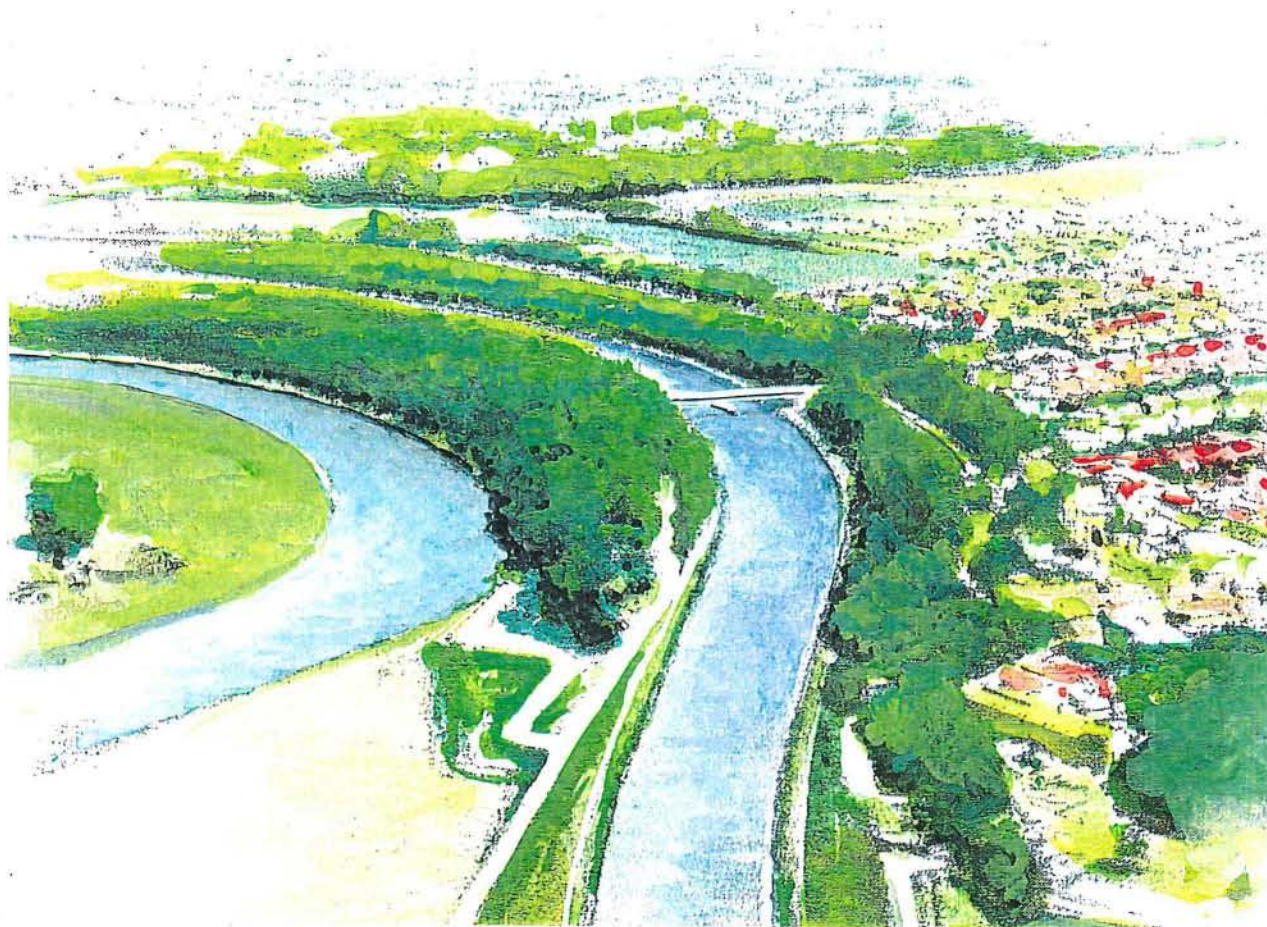


TWEEBAKSDUWVAART IN DE BOCHT VAN HET JULIANAKANAAL BIJ ELSLOO

DEELRAPPORT 1: Tracé keuze

Augustus 1995

P.J.C. Mooijman



TWEEBAKSDUWVAART IN DE BOCHT VAN HET JULIANAKANAAL BIJ ELSLOO

**Afstudeerrapport deel 1
Tracé keuze**

P.J.C. Mooijman

Augustus 1995

AFSTUDEER COMMISSIE

Afstudeer hoogleraar: Prof. Ir. A.F. van Tol

Begeleiders: Ir. K.G. Bezuyen
Ir. J.P. Oostveen
Ir. B. Polen

T.U. Delft, Faculteit de Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde
Sectie Geotechniek

VOORWOORD

Dit rapport omvat het eerste deel van mijn afstudeerwerk; "Tweebaksduwvaart in de bocht van het Julianakanaal bij Elsloo", aan de Technische Universiteit in Delft. In dit rapport wordt een schets gegeven van de huidige situatie en een tracé bepaald voor de nieuwe situatie van de bocht in het Julianakanaal bij Elsloo, zodat met gestrekte tweebaksduwvaart in het kanaal gevaren kan worden.

Aanleiding tot dit afstudeerwerk is het MOMARO project van Rijks Waterstaat, dat onderdeel uit maakt van een project waarbij een verbetering van het Hoofdvaarwegennet wordt nagestreefd. In het MOMARO project wordt de MODernisering van de MAasROute bestudeerd, waarvan ook het Julianakanaal deel uit maakt. Het is uiteindelijk de bedoeling dat de gehele Maasroute geschikt wordt voor tweebaksduwvaart in gestrekte formatie.

Mijn dank gaat uit naar alle personen, met name mijn afstudeer commissie, die mij in deze laatste periode van mijn studie geholpen hebben. Tevens wil ik dhr. B. Bruinaars van "Vlaardingen Oost Shiprepair" bedanken voor zijn belangeloze medewerking bij het vervaardigen en reproduceren van de verschillende concept-rapporten die vooraf gingen aan dit rapport.

Rotterdam, 31 augustus 1995

Pascal Mooijman

SAMENVATTING

Volgens het 2^e Structuurschema Verkeer en Vervoer moet de Maasroute toegankelijk worden voor tweebaksduwvaart in gestrekte formatie. De bocht in het Julianakanaal bij Elsloo is een van de knelpunten die bij de modernisering van de Maasroute opgelost dienen te worden. Ter plaatse van Elsloo maakt het kanaal namelijk een scherpe bocht om de rivier de Maas heen en is het kanaal in de huidige situatie met éénbaksduwvaart al erg krap. Grote schepen melden zich, voordat ze de bocht in varen over de marifoon, zodat andere schepen buiten de bocht kunnen wachten tot het grote schip gepasseerd is.

Door de eis in het 2^e Structuurschema is een verbetering van de bocht bij Elsloo noodzakelijk geworden. Hierbij spelen vooral het milieu en de aanwezigheid van slechte grondlagen een belangrijke rol. De verbetering van de situatie kan worden verkregen door het huidige watervoerende profiel in de bocht zo te verbreden dat 2 tweebaksduwkonoeven elkaar kunnen passeren. Hiervoor is een vrij grote verbreding noodzakelijk. Doordat het kanaal op deze lokatie in een 23 m. diepe ingraving ligt, gaat hierdoor, ook al wordt gebruik gemaakt van een verticale wand, een groot gedeelte van het plaatselijke landschap verloren.

Om de verbreding minder omvangrijk te maken kan voor een grotere boogstraal van de bocht gekozen worden. Door het flauwer lopen van de bocht, wordt de overzichtelijkheid en de veiligheid ter plaatse groter. Een nadeel is echter dat door dit flauwer lopen van de binnenbocht en het ongewijzigd laten van de buitenbocht de verbreding veel groter wordt, dan noodzakelijk is.

Een derde mogelijkheid is om het kanaal zo te verbreden dat de tweebaksduwvaart er alleen door kan varen als de rest van de schepen buiten de bocht wacht. Ontmoetingen van grote schepen met andere schepen dienen dan te worden vermeden.

Het knelpunt kan ook worden opgeheven door het kanaal m.b.v. een aquaduct te verleggen naar het stroomgebied van de Maas. Hierdoor wordt de boogstraal een stuk groter, waardoor de waterspiegel breedte beperkt kan blijven. Voor deze situatie zijn 2 aquaducten voorgesteld. Allereerst is een constructie waarin alle schepen elkaar kunnen ontmoeten beschouwd en in tweede instantie is een constructie geanalyseerd waarin ontmoetingen van grote schepen met andere schepen moet worden vermeden. Als laatste is een combinatie van een kleine verbreding van het huidige kanaal en een klein aquaduct, dat zo smal is dat geen enkel schip een ander schip kan ontmoeten, bekeken. Hierbij is het de bedoeling dat alle schepen door het verbreedde kanaal varen behalve de grote schepen, die uit moeten wijken naar het aquaduct.

Na afweging van deze alternatieven m.b.v. een multi-criteria analyse voor de kwalitatieve aspecten van het ontwerp en aan de hand van de verwachte aanlegkosten, is gekozen om het alternatief waarbij het huidige kanaal (51 m. breed) wordt verbreed tot een breedte van 60 m. t.p.v. de waterspiegel, uit te werken (zie deelrapport 2).

11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

INHOUD

VOORWOORD

SAMENVATTING

1.	<u>INLEIDING</u>	7
2.	<u>PROBLEEM OMSCHRIJVING</u>	8
	2.1 PROBLEEM VERKENNING	8
	2.2 OPDRACHT	8
	2.4 PROGRAMMA VAN EISEN	9
	2.4.1 Randvoorwaarden	9
	2.4.2 Uitgangspunten	9
3.	<u>HUIDIGE SITUATIE</u>	10
	3.1 DE OMGEVING	10
	3.2 DE BODEM	10
	3.3 GRONDWATERSTAND	11
	3.4 HET DWARSPROFIEL	12
	3.5 HET LANGSPROFIEL	13
4	<u>STABILITEIT VAN DE INGRAVING</u>	14
	4.1 INLEIDING	14
	4.2 AFSCHUIVEN	14
	4.3 ZETTINGSVLOEIING	17
5.	<u>HET GEWENSTE PROFIEL</u>	19
	5.1 INLEIDING	19
	5.2 VORM EN PARAMETERBESCHRIJVING	19
	5.3 DIEPTE NORMEN VOOR EEN KANAAL	20
	5.4 BREEDTE NORMEN VOOR EEN KANAAL	20
	5.4.1 Standaard breedten	20
	5.4.2 Ontmoeting van twee schepen	21
	5.4.3 Inhaal manoeuvres van twee schepen	22
	5.4.4 Invloed van de wind op een schip	22
	5.4.5 Invloed van een bocht op de vaarweg	23
	5.5 DWARSPROFIEL NORMEN VOOR EEN KANAAL	24
	5.6 RESUME	24
	5.7 TOEPASSING OP DE BOCHT BIJ ELSLOO	25

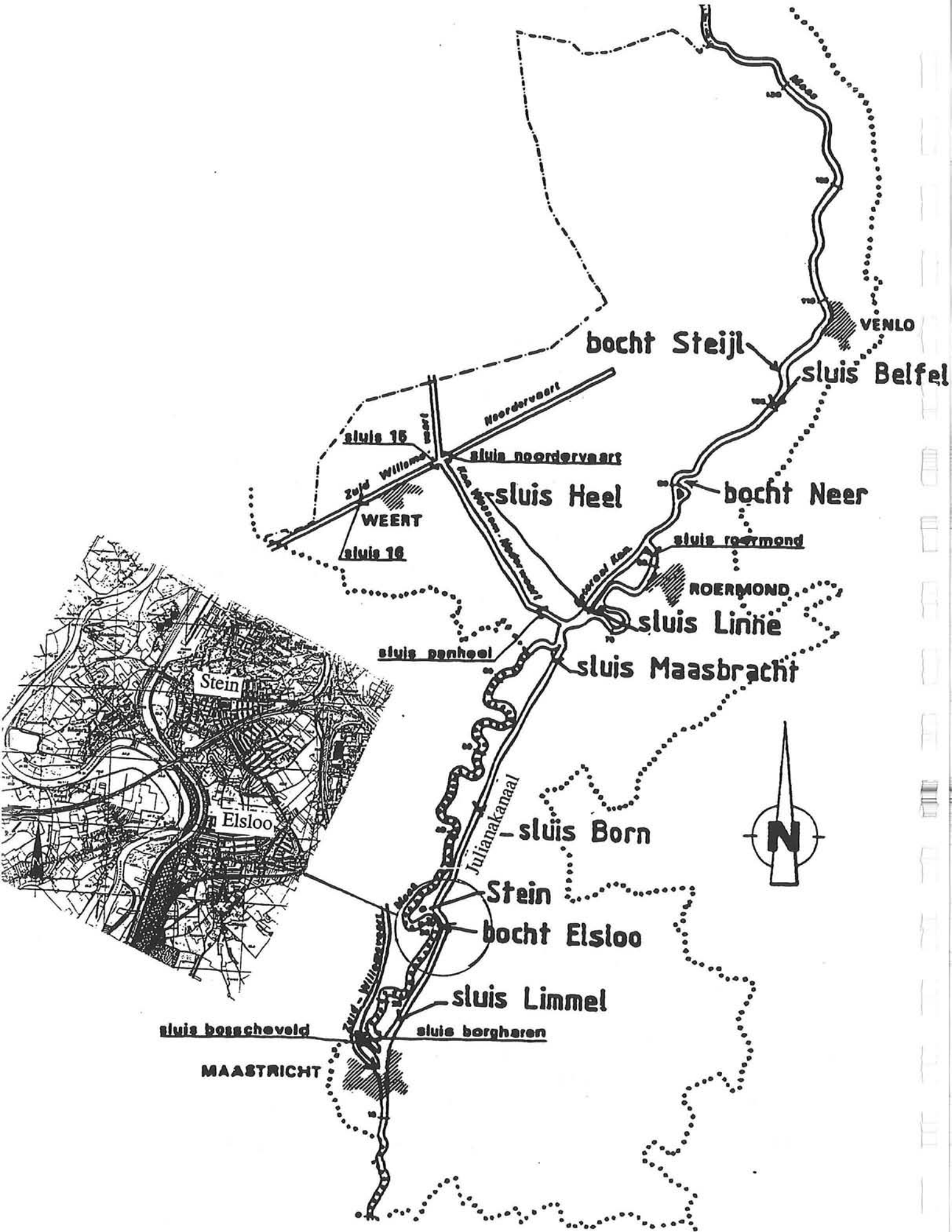
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

6.	<u>ALTERNATIEVEN</u>	27
6.1	INLEIDING	27
6.2	VERBREDING VAN HET HUIDIGE KANAAL	27
6.2.1	Verbreiding richting binnenbocht tot een waterspiegelbreedte van 113 m.	27
6.2.2	Verbreiding richting binnenbocht met vergroting van de straal van de as van het kanaal	30
6.2.3	Verbreiden tot profiel voor 2 Klasse IV schepen met verkeersregeling voor alle scheepvaart Klasse	32
6.3	AANLEG VAN EEN AQUADUCT	33
6.3.1	Aquaduct geschikt voor 2-richtingsverkeer tweebaksduwvaart	33
6.3.2	Aquaduct geschikt voor enkelstrooks vaar verkeer Klasse V met verkeers-regeling en dubbelstrooks vaar verkeer voor de overige scheepvaart	35
6.3.3	Aquaduct geschikt voor enkelstrooks vaar verkeer Klasse V met verkeers-regeling waarbij de oude bocht verbreed wordt tot het profiel voor 2 Klasse IV schepen	36
7.	<u>BEOORDELING VAN DE ALTERNATIEVEN</u>	38
7.1	INLEIDING	38
7.2	SAMENVATTING ALTERNATIEVEN	38
7.3	CRITERIA	40
7.4	CONCLUSIE	47
8	<u>CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN</u>	48

LITERATUUR LIJST

BIJLAGEN

BIJLAGE 1	CEMT-Klassifikatie 1992
BIJLAGE 2	Boringen
BIJLAGE 3	Isohypsens kaart gemeente Stein
BIJLAGE 4	Stabiliteitsberekening met MSTAB volgens de methode van Bishop
BIJLAGE 5	Berekening van de benodigde diepte en breedte van een kanaal bij ontmoetingen van klasse v schepen
BIJLAGE 6	Dwarsprofielen van het verbreedde kanaalvak ingetekend in de huidige dwarsdoorsneden
BIJLAGE 7	Globale ontwerpberekening van een aquaduct geschikt voor 2 richtings tweebaksduwvaart (Klasse Vb)



Figuur 1.1 Overzicht Maasroute

1. INLEIDING

Toen in 1912 bleek dat de capaciteit van de Zuid-Willemsvaart niet meer voldeed aan het toenmalige scheepvaartverkeer, werd besloten om de Maas te kanaliseren. Vooral het gedeelte tussen Eijsden en Maasbracht verdiende extra aandacht, omdat de Maas hier de grens vormt tussen Nederland en België. Overleg tussen deze twee landen was noodzakelijk, maar leverde, mede door het uitbreken van de Eerste Wereldoorlog, niets op. De Nederlandse regering heeft hierdoor, in 1921, besloten tot de aanleg van het Julianakanaal langs de rechter oever van de Maas en kanalisatie van de Maas in Maastricht (zie figuur 1.1). Door dit besluit konden alle werkzaamheden op Nederlandse bodem worden uitgevoerd.

