{ m}^2 \times f 1,89) + 200 \text{ l} \times f 11,99 = 1852,90$$

1 draaislangpomp:

$$13,6 \text{ kw} \times 24 \text{ uur} \times 7 \text{ dgn} \times f 9,15 \times 20 \text{ dl} = 6854,40$$

$$9570,70 \sim f 600,-/\text{wk}$$

4. Pompwerk

zie Wykertunnel in 15 - gemiddeld f 80,-/wk

Drainage stelsel

inspectieputten f 1000,-

om de 40 meter

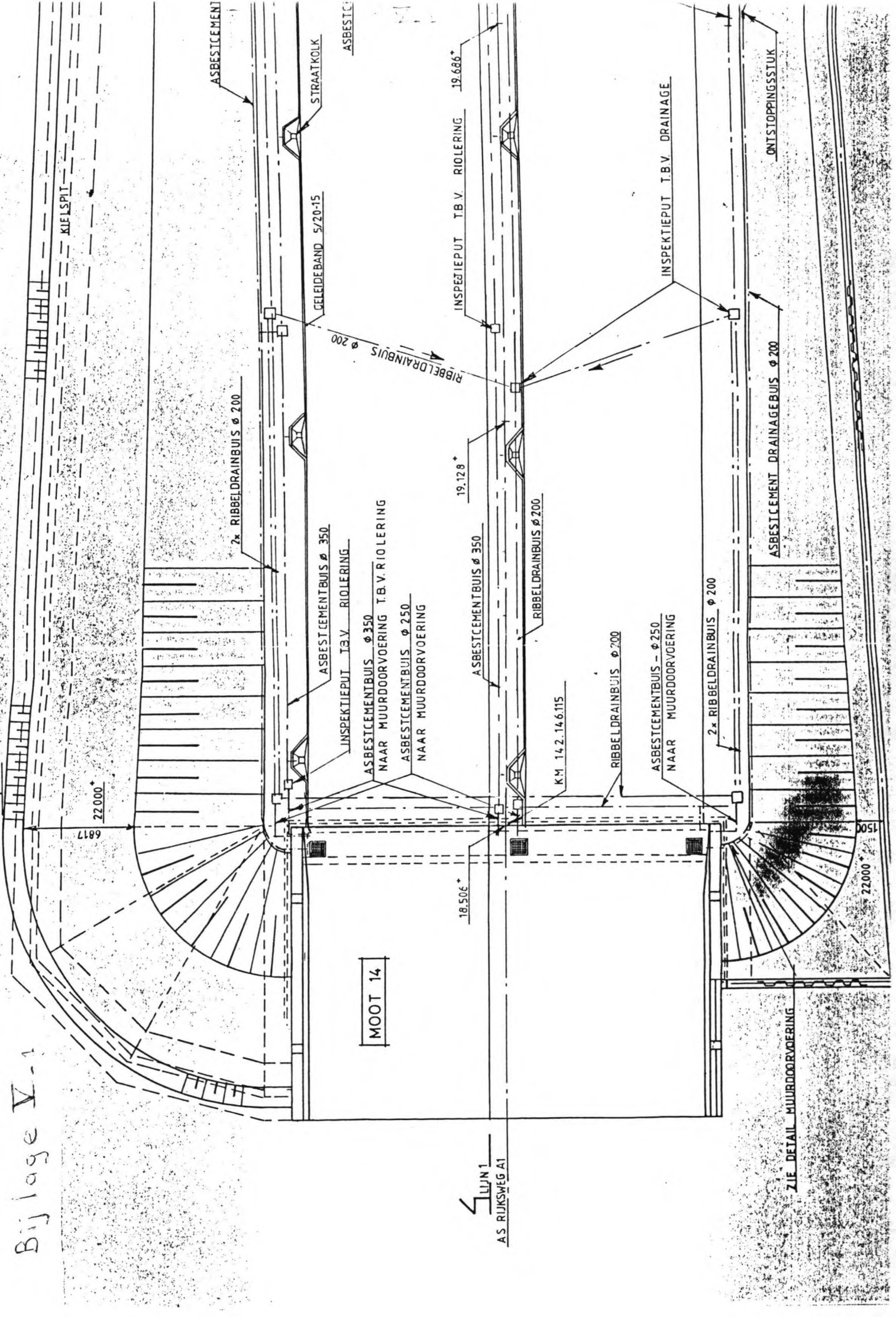
ribbeltransbuys f 65,-/m

een om iedere zijde

PVC (rioleringsbuys) f 30,-/m

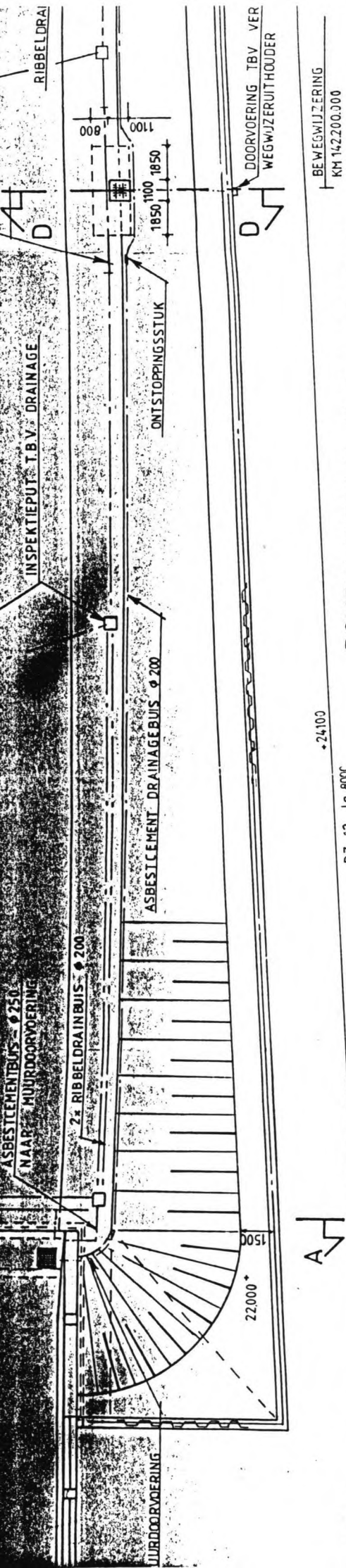
twee per afrit

Bijlage V-1



LJN 1
AS RIJKSWEG A1

ZIE DETAIL MUURDOORVOERING



BOVENAANZICHT VLIES OOSTZIJDE

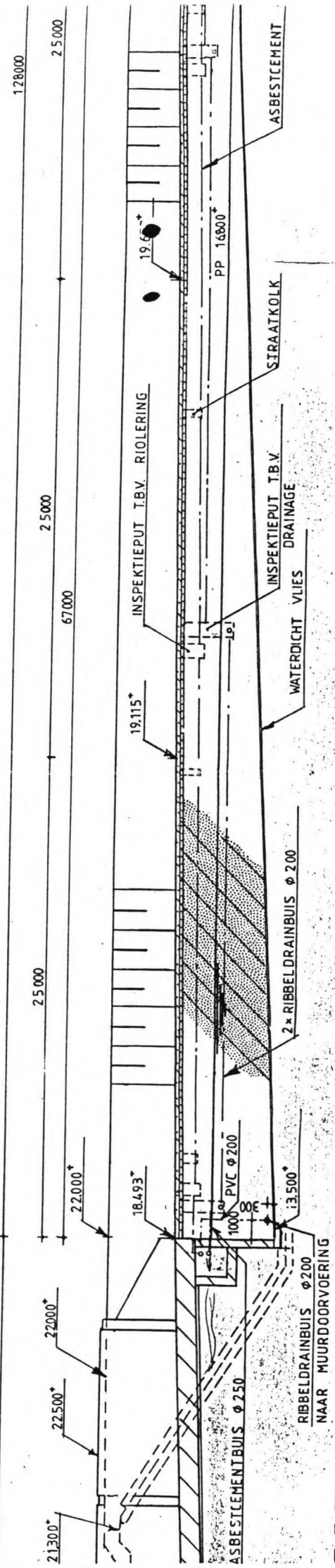
SCHAAL 1:200

BZ 12 lg 8000

UIDSSCHERM

KM 142.146.115

OOT 14



*6692

2800

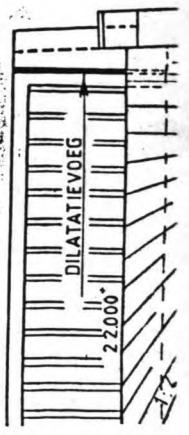
24000

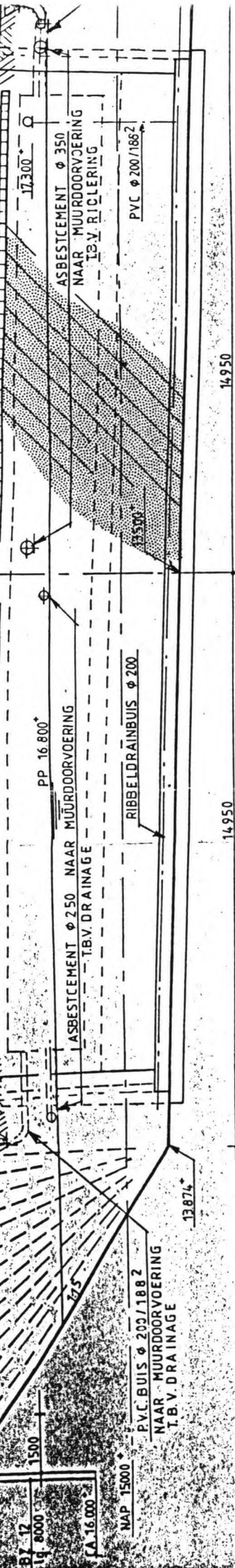
AS RIJWSWEG A1

LANGSDOORSNEDE OVER LIJN 1

SCHAAL 1:200

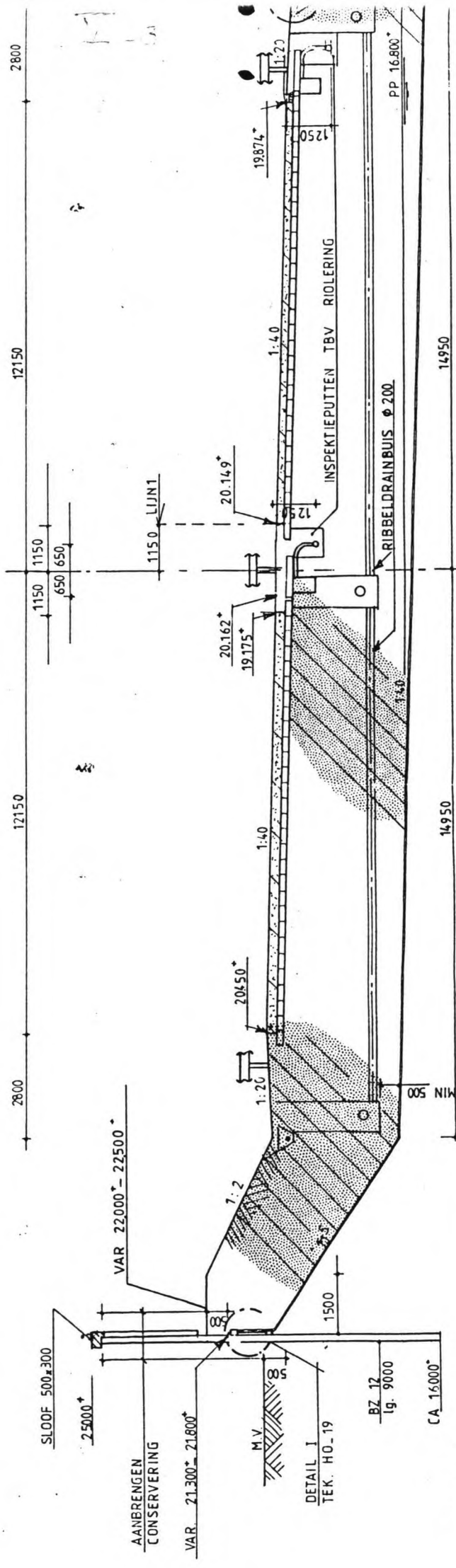
(HOOGTEN V/h VLIES GEGEVEN IN





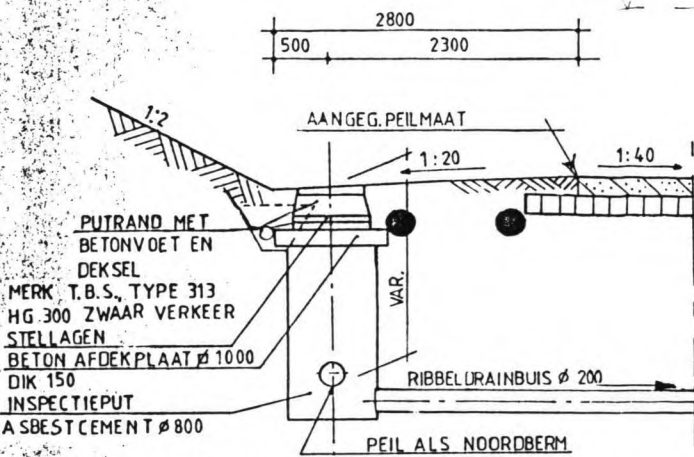
DOORSNEDE A-A MATEN GEMERKT * GELDEN TPV. KM 14.2.146 115
SCHAAL 1:100