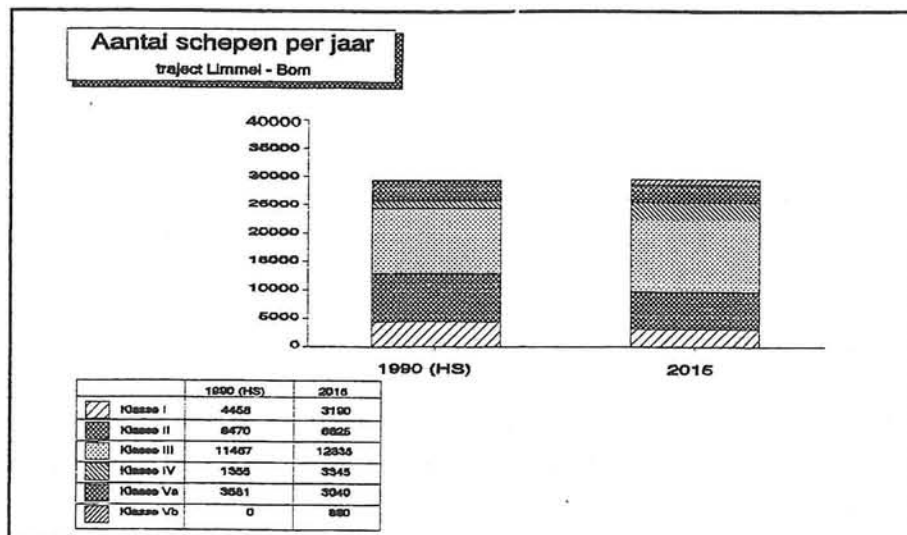
Op 22 oktober 1925 werd door H.K.H. Prinses Juliana de eerste spade gestoken en was het werk begonnen. Het duurde echter nog ca. 10 jaar (september 1935) voordat het in totaal 34 km lange kanaal tussen Maastricht en Maasbracht voor de scheepvaart open gesteld kon worden.

Al snel bleek dat het kanaal van grote waarde was voor de economie van Zuid Limburg. Vooral het vervoer van kolen vond via het kanaal plaats. Later, toen de mijnen gesloten werden, werd het vervoer van zand en grind steeds belangrijker.

In de loop der jaren is het scheepvaartverkeer op het Julianakanaal steeds intensiever geworden en ook de schepen werden steeds groter. Om gevaarlijke situaties te vermijden, is het kanaal op verschillende plaatsen aangepast. Aan de bocht bij Elsloo is echter nog steeds niets gedaan. Op deze plaats worden de gevaarlijke situaties vermeden m.b.v. radio contact tussen de schepen. Voordat een groot schip de bocht in vaart, meldt hij dit via de marifoon zodat de tegemoet komende schepen weten dat ze voor de bocht moeten wachten totdat de bocht weer vrij is.

Uit een prognose voor de intensiteit van de scheepvaart op de Maasroute blijkt dat in 2015 het aantal schepen nagenoeg gelijk blijft aan het aantal van 1990, maar dat een schaalvergroting op zal treden. Het percentage kleine schepen zal afnemen, terwijl het percentage grote schepen toe zal nemen (zie figuur 1.2).

In dit rapport zal na het formuleren van het probleem, de doelstelling en het programma van eisen, een uitgebreide situatie beschrijving van de bocht bij Elsloo worden gegeven. In hoofdstuk 4 zal de stabiliteit van de grond in de bocht bij Elsloo worden beschouwd. Vervolgens zullen een aantal alternatieven worden beschreven om het Julianakanaal geschikt te maken voor tweelaksduwvaart. Deze alternatieven zullen m.b.v. een Multi-criteria analyse met elkaar worden vergeleken waarna één alternatief wordt gekozen om verder uit te werken.



Figuur 1.2 Verwachting aantal schepen

2. PROBLEEM OMSCHRIJVING

2.1 PROBLEEM VERKENNING

Volgens het 2° Structuurschema Verkeer en Vervoer (SVV II) moet de toegankelijkheid voor klasse Va¹ schepen van de hoofdvaarweg de Maas worden verbeterd. De Maasroute moet worden verruimd voor tweebaksduwvaart in gestrekte formatie.

Ter plaatse van Elsloo bevindt het Julianakanaal zich in een ca. 23 m diepe ingraving. Doordat het kanaal hier tevens een bocht beschrijft, is het overzicht bijzonder slecht. Uit onderzoek blijkt dan ook dat de bocht bij Elsloo ongeval gevoeliger is dan de rest van het kanaal. In de praktijk probeert de beroepsvaart gevaarlijke situaties te vermijden door zich over de marifoon te melden en onderling afspraken te maken over de passage van de bocht. Met name kleinere schepen, waaronder veel plezier vaart, reageren niet altijd op de oproep over de marifoon, wat soms tot onverwachtse en ongewenste ontmoetingen leidt.

Op de westelijke helling van deze ingraving bevindt zich een uniek stukje "Steilrandbos". Dit is een stukje bos waarbij de bomen en struiken op een steile helling staan. Het zijn de wortels van deze planten die er voor zorgen dat de steile helling niet afschuift. In de plannen van Rijkswaterstaat wordt het zeer wenselijk geacht om dit bos van slechts een halve eeuw oud, ongeschonden te laten.

In de bocht heeft het wateroppervlak een breedte van ca. 51 m. Klasse Vb schepen kunnen hier enkelstrooks varen, maar dan is er geen ruimte meer voor tegenliggers. De passage van de bocht met een tweebaksduwboot is een bijzonder moeilijke manoeuvre, die alleen door zeer ervaren schippers uitgevoerd kan worden.

Tijdens de aanleg van de bocht zijn speciale maatregelen getroffen, omdat lagen verwekingsgevoelig zand doorgraven moesten worden. Om voor een voldoende lage waterstand te zorgen voor de stabiliteit van deze lagen zand, is onder het kanaal een grindzandbed als drainage aangelegd. Het water uit dit grindzandbed wordt via een pijpleiding afgevoerd. Om te verhinderen dat water uit het kanaal in het grindzandbed wegstroomt, is de bodem van het kanaal in de gehele bocht voorzien van een 5 cm dikke asfaltlaag.

2.2 OPDRACHT

De doelstelling van dit project is om voor het Julianakanaal ter hoogte van Elsloo zo'n ontwerp te maken dat het Julianakanaal ter plaatse van Elsloo geschikt wordt voor tweebaksduwvaart in gestrekte formatie (klasse Vb).

¹ Bij de onderverdeling van de scheepvaart in klassen is de CEMT-klassificatie 1992 gehanteerd. Deze is bijgevoegd in bijlage 1



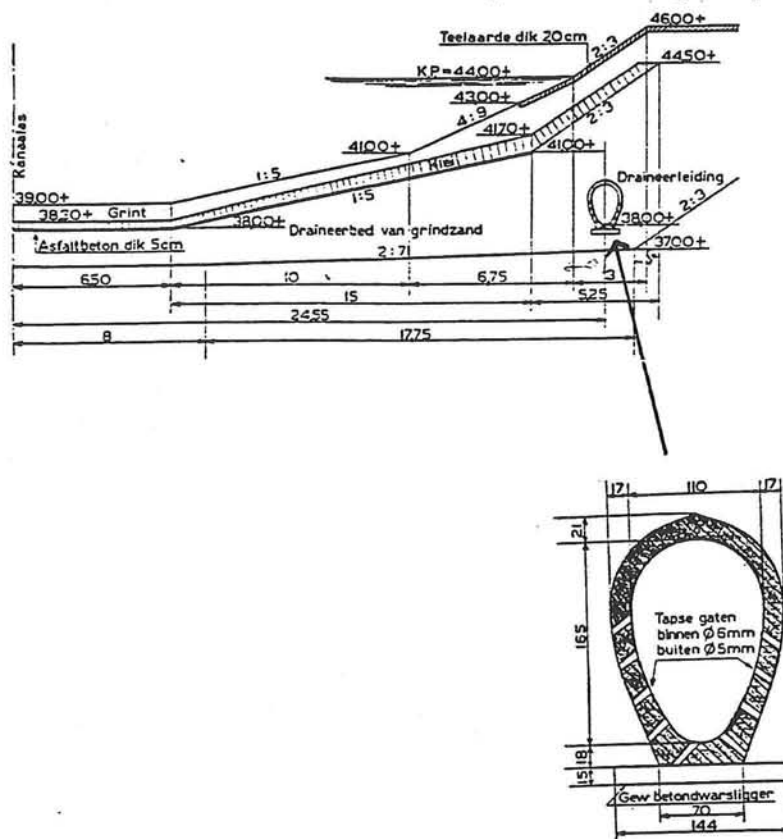
2.4 PROGRAMMA VAN EISEN

2.4.1 Randvoorwaarden

- * Breedte van een gestrekt tweebaksduwkonvooi : 11.4 m.
- * Lengte van een gestrekt tweebaksduwkonvooi : 185 m.
- * Diepgang van een gestrekt tweebaksduwkonvooi: 3.5 m.
- * Het profiel moet voldoen aan de richtlijnen van de Commissie Vaarwegbeheerders (CVB)
- * De kanaal bodem moet zo goed mogelijk waterdicht worden gemaakt, zodat geen water uit het kanaal verloren gaat door afvloeien naar de omliggende bodem.
- * De constructie moet bestand zijn tegen schroefstralen, golf en stroomaanval t.g.v. scheepvaart, ijsgang en ijsbreken, aanvaringen, afschuiving enz.
- * Bodemgesteldheid (Zie paragraaf 3.2)
- * De aangepaste bocht moet aansluiten op het oude tracé van het kanaal.
- * De bebouwing van Elsloo mag niet worden geschaad.
- * Het scheepvaartverkeer moet doorgang kunnen blijven vinden, ook tijdens de bouw.

2.4.2 Uitgangspunten

- * Het te onderzoeken gebied (= de bocht bij Elsloo) bevindt zich tussen kilometerpaal 10.0 en 11.4 (RW 76) (Met kilometrering vanaf Maasbracht van 24.7 t/m 23.3) (zie ook figuur 3.4.2). De aanpassingen voor eventuele verbreding kunnen ook buiten dit gebied vallen.
- * Doordat de CVB-richtlijnen nog niet voorzien in klasse V schepen worden de "Gewenste vaarweg-afmetingen voor klasse V en tweebaksduwvaart op de Maasroute" als richtlijnen beschouwd.
- * In de uiteindelijke gebruiksfase moet een verbinding aanwezig zijn tussen de oostelijke en westelijke oever van het kanaal voor het verkeer tussen Elsloo en Meers.
- * De constructie behoeft zich niet in z'n geheel op Nederlands grondgebied te bevinden. Ook tijdens de bouw mag de grens met België, in het midden van de hoofdstroomgeul van de Maas, overschreden worden. Hiervoor dient wel overleg met België plaats te vinden.
- * Het "Steilrandbos" tussen de Maas en het kanaal moet zoveel mogelijk worden gehandhaafd.



Figuur 3.2.1 **Eivormige buis**

3. HUIDIGE SITUATIE

In dit hoofdstuk zal een uitgebreide situatieschets worden gegeven van het Julianakanaal en de omgeving ter plaatse van de bocht bij Elsloo tussen kilometerpaal 10.0 en 11.4.

3.1 DE OMGEVING

Het te beschouwen gebied wordt begrensd door een denkbeeldige rechte lijn ten westen van de bocht bij Stein in het Julianakanaal in het westen en de gemeente Elsloo in het oosten. Verder wordt de zuidelijke grens getrokken bij kilometerpaal 10.0 in het kanaal en de noordelijke grens door rijksweg 76 bij kilometerpaal 11.4.

Binnen dit gebied maakt het Julianakanaal een scherpe bocht ($R = 600$ m.) om de rivier de Maas. In de Maas bevindt zich namelijk ter hoogte van Elsloo een lus, die een rechte ligging van het Julianakanaal onmogelijk maakt. De zuidelijke en noordelijke grens zijn zo gekozen dat het kanaal weer recht is waardoor extra verbreding niet strikt noodzakelijk is.

Buiten dit gebied ligt het Julianakanaal in een ophoging, maar ter plaatse van Elsloo bevindt het kanaal zich in een ingraving in de "Berg van Elsloo". De top van deze "berg" ligt op N.A.P. + 62 m. en de kanaal bodem op N.A.P. + 39 m. zodat de maximale ingraving ca. 23 m. diep is. Op deze "berg" aan de oost zijde van het kanaal liggen op 64.5 m. van de as van het kanaal de eerste huizen van Elsloo. Tussen deze huizen en de ingraving bevindt zich nog een weg (de Scharberg) die de plaatsen Elsloo en Stein met elkaar verbindt.

Ter hoogte van kilometerpaal 10.4 bevindt zich boven het kanaal een brug. De overspanning is 79 m. met een doorvaarthoogte van 7 m.

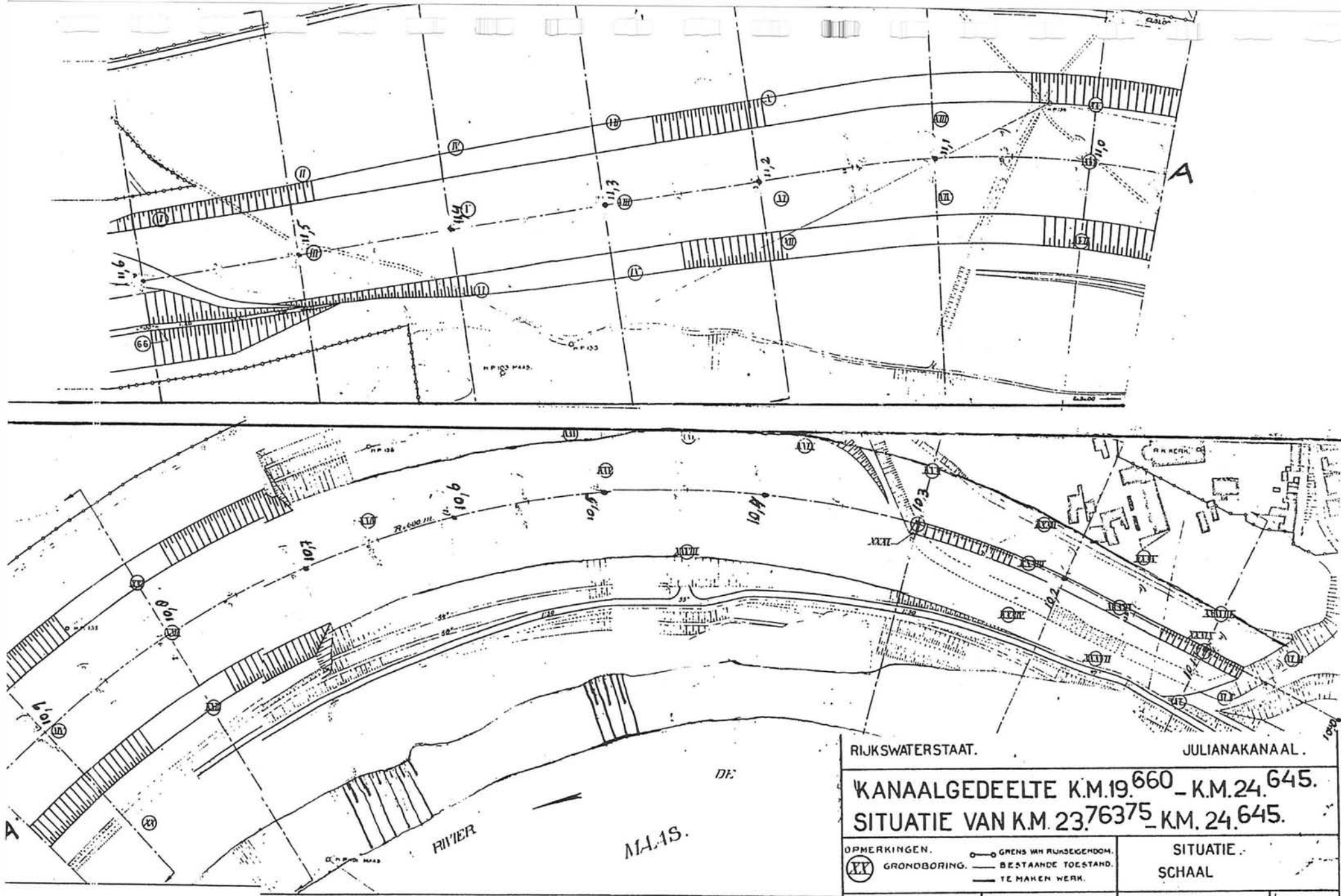
Aan de west zijde van het kanaal is op de helling van de ingraving de verbindingsweg tussen de plaatsen Geulen a/d Maas en Meers aanwezig. De top van deze helling is over het algemeen vrij smal waarna het landschap steil afdaalt naar de Maas. Op de top en de helling ligt een stuk "Steilrandbos". Dit is een stuk bos waarvan de bomen en struiken in een steile helling geworteld zijn. Dit soort bos is zeer zeldzaam in Nederland waardoor er voorzichtig mee moet worden omgegaan.