AS RIJKSWEG A1



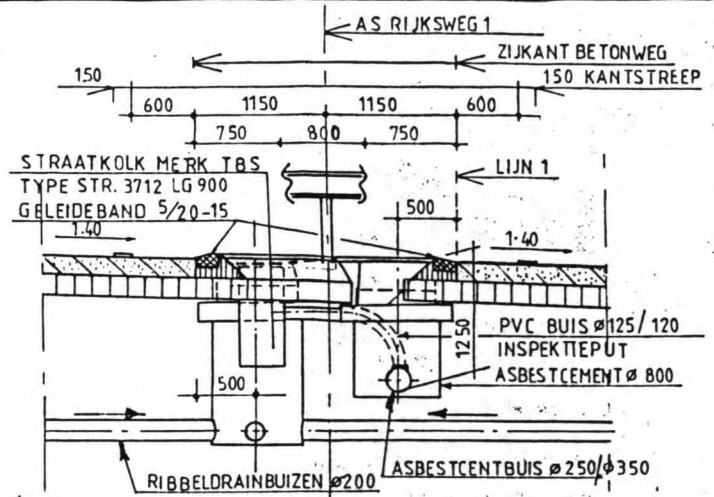
DOORSNEDE B-B TPV. KM. 14.2.220.000
SCHAAL 1:100

NAP 15000 *



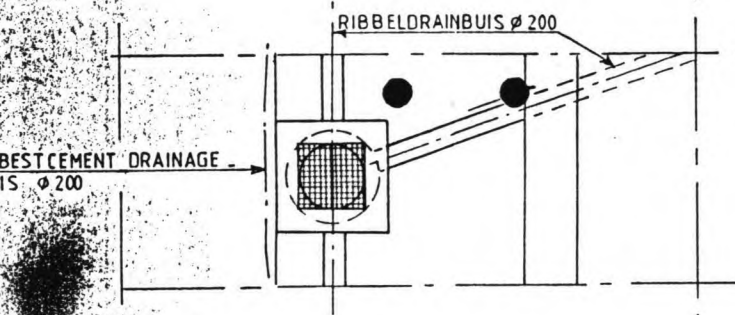
DOORSNED E ZUIDBERM

SCHAAL 1:50



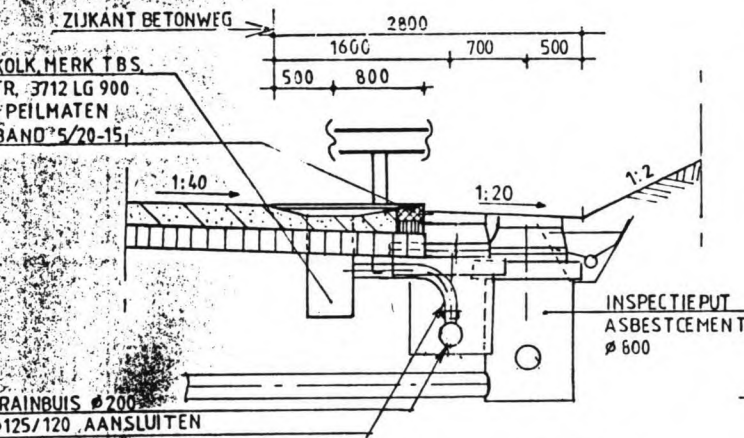
DOORSNED E MIDDENBERM

SCHAAL 1:50



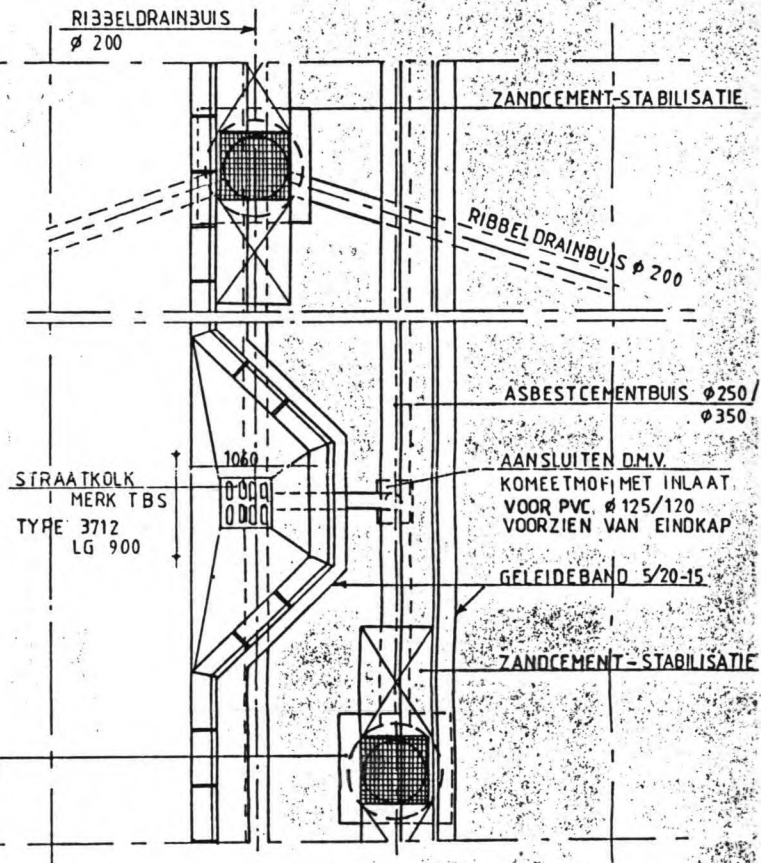
BOVENAANZICHT ZUIDBERM

SCHAAL 1:50



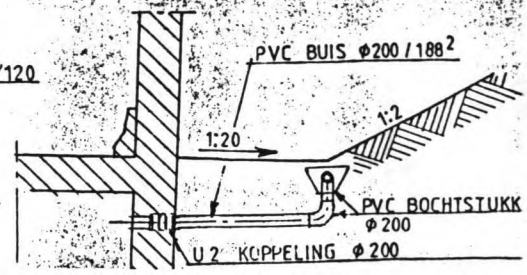
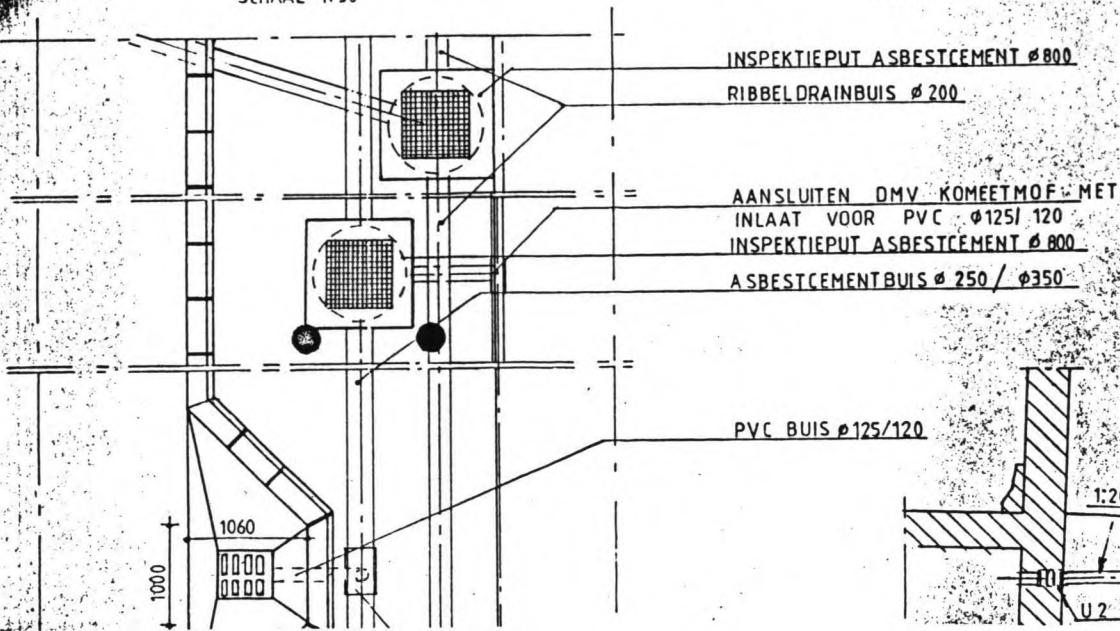
DOORSNED E NOORDBERM

SCHAAL 1:50



BOVENAANZICHT MIDDENBERM

SCHAAL 1:50





1:2500

DE KORTE 29-1-84