Onderaan deze helling stroomt de Maas met een diepste punt van N.A.P. + 35 m.

Ten westen van de Maas, op belgisch grondgebied, is een groot vlak stuk land op N.A.P. + 36 m. Het enige gebouw dat er staat is het oude veerhuis, dat tegenwoordig dienst doet als boerderij.

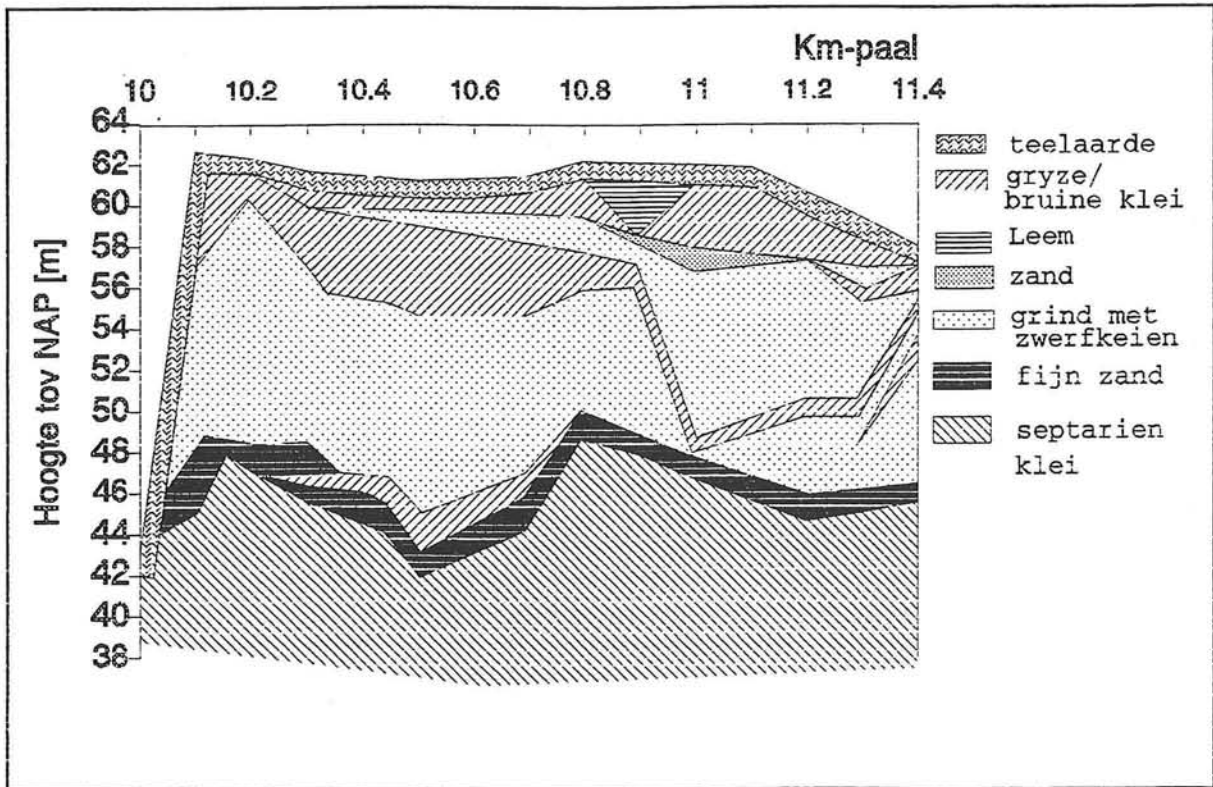
3.2 DE BODEM

Ten tijden van de aanleg van het Julianakanaal bij Elsloo, heeft men er voor gekozen om het hele werk in den droge uit te voeren. Uit grondonderzoek bleek, dat er in de "berg van Elsloo" lagen verwekingsgevoelige grond aanwezig waren die doorgraven moesten worden. Dit zijn lagen zeer fijn losgepakt zand waarbij het water tussen de korrels niet snel weg kan stromen op het moment dat de belasting verhoogd wordt. Men heeft toen

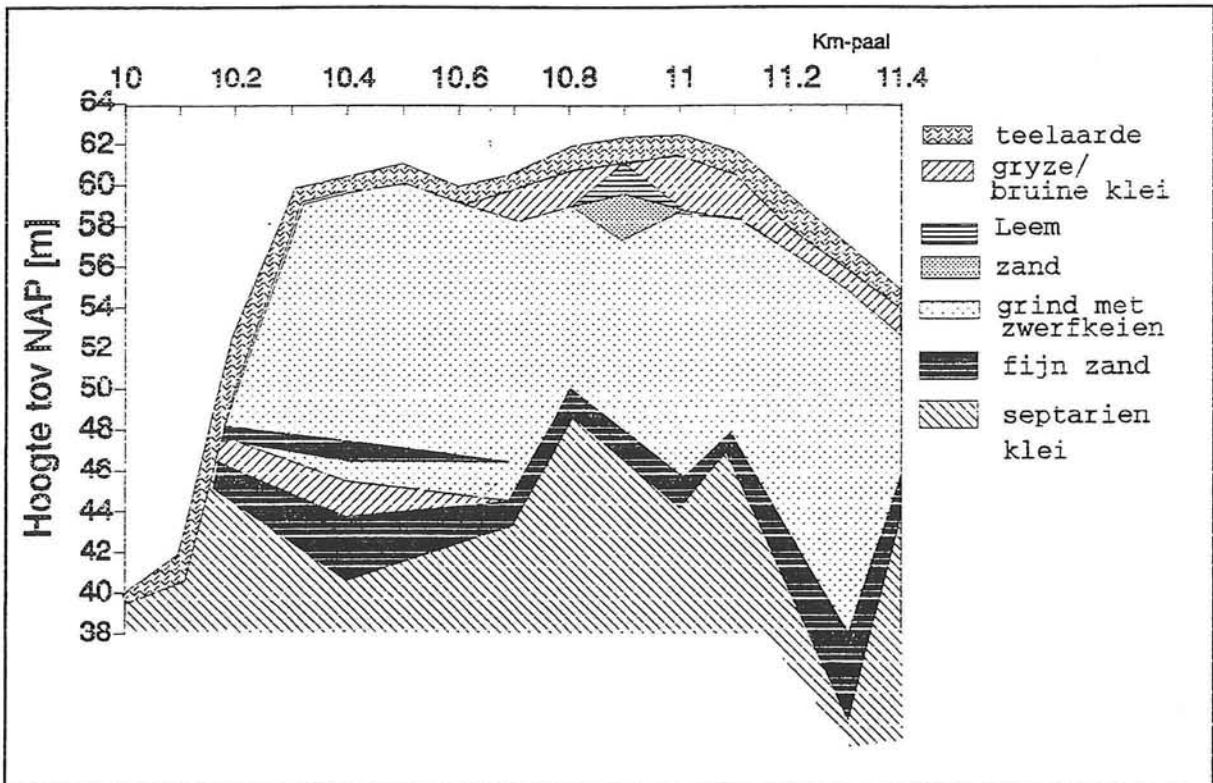


RIJKSWATERSTAAT.		JULIANAKANAAL.	
KANAALGEDEELTE K.M.19.660 - K.M.24.645.			
SITUATIE VAN K.M.23.763 ⁷⁵ - K.M.24.645.			
OPMERKINGEN.		SITUATIE.	
(XX) GRONDBORING.	— BESTAANDE TOESTAND.	SCHAAL	
	— TE MAKEN WERK.		
BEHOORT BIJ BRIEF DD 11 NOVEMBER 1931 N ^o 3015.		BESTEK N ^o 43	
VAN DEN HOOFDINGENIEUR VAN DEN RIJKSWATERSTAAT.		BLAD N ^o 9	
OVERGELEGD BIJ ONDERSCHRIFT DD 19 NOVEMBER 1931 N ^o 5592.		DIENST 1932 - 1933.	
DE HOOFDINGENIEUR-DIRECTEUR VAN DEN RIJKSWATERSTAAT.		6.	
<i>F. Vosku</i>		212-6 1 7 2	

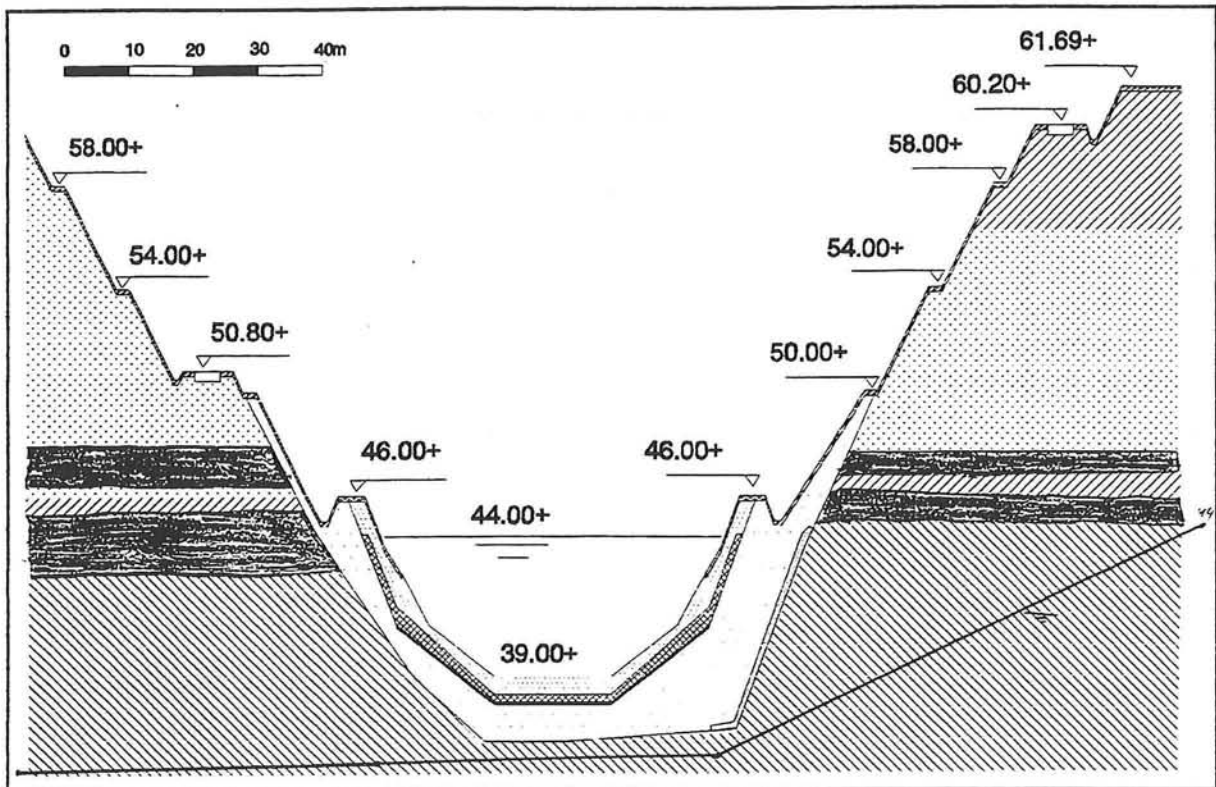
Figuur 3.2.2 Plaats boringen



Figuur 3.2.3 Grondprofiel oost zijde



Figuur 3.2.4 Grondprofiel west zijde



Figuur 3.2.5
Grond dwarsprofiel bij km-paal 10.3

een bronbemaling toegepast om het water uit het deze lagen te pompen. Hiermee hoopte men voldoende stabiliteit te krijgen om de steile taluds van de ingraving te kunnen maken. Om de waterdruk onder het kanaal voldoende laag te houden, is onder het kanaal in de hele bocht een draineerbed van grindzand aangebracht tot op een diepte van N.A.P. + 36.5 m. De maximale ingraving werd hierdoor 25.5 m. Het water in dit draineerbed wordt m.b.v. een eivormige buis (zie figuur 3.2.1) opgevangen en geloosd op de Maas.

Het bodem profiel is samen gesteld aan de hand van boringen uit 1931. De plaats van deze boringen is weergegeven in figuur 3.2.2. Voor het te beschouwen gebied zijn de

boringen IV t/m XLII van belang. Deze boringen zijn terug te vinden in bijlage 2. Per doorsnede zijn 2 boringen gedaan te weten:

- 1) Onder de oostelijke oever
- 2) Onder de westelijke oever

In de figuren 3.2.3 en 3.2.4 is voor de 2 verschillende plaatsen een langsdoorsnede van de bodem gegeven. Ook is in het dwarsprofiel van figuur 3.2.5 een grondprofiel gegeven. De bovenste meter van de bodem bestaat uit een afdeklaag van teelaarde. Het grootste gedeelte van het grondprofiel bestaat echter uit "Grind met zand en zwerfkeien.

Vanaf N.A.P. + 50 m. wordt zeer fijn losgepakt zand aangetroffen, dat verwekingsgevoelig kan zijn.

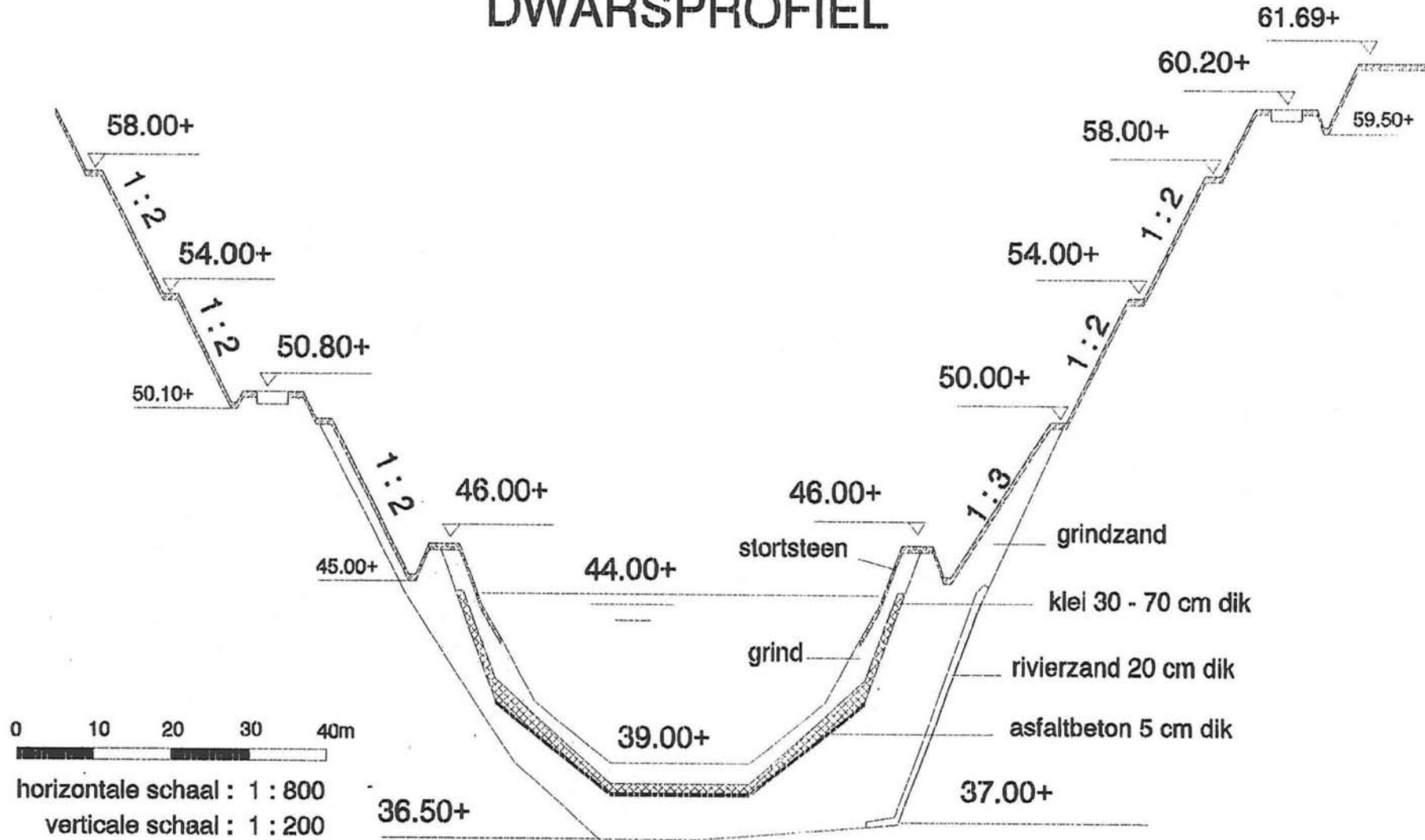
Onder deze lagen bevindt zich een grote laag Septariën klei waarin zich ook weer linsen losgepakt zand bevinden. Septariën klei is een klei soort van middenoligocene ouderdom die veel knol vormige stukken gesteente bevat. Deze stukken gesteente (septariën) zijn opgebouwd uit klei en kiezels en hebben vaak een gaaf uiterlijk maar zijn binnenin veelvuldig gescheurd. Ook onder het kanaal zelf bevindt zich zeer waarschijnlijk een laag zeer fijn losgepakt zand die verwekingsgevoelig kan zijn.

3.3 GRONDWATERSTAND

De grondwaterstand in de bocht bij Elsloo wordt bepaald door de hoog gelegen "Hoogvlakte van Elsloo" en de waterstand in de Maas. Het Julianakanaal heeft op de grondwaterstand geen invloed omdat dit door een waterdichte bekleding op de bodem een hydrologisch geïsoleerde positie in het gebied inneemt.

Aan de west zijde van het kanaal ligt de Maas en bepaalt voornamelijk het Maaspeil de grondwaterstand. Aan de oost zijde ligt de hoogvlakte en loopt de grondwaterstand snel op. Hierdoor ontstaat het grondwaterverloop zoals is weergegeven in figuur 3.2.5. In bijlage 3 is een Isohypsen kaart van het gebied opgenomen. Daar deze Isohypsen kaart gedateerd is op 26 mei 1988 (tussen winter en zomer in) geeft het een redelijke weergave van de gemiddelde waterstand. In de herfst en de winter zal de waterstand in de Maas, door grote regenbuiën hoger worden waardoor ook de grondwaterstand zal stijgen. Bij extreem hoge waterafvoeren van de Maas zoals in de winters 1993/94 en '94/95 kan de waterstand in de Maas en daardoor ook de grondwaterstand gelijk of zelfs hoger worden

DWARSPROFIEL



Dwarsprofiel

Figuur 3.4.1

dan het Kanaal Peil van N.A.P. + 44 m. waardoor ook de zeer losgepakte zandlagen onder water komen te liggen, waardoor de kans op zettingsvloeiing (zie paragraaf 4.3) sterk toeneemt.

3.4 HET DWARSPROFIEL (Zie figuur 3.4.1)

Het eigenlijke kanaal heeft een parabolische vorm met een breedte van 51 m. op de waterspiegel. Deze waterspiegel bevindt zich op N.A.P. + 44 m. en is tevens het Kanaal Peil (KP) van het kanaal tussen Sluis Limmel en Sluis Born (zie figuur 1.1).

Het diepste punt van de kanaal bodem bevindt zich op N.A.P. + 39 m. zodat in het midden van de vaarweg een waterdiepte is van ca. 5 m. Om te voorkomen dat water uit het kanaal het ondergelegen draineerbed van grindzand in zou stromen, is het kanaal in de hele bocht voorzien van een 5 cm. dikke waterdichte asfaltbetonlaag op een diepte van N.A.P. + 37.95 m. De asfalt bekleding loopt naar de zijkant door tot op 3 m. onder het KP en is afgedekt met een laag klei, waarvan de dikte op de kanaal bodem 30 cm. is en op het hoogste punt van de asfalt bekleding 70 cm. bedraagt. Als bescherming tegen slepende ankers enz. is op de kleilaag nog een grindlaag aangebracht. De oeverbescherming wordt gevormd door een steenbestorting.

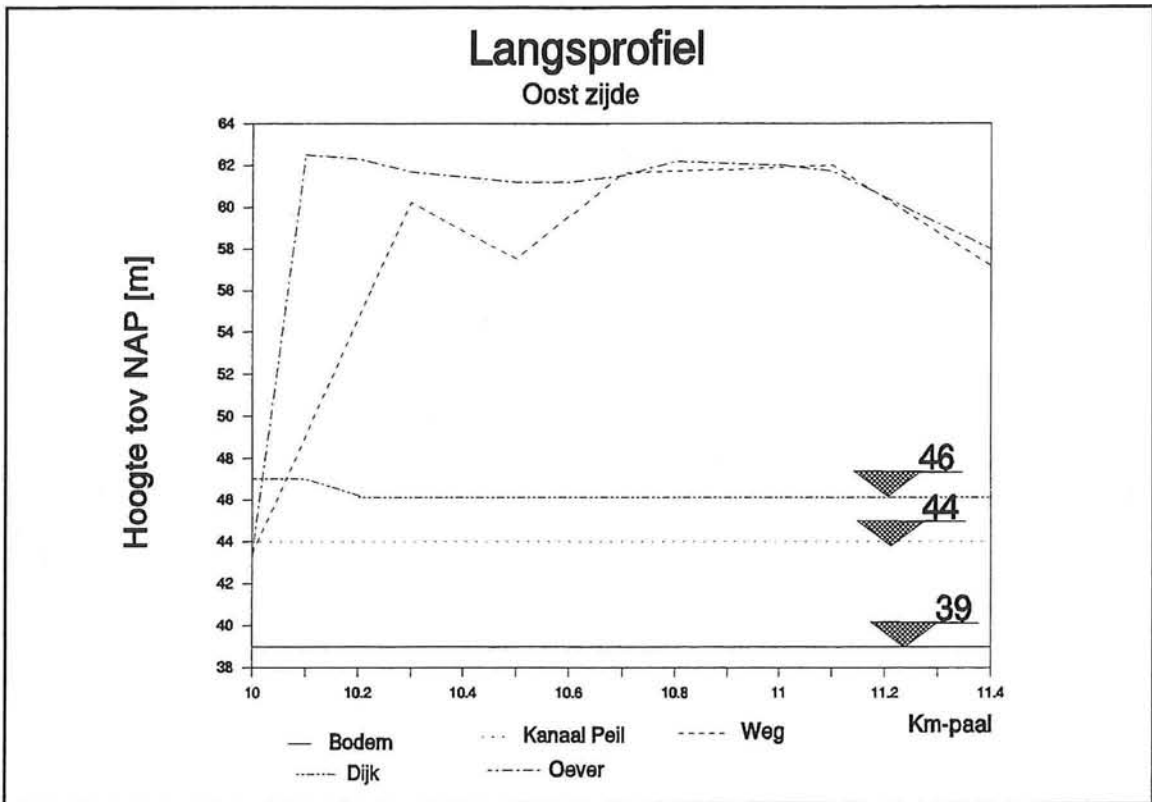
Aan de oostzijde is een 20 cm. dikke laag rivierzand onder het draineerbed aangebracht, omdat verwacht werd dat aan deze kant het meeste grondwater opgevangen moest worden.

Aan weerszijde wordt het kanaal begrenst door een dijk met een kruinhoogte van N.A.P. + 46 m. en een kruin breedte van 4 m. Op de kruin van deze dijken is een verhard inspectie pad aanwezig.

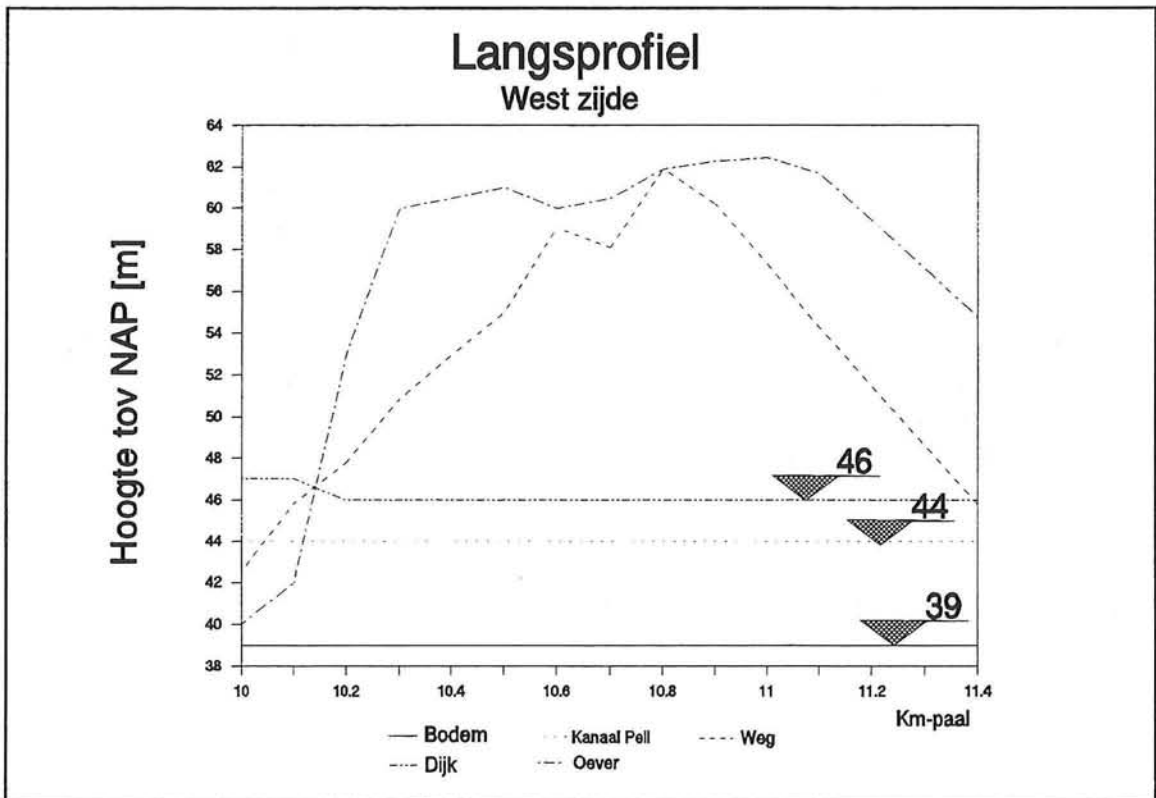
De dijken worden geflankeerd door een greppel van waaruit het terrein aan de oostzijde onder een helling van 1 : 3 en aan de westzijde onder een helling van 1 : 2 omhoog loopt tot op een hoogte van N.A.P. + 50 m. waar zich een berm bevindt van 2 m. breed. Hier vandaan klimt het terrein verder onder een helling van 1 : 2 tot het hoogste punt bereikt is. Aan de oostzijde is dit de "hoogvlakte" waarop Elsloo gebouwd is. Aan de westzijde is dit hoogste punt een bebost platform.

Aan de westzijde daalt het landschap na het hoogste punt met een gemiddelde helling van 1 : 1 naar ca. N.A.P. + 40 m. waar de steilheid sterk afneemt en de helling over gaat in het profiel van de Maas. Op deze steile helling bevindt zich een uniek stuk "Steilrandbos" dat zoveel mogelijk gespaard moet blijven. De plaats van de steile helling met het Steilrandbos is weergegeven in figuur 3.4.2. achteraan dit hoofdstuk. In deze figuur is tevens de kilometrering van de kanaal-as weergegeven vanaf Maastricht.

De wegen zijn overal als een platform in de helling aangelegd met een breedte van ca. 4 m. en een greppel van 0.5 m. diep aan de zijkant.



Figuur 3.5.1 Langsprofiel oost oever



Figuur 3.5.2 Lansprofiel west oever

3.5 HET LANGSPROFIEL (Zie figuren 3.5.1 en 3.5.2)

In de figuur 3.5.1 en 3.5.2 is het langspatief van het kanaalpand tussen km-paal 10.0 en 11.4 getekend. In de figuren is het bodem peil, het Kanaal Peil (KP), de kruinhoogte van de dijk, de hoogteligging van de weg en het oeverprofiel aangegeven.

Uit de grafiek blijkt dat het kanaal in dit gebied in een ingraving ligt. De diepste ingraving is te vinden bij km-paal 11.0 op de westerlijke oever en bedraagt 23.5 m. Er is echter ook te zien dat bij km-paal 10.0 het kanaal in een ophoging is aangelegd. Dit blijkt uit het feit dat zowel de dijk als het KP hoger liggen dan de direct aansluitende oever.

De dijk is buiten de ingraving 1 m. hoger (N.A.P. + 47 m.) dan er binnen (N.A.P. + 46 m.). Dit komt omdat de dijk buiten de ingraving als een soort windscherm moet dienen. Tijdens de aanleg van het kanaal heeft men vastgesteld dat een kruinhoogte van 3 m. boven het KP voldoende was voor de toenmalig gestelde eisen. Binnen de ingraving dient de oever zelf al voor "windscherm" en kon de dijk dus lager gehouden worden.

De steile tak van de oostelijke oever in figuur 3.5.1 van km-paal 10.0 tot 10.1 komt doordat de "Berg van Elsloo" hier iets naar achteren wijkt en niet meer de oever van het kanaal vormt, zodat het kanaal niet meer ingegraven hoefden te worden.

De steile tak van de westerlijke oever in figuur 3.5.2 van km-paal 10.0 tot 10.3 wordt verkregen doordat de "hoogvlakte" hier over gaat in het winterbed van de Maas.

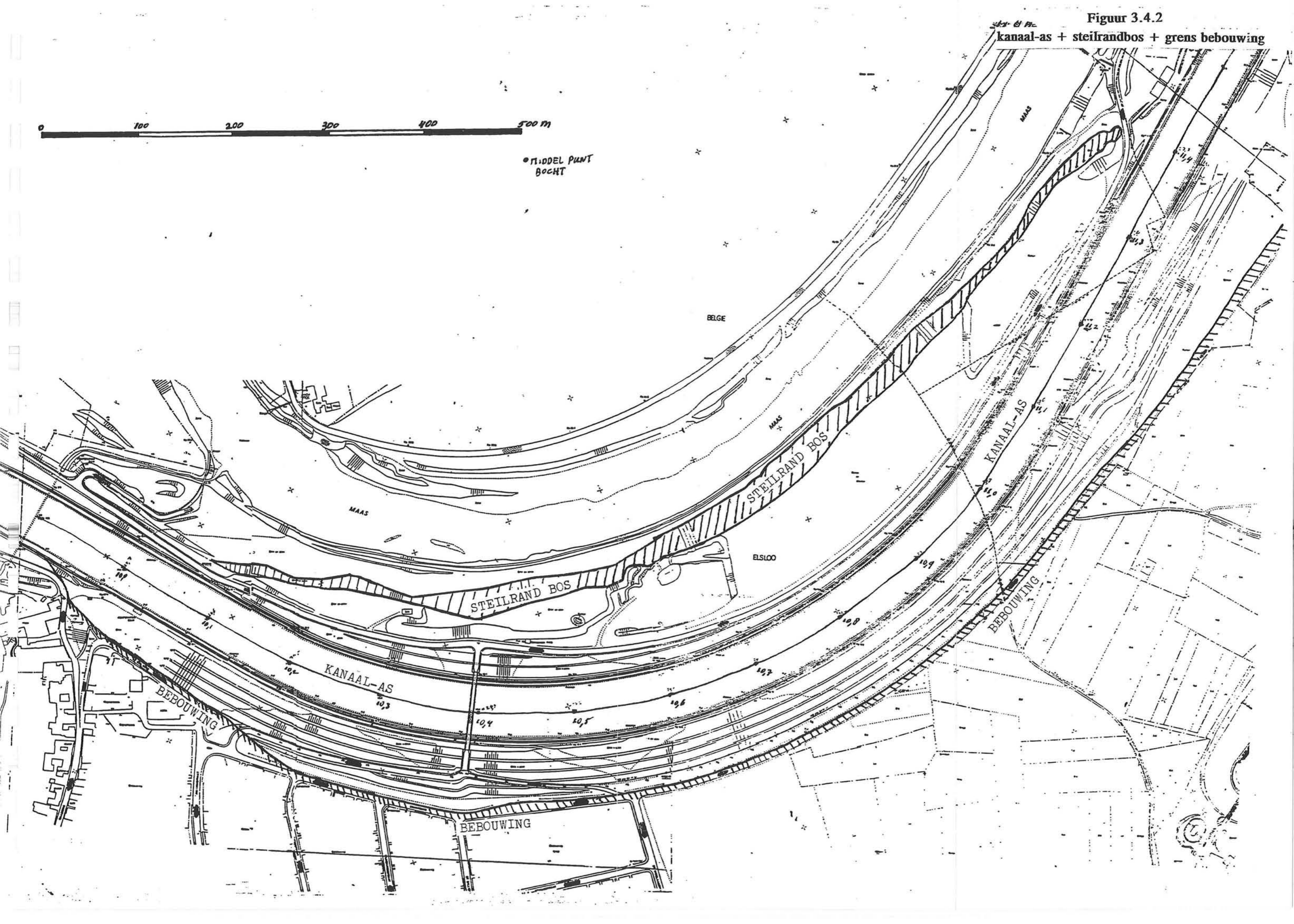


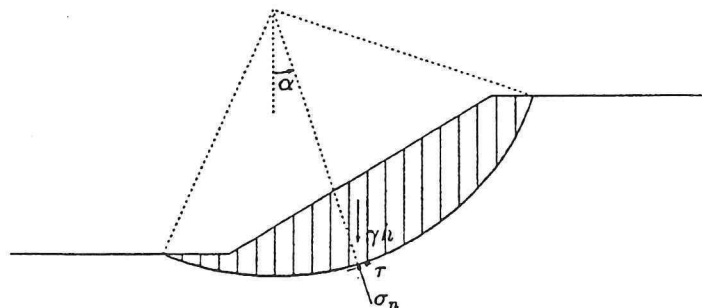
Figuur 3.4.2

kanaal-as + steilrandbos + grens bebouwing



• MIDDEL PUNT
BOCHT





4.2.1

Glijvlakberekening

4 STABILITEIT VAN DE INGRAVING

4.1 INLEIDING

Het Zuid-Limburgse heuvelland is ontstaan doordat de rivier de Maas zich de afgelopen 2 miljoen jaar heeft ingesneden in haar eigen dalbodem [Lit. 11]. Dit insnijden gebeurde stapsgewijs: Perioden van insnijden werden afgewisseld met perioden van verbreding van het rivierdal. Na iedere periode van insnijding bleven de oude dalvakken over als terrassen waarvan de "Berg van Elsloo" er één is. De bodem is opgebouwd zoals deze staat beschreven in paragraaf 3.2 en kan als volgt kort worden samengevat:

De basis wordt gevormd door Vroeg-Tertiaire Kalksteen.

Hierop bevindt zich een dik pakket grof grind. Dit pakket is gevormd in een ijstijd waarin de Maas een woest stromende rivier was. Het grind is vermoedelijk met smeltwater uit de Ardennen meegevoerd.

Tussen de ijstijden in en na de laatste ijstijd veranderde de Maas in een kalme meanderende rivier die fijn zandig sediment op het grindpakket deponeerde.

Een belangrijke factor bij het bestuderen van de stabiliteit is de veiligheid met betrekking tot afschuiving. Door de aanwezigheid van de lagen zeer fijn losgepakt zand is er echter nog een belangrijk bezwijkmechanisme dat in dit ontwerp onderzocht dient te worden : Zettingsvloeiing. In de volgende paragrafen zullen deze beide bezwijkmechanismen worden toegelicht en toegepast op de situatie bij Elsloo. Onderzocht zal worden bij welke steilheid het talud instabiel zal worden.

4.2 AFSCHUIVEN

Voor het mechanisme van afschuiving wordt uit gegaan van een cirkelvormig glijvlak (zie figuur 4.2.1). Of dit werkelijk het maatgevende schuifvlak is, is niet zeker. Wel is het het maatgevende schuifvlak dat bekend is en waaraan gerekend kan worden [Lit. 13]. De grond die zich binnen de cirkel bevindt, wordt verdeeld in een aantal lamellen, begrenst door verticale vlakken. Langs het glijvlak werkt een schuifspanning τ , waarvoor aangenomen wordt dat deze overal een factor F kleiner is dan de maximaal mogelijke. Hierdoor kan F als een soort veiligheidsfactor van de grond worden beschouwd. Voor de schuifspanning geldt:

$$\tau = \frac{1}{F} * (c + \sigma'_n * \tan(\phi))$$

Met τ = schuifspanning (4.1)

c = cohesie

σ'_n = normaal korrelspanning op de cirkel

ϕ = hoek van inwendige wrijving



Voor het momenten evenwicht om het middelpunt van de cirkel geldt:

$$\sum \gamma h b R * \sin(\alpha) = \sum \frac{\tau b R}{\cos(\alpha)} \quad (4.2)$$

Met h = Hoogte lamel
 b = Breedte lamel
 R = Straal van de cirkel

Door nu de formules 4.1 en 4.2 samen te voegen en alle lamellen dezelfde breedte te geven, kan de basisvergelijking van de glijvlak berekening worden gevonden. Deze luidt:

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c + \sigma'_n * \tan(\phi)}{\cos(\alpha)} \right]}{\sum \gamma h * \sin(\alpha)} \quad (4.3)$$

Met c = cohesie
 σ'_n = normaal korrelspanning op de cirkel
 ϕ = hoek van inwendige wrijving
 h = lamel hoogte
 γ = volumegewicht grond
 α = hoek van de lamel met de verticaal

Door deze formule voor een groot aantal cirkels toe te passen wordt de kleinste F gevonden.

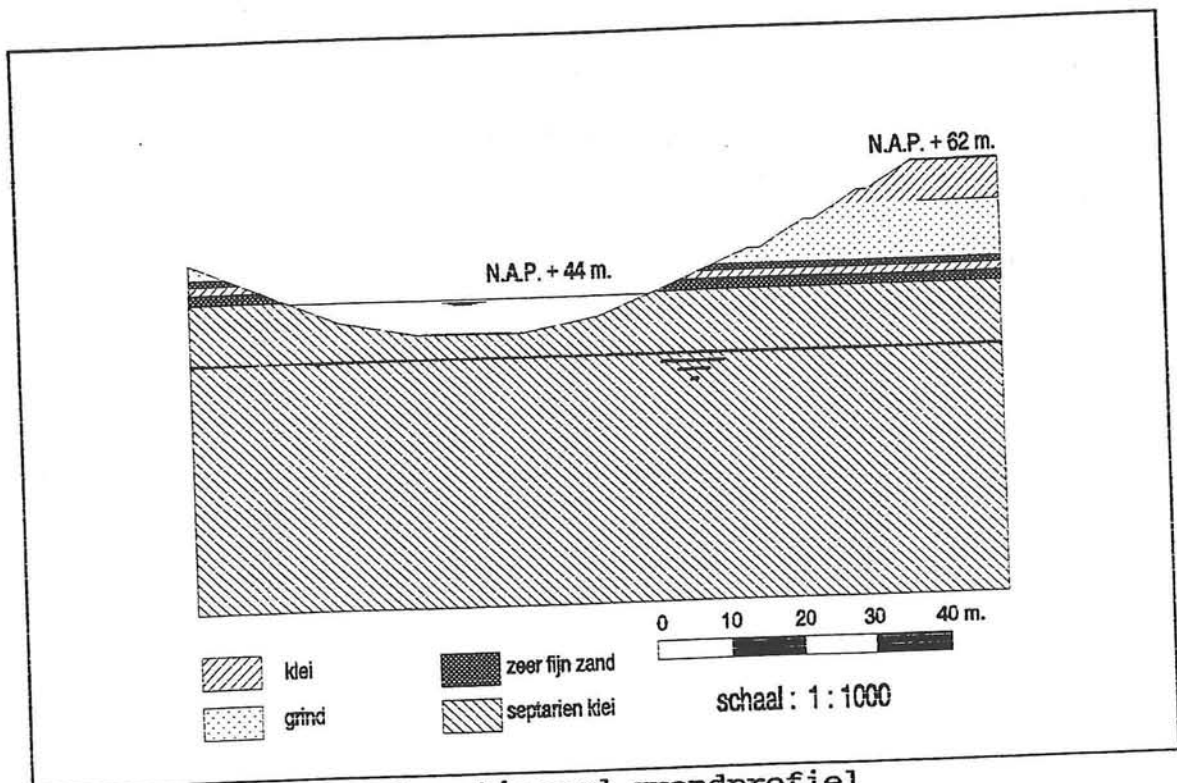
In de loop der jaren zijn er verschillende methoden ontwikkeld om F te berekenen. De verschillen zitten vooral in de berekening van σ' . In de meeste berekeningen wordt echter gebruik gemaakt van de methode Bishop. Bij deze methode worden de krachten tussen de lamellen niet verwaarloosd, wat bij andere methoden wel gebeurt. Er wordt echter verondersteld dat de resultante van elke kracht horizontaal is. Door vervolgens alleen het evenwicht in verticale richting te beschouwen speelt die resultante geen rol meer. Uit het verticale evenwicht van een lamel volgt

$$\gamma h = \sigma'_n + P + \tau * \frac{\sin(\alpha)}{\cos(\alpha)} \quad (4.4)$$

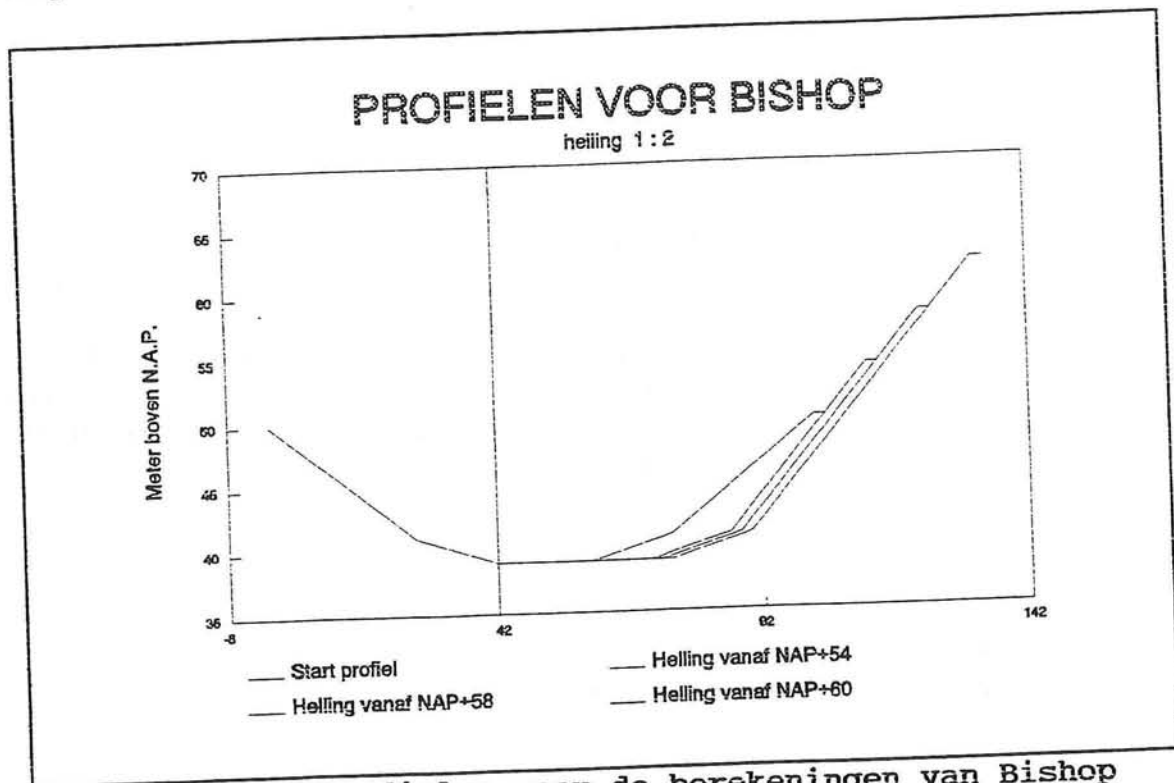
Met P = waterdruk

Door deze formule in te vullen in de basisformule 4.3 wordt de formule van Bishop gevonden :

$$F = \frac{\sum \frac{c + (\gamma h - p) * \tan(\phi)}{\cos(\alpha) * \left(1 + \frac{\tan(\alpha) * \tan(\phi)}{F}\right)}}{\sum \gamma h * \sin(\alpha)} \quad (4.5)$$



figuur 4.2.2 Geschematiseerd grondprofiel



figuur 4.2.3 Profielen voor de berekeningen van Bishop onder een helling van 1 : 2

Er zijn nog vele andere methoden ontwikkeld, maar omdat de formules vaak een stuk ingewikkelder zijn en de uiteindelijke resultaten sterk overeen komen met Bishop, wordt in de praktijk de voorkeur gegeven aan Bishop. Ook in dit ontwerp zal de methode van Bishop gebruikt worden. De schematisatie is weergegeven in figuur 4.2.2. Voor de verschillende grondsoorten zijn de volgende eigenschappen aangenomen:

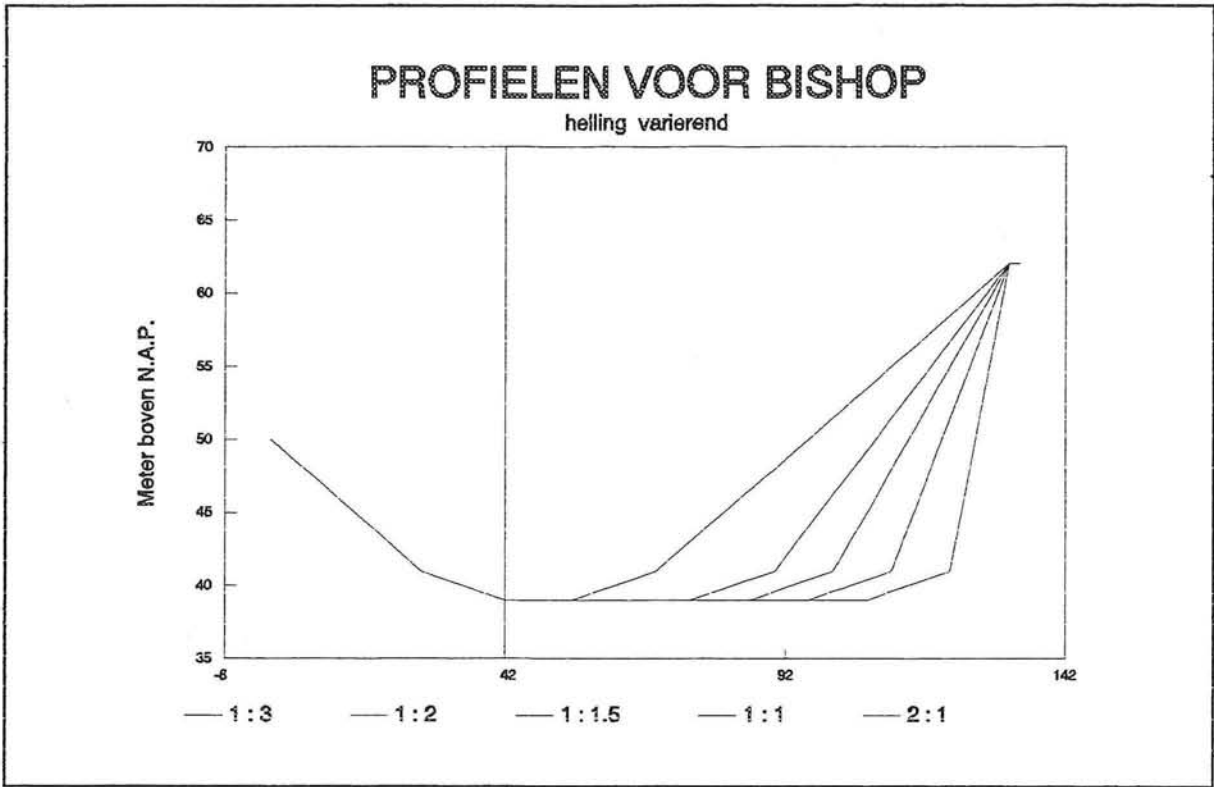
GROND EIGENSCHAPPEN				
Grond soort	ϕ [°]	C [kN/m ²]	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]
Klei	22.50	10.00	18.00	18.00
Grind	37.50	0.00	18.00	20.00
Zand	35.00	0.00	17.00	19.00
Septariën klei	24.00	12.00	18.00	18.00

Tabel 4.1 Grond eigenschappen

In eerste instantie is gekeken of de hoogte van het talud invloed had op de factor F door uit te gaan van het huidige profiel (figuur 4.2.2) en daar de minimale F voor te berekenen. Vervolgens werd het kanaal profiel zo verbreed, dat het aansloot op de helling vanaf de berm op N.A.P. + 54 m. onder een helling van 1 : 2 (zie figuur 4.2.3) en werd ook hier de minimale F voor bepaald. Vervolgens werd ook de minimale F bepaald bij een helling van 1 : 2 vanaf N.A.P. + 58 en 62 m. De factor F bleef echter 1.16. Hierna werd de factor F bepaald voor verschillende hellingen (zie figuur 4.2.4) vanaf N.A.P. + 62 m. De resultaten die gevonden zijn met het computerprogramma MSTAB staan vermeld in tabel 4.2. In bijlage 4 is een uitdraai van MSTAB opgenomen.

VEILIGHEIDSFACITOR TEGEN AFSCHUIVEN	
HELLING	F
1 : 3.0	1.73
1 : 2.0	1.16
1 : 1.5	0.87
1 : 1.0	0.69
2 : 1.0	0.36

Tabel 4.2 Veiligheidsfactor tegen afschuiven



figuur 4.2.4 Profielen voor de berekeningen van Bishop met variërende helling

Uit tabel 4.2 blijkt dat de ingraving waarschijnlijk zal afschuiven bij een helling steiler dan 1 : 2. Uit veiligheid overwegingen wordt daarom een helling steiler dan 1 : 2 niet toegestaan. Indien bij een alternatief blijkt dat de helling steiler wordt, dan zullen er aanvullende maatregelen getroffen moeten worden met het oog op afschuiven.

4.3 ZETTINGSVLOEIING

Oever- en dijkvallen zijn verschijnselen in de natuur waarbij grote hoeveelheden grond spontaan onderuitzakken en wegvloeien. De eerste verklaring voor dit verschijnsel werd gepubliceerd in 1925 door C. Terzaghi. Hij spreekt in zijn artikel over "Setzungsfliessung" ofwel Zettingsvloeiing.

Een bodem ontleent zijn stabiliteit aan inwendige wrijving tussen de korrels. De wrijvingsweerstand die kan worden opgebracht is ondermeer afhankelijk van de heersende korrelspanningen in de grond (contactdruk tussen de korrels) en het poriëngehalte. Het poriëngehalte wordt gedefinieerd als het volumepercentage aan holle ruimte ten opzichte van het totale volume van de grond. Uit onderzoek is gebleken dat bij een lager poriëngehalte een hogere weerstand opgebouwd wordt bij eenzelfde korrelspanning [Lit. 9]. Wordt de belasting op losgepakt zand verhoogd, dan bestaat de mogelijkheid dat door een herrangschikking van de korrels het poriëngehalte wil afnemen en het water tussen de korrels daardoor onder extra druk komt te staan. Indien het water niet snel genoeg via de poriën af kan stromen, zal de spanning in dit water sterk toenemen en de contactdruk tussen de korrels overeenkomstig afnemen. Uiteindelijk kan dit leiden tot totale verweking van de grond. Dit is een situatie waarbij de contactdruk, en dus de inwendige weerstand van de bodem, tot bijna nul is gereduceerd. In die situatie heeft de bodem geen draagvermogen meer en wordt ook wel gesproken van drijfzand. Drijfzand is zand dat van zichzelf geen draagvermogen heeft, doordat het onder druk staande water in de poriën de contactdruk tussen de korrels tot nul gereduceerd heeft. Als het grondpakket oorspronkelijk onder een bepaalde helling staat, zal het als drijfzand wegvloeien en onder een veel flauwere helling pas tot rust komen.

De verwekingsgevoeligheid van de zandlaag, hangt sterk af van de pakkingsdichtheid, maar ook van het soort zand en de heersende korrelspanningen. Aangetoond is dat bij een bepaalde combinatie van zandeigenschappen, talud helling en hoogte een geringe belasting verhoging of trilling voldoende is om ineens een groot deel van een talud tot verweking te brengen.

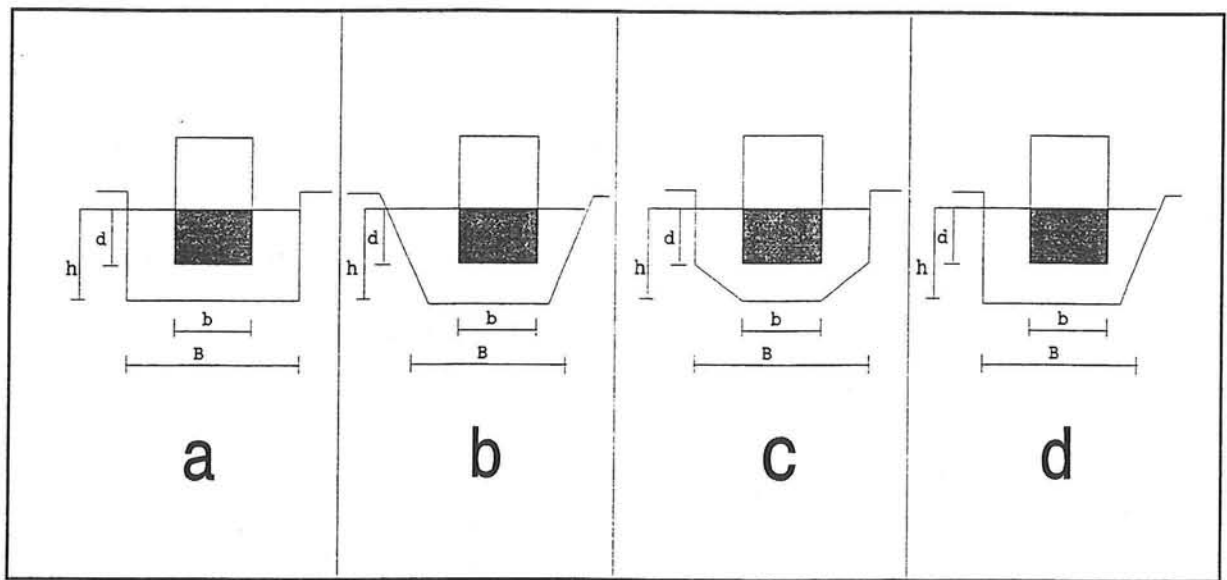
Het was al bekend dat zettingsvloeiing voorkomen kan worden door een eis te stellen aan de helling van het talud over een bepaalde hoogte. Uit recentelijk onderzoek [Lit. 12, 19 & 20], dat door Grondmechanica Delft is uitgevoerd in opdracht van Rijkswaterstaat, is gebleken dat de totale taludhoogte van belang is: Hoe hoger het talud, des te groter de kans op zettingsvloeiing. Verder is gebleken dat een steil gedeelte in het talud gevaarlijker is naarmate het lager in het talud aanwezig is.



Geconcludeerd kan worden dat een talud aan 3 eisen moet voldoen, wil zettingsvloeiing op kunnen treden:

- 1) Het grondpakket moet over een zekere hoogte verwekingsgevoelig zijn. Dat wil zeggen dat het zeer losgepakt en volledig verzadigd moet zijn.
- 2) Het talud moet over een zekere hoogte een minimale steilheid overschrijden
- 3) Er moet een aanleiding of inleidend mechanisme zijn, waardoor de grond verweekt.

Daar het zeer ingewikkeld is om aan dit fenomeen te rekenen en dit ook zeker niet de bedoeling is van dit afstudeerwerk, zal hier niet verder op worden ingegaan. Bij de bespreking van de verschillende alternatieven zal beschreven worden wat voor maatregelen getroffen moeten worden als uit later onderzoek blijkt dat zettingsvloeiing op kan treden.



Figuur 5.2.1 **Kanaal vormen**

5. HET GEWENSTE PROFIEL

5.1 INLEIDING

Een goed ontwerp voor het Julianakanaal in de bocht bij Elsloo kan alleen gemaakt worden als bekend is aan welke vaarwegbreedte en diepte voldaan dient te worden. In het nu volgende hoofdstuk zullen allereerst enkele regels worden gegeven waaraan een kanaal profiel moet voldoen. Daarna zullen de maten voor de bocht bij Elsloo worden bepaald.

5.2 VORM EN PARAMETERBESCHRIJVING

Voor een kanaal zijn verschillende vormen te verzinnen. Twee in de praktijk veel voorkomende vormen zijn (zie figuur 5.2.1):

- a) Het Bakprofiel
- b) Het Trapeziumprofiel

Varianten op deze twee zijn (zie figuur 5.2.1):

- c) Het Gebrokenprofiel
- d) Het Halfbakprofiel

Alle vier de vormen hebben echter dezelfde parameters waaraan ze bij een bepaald schip moeten voldoen. In de figuur zijn voor alle profielen weergegeven:

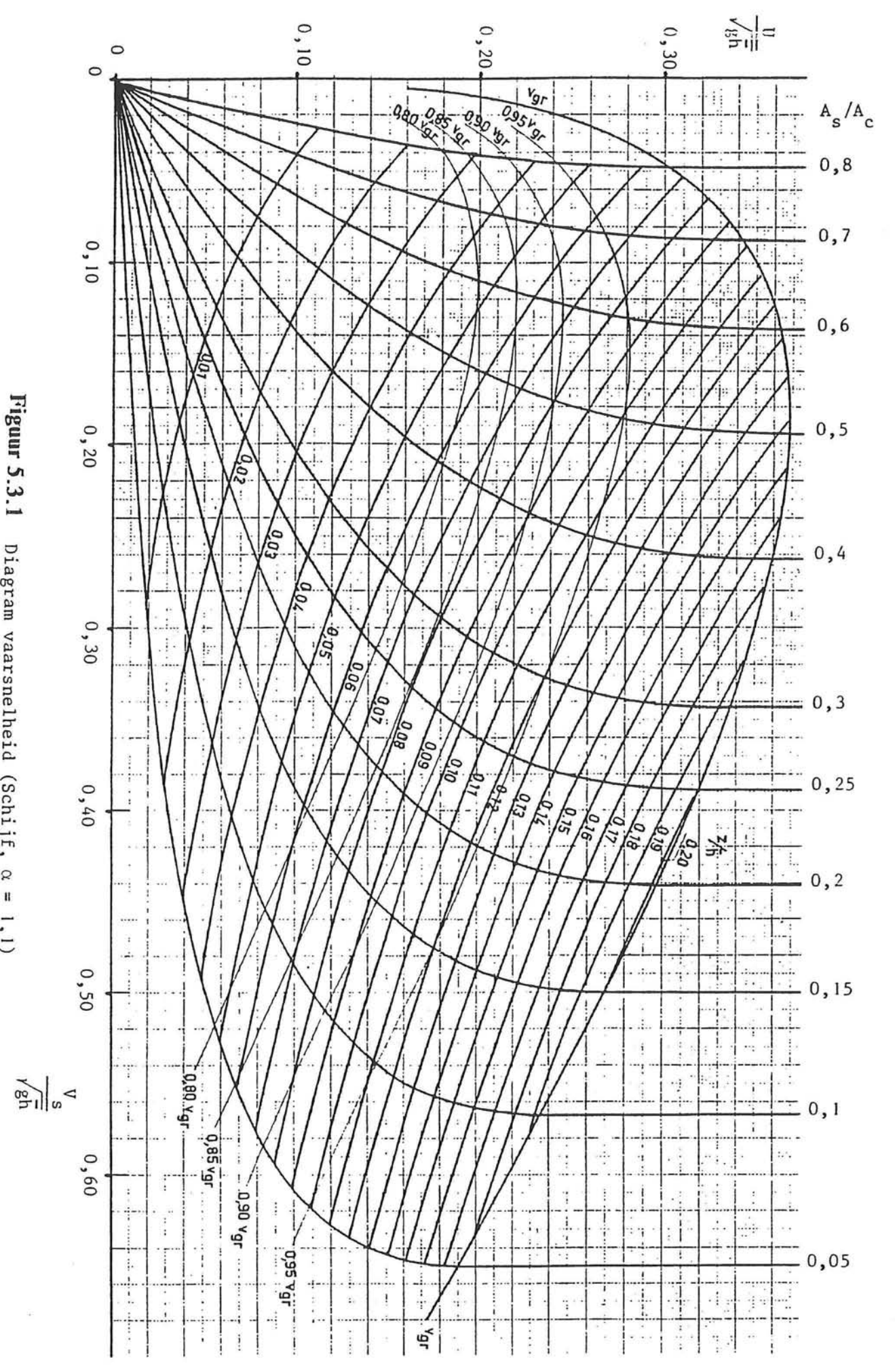
- de diepte (h)
- de diepgang van het schip (d)
- de breedte van het schip (b)
- de breedte van het profiel ter hoogte van het kielvlak van het schip (B)

Verder zijn ook de oppervlakte van het ongestoorde kanaalprofiel (A_c) en de oppervlakte van het zich onderwater bevindende gedeelte van het schip (A_s) van belang voor de afmetingen van het profiel.

Deze 6 parameters zijn samen te voegen tot 3 dimensieloze parameters [Lit. 14]:

h/d	Diepte parameter	Deze parameter bepaalt in sterke mate de bestuurbaarheid en de vaarsnelheid van het schip.
B/b	Breedte parameter	Deze parameter is sterk van invloed op de toelaatbare verkeersintensiteit. Ook op de bestuurbaarheid van het schip heeft deze parameter invloed.

Figuur 5.3.1 Diagram vaarsnelheid (Schijf, $\alpha = 1,1$)



As/Ac Oppervlakte parameter Deze parameter is een maat voor de weerstand die het schip ondervindt in het kanaal en zodoende een maat voor de vaarsnelheid.

5.3 DIEPTE NORMEN VOOR EEN KANAAL

De minimale diepte van een kanaal wordt voornamelijk bepaald door de diepgang en de vaarsnelheid van het maatgevende schip. De waterstand in het kanaal wordt rondom een varende schip namelijk verlaagd ten gevolge van de retourstroom en het golfpatroon om het schip. Bij een te geringe diepte blijft er te weinig ruimte tussen de bodem en het schip (kielspanning) over waardoor de bestuurbaarheid van het schip sterk afneemt.

De spiegeldaling wordt in eerste instantie bepaald door de vaarsnelheid (V_s) en de parameter As/Ac. In tweede instantie speelt de gemiddelde waterdiepte ($h_g = Ac/Bo$ met Bo de breedte van de waterspiegel) een belangrijke rol. Bij een gegeven h_g en As/Ac kunnen uit figuur 5.3.1 [Lit. 14] de waarden voor de maximale vaarsnelheid (V_{gr}), de maximale retourstroom (U_{gr}) en de maximale spiegeldaling (Z_{gr}) worden bepaald. In de praktijk blijkt echter dat de vaarsnelheid vaak 90% van V_{gr} bedraagt waardoor de spiegeldaling sterk wordt gereduceerd.

Het achterover hellen van een schip wordt onder andere veroorzaakt door het koppel dat ontstaat doordat de werklijnen van de schroefkracht en de verschillende weerstandskrachten niet samen vallen en het, door de retourstroom ontstane langsvhang (zie figuur 5.3.2).

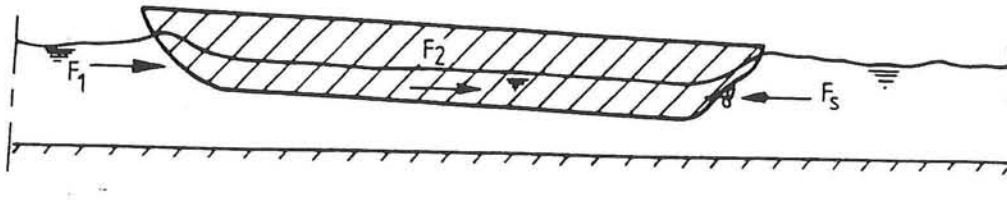
Het achterover hellen samen met de spiegeldaling en de trim wordt ook wel squat genoemd en is het maximale verschil in diepgang tussen een varende en een stilliggend schip. Om deze squat op te kunnen vangen en een voldoende diep kanaal te kunnen garanderen wordt in de praktijk vaak de verhouding $h/d = 1.3 \text{ á } 1.4$ aangehouden.

5.4 BREEDTE NORMEN VOOR EEN KANAAL [Lit. 14]

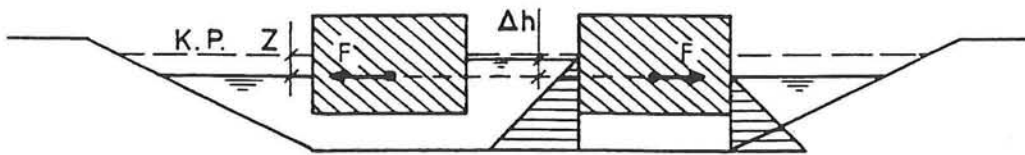
5.4.1 Standaard breedten

Het vereiste aantal vaarstroken in een kanaal en dus de benodigde breedte van een kanaal hangt sterk samen met de te verwachte verkeersintensiteit en de frequentie van langskomen van de verschillende scheepsklassen. Bij een lage intensiteit kan volstaan worden met een enkelstrooks kanaal terwijl bij een hoge intensiteit wellicht meerdere stroken nodig zijn. De breedte van een vaarweg wordt voornamelijk bepaald door de breedte van het maatgevende schip. Met het oog op de frequentie van langskomen van de verschillende klassen van schepen kan het economisch aantrekkelijk zijn om het kanaal te dimensioneren op de op één na grootste klasse, als blijkt dat de grootste klasse maar zelden op het kanaal vak aanwezig is. Voor de grootste klasse moeten dan speciale maatregelen getroffen worden zoals speciale verkeersregels, wachtplaatsen enz.

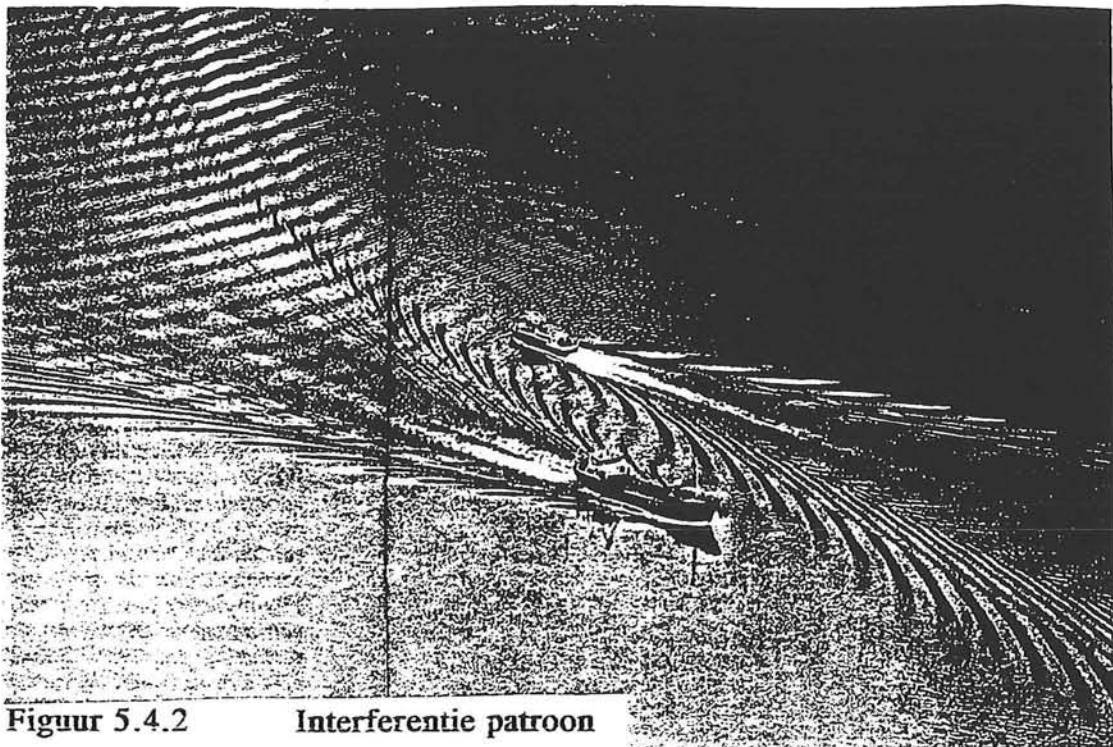
De vaarstrook van een schip dat in de as van een recht stuk kanaal vaart is altijd breder dan de boot, omdat het onmogelijk is om recht te varen. Door de aanwezigheid van wind,



Figuur 5.3.2 **Achteroverhangend schip**



Figuur 5.4.1 **Hydrostatische drukverdeling tijdens een ontmoeting van 2 schepen**



Figuur 5.4.2 **Interferentie patroon**

golven, oneffenheden in het kanaal profiel, de reactie tijd van de schipper hierop en de traagheid van de boot zal het schip voortdurend zigzaggen om de as van het kanaal. De benodigde vaarstrookbreedte in de as van een kanaal is 1.1 á 1.2 keer de breedte van het maatgevende schip (b).

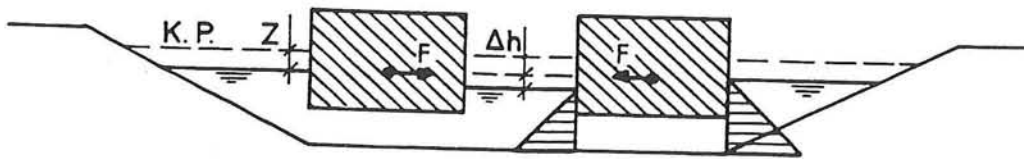
Buiten de kanaal-as varende schepen ondervinden door een verschil in retourstroom langs beide zijden van het schip een extra dwarskracht. Door de smallere opening aan walzijde zal de retourstroom daar groter zijn dan in de kanaal-as waardoor de waterspiegel meer zakt. Hierdoor ontstaat er een verhang over het schip dat het schip richting wal wil duwen. Om dit te corrigeren zal de schipper zijn schip van de wal af sturen waardoor de vaarstrookbreedte groter wordt. In dit geval wordt een vaarstrookbreedte van 1.2 á 1.4 maal de scheepsbreedte aangeraden.

Bij een duwkonvooi kan de situatie geheel anders zijn. Door de vorm van de boeg van een bak, die in tegenstelling tot een gewoon schip in horizontale richting stomp en in verticale richting "gestroomlijnd" is, stroomt het verdrongen water in niet al te diepe kanalen schuin onder de bak weg richting kanaal-as. Hierdoor zal de waterstand over het voorste gedeelte van het konvooi aan de oeverzijde worden opgestuwd. Om het wegdrücken te voorkomen zal de schipper het konvooi richting wal sturen, waardoor de positie van het konvooi tegengesteld is aan die van een normaal schip. Modelproeven hebben duidelijk bewezen dat naarmate het kanaal dieper is, deze krabsgewijze vaarrichting minder wordt. Bij een diepte van 6.50 m. gedraagt het konvooi zich weer als een normaal schip.

5.4.2 Ontmoeting van twee schepen

Als twee schepen elkaar tegen komen veroorzaken ze ieder een retourstroom tegengesteld aan die van de tegenligger. Tijdens het passeren kunnen deze stromen elkaar tussen de schepen geheel of gedeeltelijk teniet doen. Hierdoor zal de waterstand tussen de schepen hoger zijn dan die tussen de schepen en de oever, waardoor een resulterende kracht in de richting van de oever op de schepen werkt (zie figuur 5.4.1). Ook de secundaire golven van beide schepen kunnen met elkaar gaan interfereren zoals goed te zien is in figuur 5.4.2. Een passage gaat als volgt:

Voordat de twee schepen elkaar passeren varen ze beide in de as van het kanaal. Als er nog enkele scheeps lengten tussen de schepen aanwezig is verlaten beide schepen de as van het kanaal. Komen de boegen in elkaars invloedzones, dan worden de schepen, zoals hier voor is beschreven, uit elkaar geduwd. Meestal vaart het schip dan nog in een koers van de kanaal-as af. Door de extra dwarskracht op de boeg wordt de hoek met de as nog wat groter en moet goed opgepast worden dat het schip zich niet in de oever boort. Naderen de beide boegen de achtersteven van het tegemoet komende schip, dan ondervinden ze, t.g.v. de maximale spiegel daling achter het schip door de schroefwerking, een horizontale drukkracht in de richting van de kanaal-as. Op dat moment kunnen de schepen, indien de schippers te vroeg terug sturen naar de as van het kanaal, elkaar aanvaren. Ook op dit moment is extra aandacht noodzakelijk. Het gevaar dat het schip zich in de oever boort is echter veel groter. Om hier wat tegen te doen wordt een veiligheidsstrook van 0.2 á 0.6 maal de scheepsbreedte aangehouden tussen de vaarstrook en de vaarwegbegrenzing.



Figuur 5.4.3

Hydrostatische drukverdeling tijdens een inhaalmanoeuvre van 2 schepen

Voor de totale breedte van een recht kanaal houdt dit in dat voor klasse V schepen en groter de verhouding B/b voor tweestrooks verkeer groter moet zijn dan 4.0. Voor Enkelstrooks verkeer geldt een norm van $B/b > 2.0$.

5.4.3 Inhaal manoeuvres van twee schepen

Indien een schip een ander schip inhaalt, zullen de beide schepen elkaars retourstroom versterken. Het gevolg hiervan is dat tussen de schepen een extra spiegeldaling optreedt. Hierdoor ontstaat er een horizontale kracht op de schepen die de schepen naar elkaar toe duwt (zie figuur 5.4.3). Bij een kleine stuur fout bestaat de kans dat de schepen tegen elkaar aan gezogen worden en op die manier één geheel vormen. Deze combinatie reageert als één schip en zal gegarandeerd uit het roer lopen.

Om de inhaal manoeuvres goed te laten verlopen, wordt een veiligheidsstrook tussen de schepen aangehouden van 0.2 á 0.4 maal de maatgevende scheepsbreedte.

5.4.4 Invloed van de wind op een schip

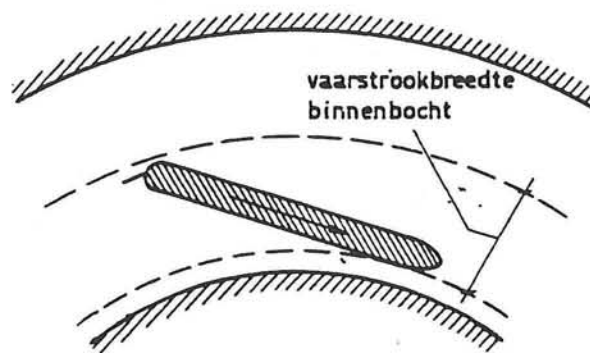
In vlakke gebieden met harde wind kan de wind van invloed zijn op de ligging van een schip. Vooral ongeladen schepen, die vaak hoog boven de waterspiegel uitsteken, zijn wind gevoelig. De grootste hinder ontstaat als de wind loodrecht op de kanaaloever staat. Om goed door het kanaal te kunnen varen, zal de schipper de boot onder een extra grote hoek met de kanaal-as laten varen. Door het optreden van windvlagen schommelt deze hoek rondom een gemiddelde waarde (β_w) waardoor een extra breedte van de vaarweg vereist wordt.

Uit metingen op het Noordhollands Kanaal en het Balgzand Kanaal bij een zijwind van 7 á 8 beaufort is de volgende formule afgeleid [Lit. 14] voor de extra hoek β_w in graden en de verhouding tussen de vaarsnelheid V_s en de windsnelheidscomponent loodrecht op het kanaal w_{\perp} :

$$\beta_w = 0.45 * \left(\frac{w_{\perp}}{V_s}\right)^2 \tag{5.1}$$

Hieruit blijkt dat β_w kan worden verkleind door sneller te gaan varen, wat in de praktijk dan ook veelvuldig gedaan wordt.

Wordt deze formule vertaald naar de extra vaarwegbreedte, dan blijkt dat er globaal een extra strook van 0.15 á 0.60 keer de scheepsbreedte nodig is, afhankelijk van het toegepaste kanaal profiel. Met het oog op bebouwing en begroeiing zal echter voor elke situatie opnieuw de windinvloed bepaald moeten worden.



Figuur 5.4.4 **Positionering van een schip in een bocht**

5.4.5 Invloed van een bocht op de vaarweg [Lit. 10,14 & 15]

In een bocht is de benodigde vaarwegbreedte groter dan in een recht kanaalvak. Het schip zal, door de extra drifthoek in verband met het opheffen van de middelpunt vliedende kracht, een schuine ligging t.o.v. de kanaal-as aanhouden (zie figuur 5.4.4). Deze drifthoek wordt nog eens versterkt door de slechte koersbepaling van het schip bij het doorlopen van de bocht. De koers wordt namelijk bepaald ten opzichte van de oever. Optische geleiders zoals windschermen of bomen kunnen het koershouden vergemakkelijken.

De grootste moeilijkheden treden op bij het invaren van de bocht. De schipper zal hier de positie van het schip drastisch moeten veranderen maar kan zich moeilijk richten op de oevers. De drifthoek zal daardoor vooral bij het invaren van de bocht schommelen rondom een gemiddelde. Eenmaal in de bocht is de oriëntatie wat eenvoudiger en zal de schommeling snel afnemen.

Ook het overzicht in de bocht heeft invloed op de drifthoek van het schip. Bij een goed overzicht durft een schipper sneller te varen waardoor de drifthoek toeneemt.

De drifthoek wordt groter naarmate er sneller of een krappere bocht gevaren wordt. Door literatuuronderzoek van de Werkgroep Vaarwegvakken is gebleken dat alle gebruikte formules voor het bepalen van de extra benodigde vaarwegbreedte in een bocht beschreven kunnen worden met:

$$\Delta B = \alpha * \frac{l^2}{R} \tag{5.2}$$

Met ΔB = Extra benodigde breedte
 l = Lengte schip
 R = Bochtstraal

Uit modelonderzoek van het Waterloopkundig laboratorium is gebleken dat op stil water bij $R/l > 10$ nauwelijks extra breedte nodig is.

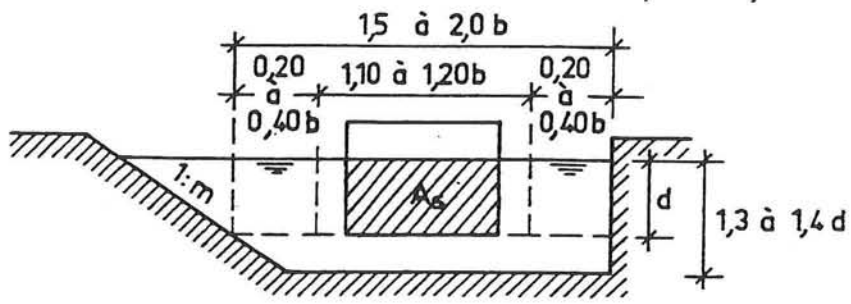
De Werkgroep Vaarwegvakken, van de Commissie Vaarwegbeheerders heeft voor de extra vaarwegbreedte bij het doorlopen van een bocht het volgende aanbevolen:

Voor een leeg schip: $\Delta B = 0.50 * \frac{l^2}{R}$

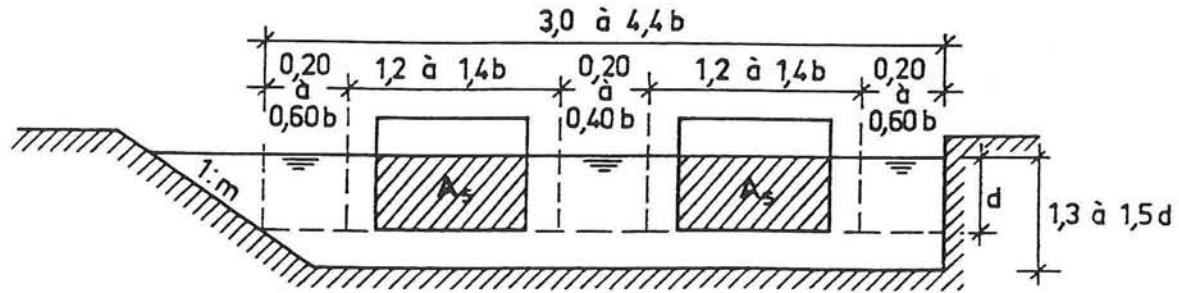
Voor een geladen schip: $\Delta B = 0.25 * \frac{l^2}{R}$

$$\tag{5.3}$$

Met ΔB = Extra benodigde breedte op kielvlak
 l = Lengte schip
 R = Bochtstraal



Enkelstrooksvaarweg binnenscheepvaart



Tweestrooksvaarweg binnenscheepvaart

Figuur 5.6.1 Profiel afmetingen

5.5 DWARSPROFIEL NORMEN VOOR EEN KANAAL

De blokkagefactor k ($= 1/(A_s/A_c)$) is naast de diepte parameter vooral van belang voor de maximum vaarsnelheid die op het kanaal gehaald kan worden. Daarnaast is het een kengetal voor de nautische kwaliteit voor het gekozen profiel. Uit literatuur blijkt dat bij een gelijkblijvende vaarsnelheid de retourstroom en spiegeldaling toenemen bij toepassing van achtereenvolgens het trapezium, het gebroken en het bak profiel. Dit hangt sterk samen met de afname van de blokkagefactor maar komt vooral door de beperking van de waterspiegel breedte.

5.6 RESUME (zie figuur 5.6.1)

Voor de diepte van een kanaal geldt: $h/d = 1.3 \text{ á } 1.4$

De breedte van een kanaal hangt af van het aantal stroken, de vaarweg breedte van het maatgevende schip en de breedte van de veiligheidsstroken.

Voor de vaarwegbreedte geldt:

Bij varen in de as van het kanaal ; $B_v/b = 1.1 \text{ á } 1.2$

Bij varen buiten de as van het kanaal ; $B_v/b = 1.2 \text{ á } 1.4$

Voor de veiligheidsstroken geldt:

Bij ontmoetingen van schepen ; $B_e/b = 0.20 \text{ á } 0.6$

Bij inhaal manoeuvres van schepen ; $B_e/b = 0.20 \text{ á } 0.4$

Bij invloeden van de wind ; $B_e/b = 0.15 \text{ á } 0.6$

B_v = vaarwegbreedte en B_e = extra breedte

Voor een leeg schip: $\Delta B = 0.50 * \frac{l^2}{R}$

Voor een geladen schip: $\Delta B = 0.25 * \frac{l^2}{R}$

Met ΔB = Extra benodigde breedte opkielvlak

l = Lengteschip

R = Bochtstraal

5.7 TOEPASSING OP DE BOCHT BIJ ELSLOO

In bijlage 5 worden voor de klasse Va en Vb schepen de benodigde vaarweg- en extra breedte berekend in bepaalde situaties. In die berekening is de wind buiten beschouwing gelaten omdat er van uitgegaan wordt dat de wind geen invloed heeft op de schepen in de ingraving. In deze paragraaf wordt voor de verschillende situaties van bijlage 5 het resultaat genoemd.

Voor alle combinaties van Klasse V schepen is een vaarwegdiepte van 4.9 m. (= ±5 m.) nodig.

MINIMALE BREEDTE OP KIELVLAK BIJ ONTMOETINGEN VAN KLASSE V SCHEPEN IN DE BOCHT BIJ ELSLOO		
SITUATIE	MAAT- GEVENDE WATER- DIEPTE [m]	BREEDTE ter hoogte v/d maatgevende waterdiepte [m]
2 tweebaksduwkonvoeien ontmoeten elkaar geladen	3.5	77.00
2 tweebaksduwkonvoeien ontmoeten elkaar ongeladen	1.6	105.00
2 geladen tweebaksduwkonvoeien halen elkaar in	3.5	70.00
2 ongeladen tweebaksduwkonvoeien halen elkaar in	1.6	99.00
een geladen tweebaksduwkonvooi ontmoet een geladen Klasse Va schip	3.5	68.00
een ongeladen tweebaksduwkonvooi ontmoet een ongeladen Klasse Va schip	1.6	87.00
een geladen Klasse Va schip haalt een geladen tweebaksduwkonvooi in	3.5	61.00
een ongeladen Klasse Va schip haalt een ongeladen tweebaksduwkonvooi in	1.6	80.00
2 geladen Klasse Va schepen ontmoeten elkaar	3.5	58.00
2 ongeladen Klasse Va schepen ontmoeten elkaar	1.6	69.00
2 geladen Klasse Va schepen halen elkaar in	3.5	52.00
2 ongeladen Klasse Va schepen halen elkaar in	1.6	62.00

Tabel 5.1 Minimale breedte op kielvlak bij ontmoetingen van klasse v schepen in de bocht bij elsloo

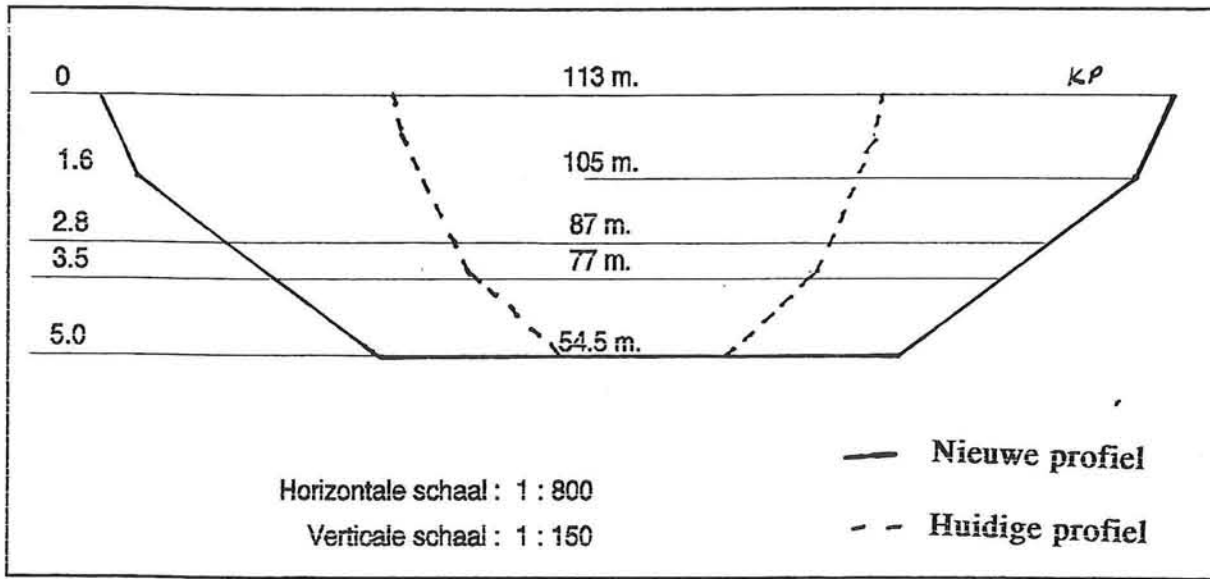
Voor enkelstrooks varen met een tweebaksduwkonvooi is op het geladen kielvlak (3.5 m.) een breedte nodig van:

$$(1.2 + 0.2 + 0.2) * 11.4 + 0.25 * 185^2 / 600 = 33 \text{ m.}$$

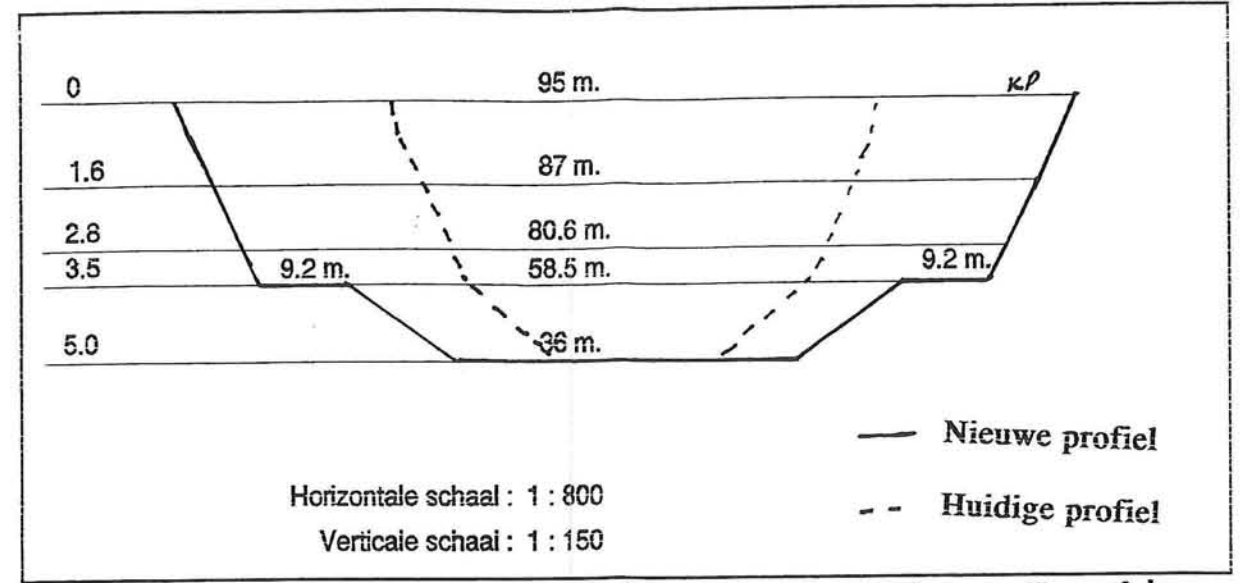
In het ongeladen kielvlak (1.6 m.) is de benodigde breedte:

$$(1.2 + 0.2 + 0.2) * 11.4 + 0.50 * 185^2 / 600 = 47 \text{ m.}$$

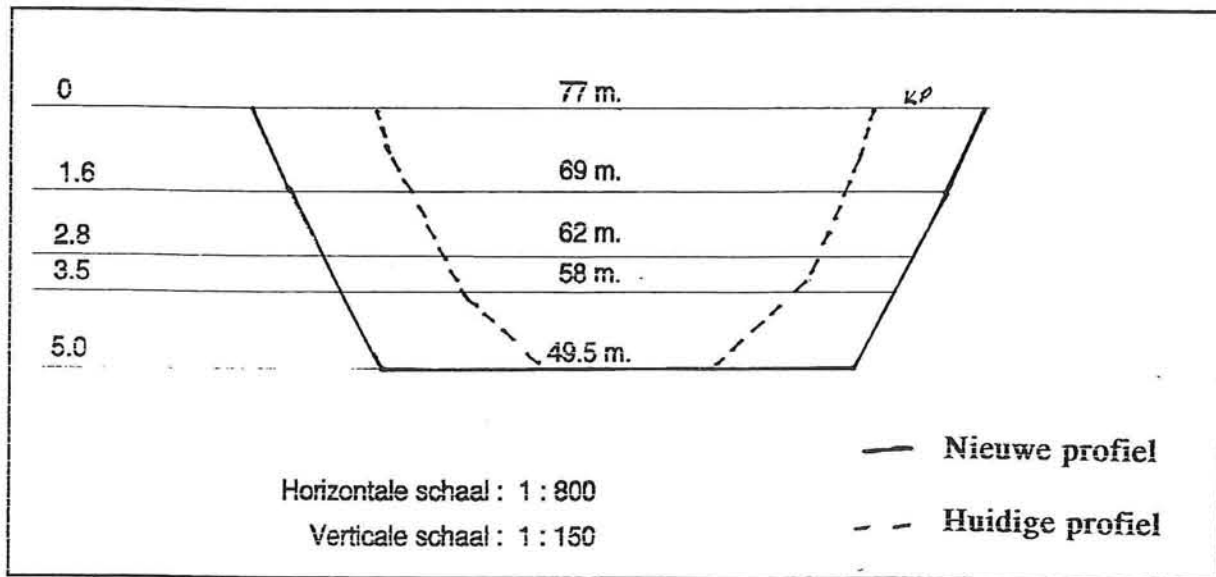
Uit het voorgaande blijkt dat indien ontmoetingen van 2 tweebaksduwkonvoeien toegestaan wordt, het profiel op een diepte van 3.5 m. een breedte moet hebben van 77 m. Op een diepte van 1.6 m. is dan een profielbreedte van 105 m. nodig. Dit is weergegeven in figuur 5.7.1. Ook voor andere combinaties van Klasse V en Klasse IV schepen is op de betreffende diepten de breedte berekend en het profiel van vrijruimte bepaald. Ook deze zijn in de figuur weergegeven.



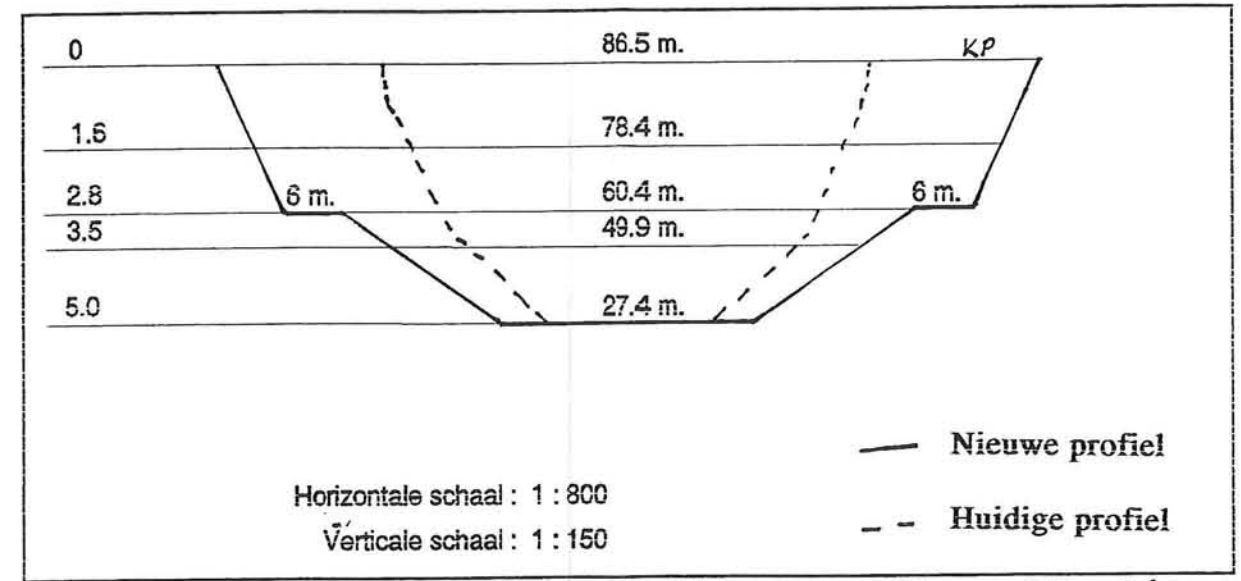
Profiel voor 2 tweeduwbakkonvoeien (Vb)



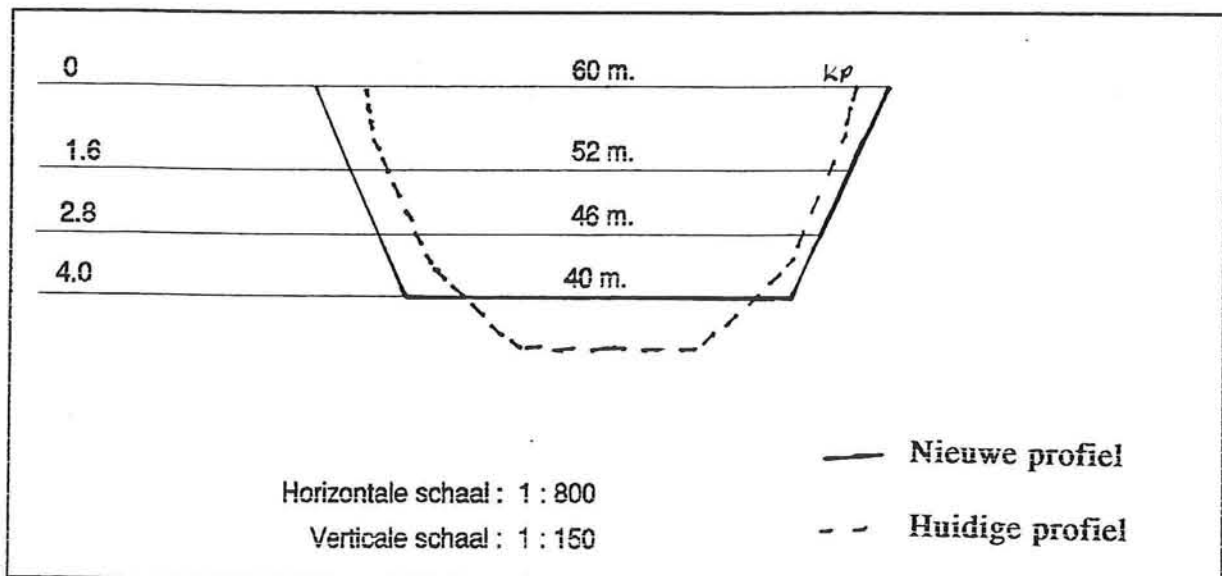
Profiel voor 1 tweeduwbakkonvoei (Vb) en een Klasse Va schip



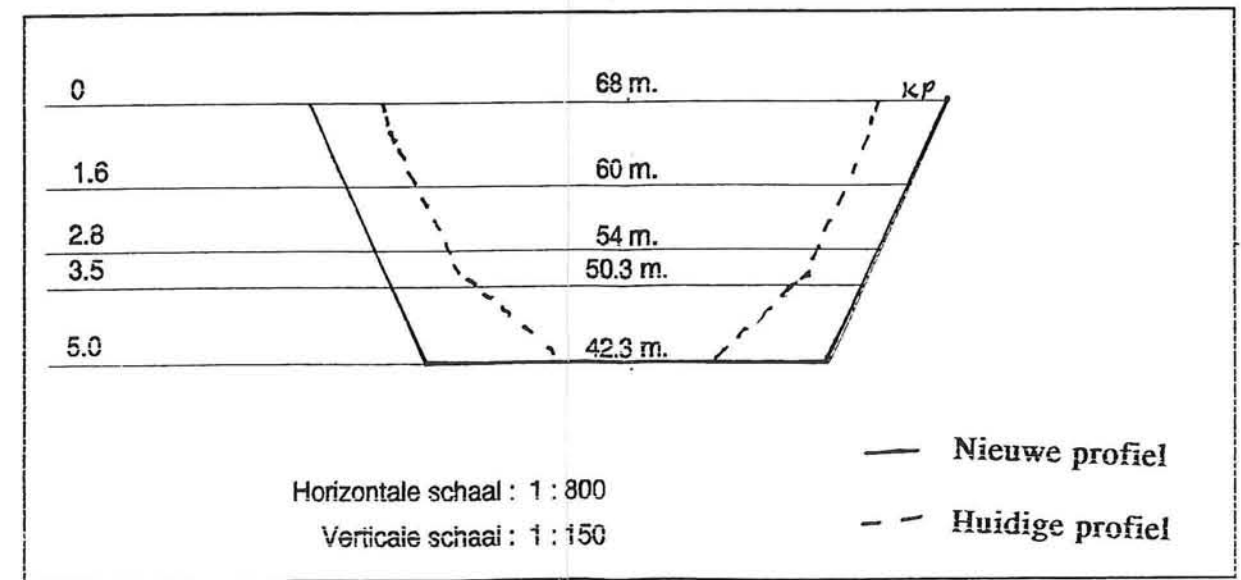
Profiel voor 2 Klasse Va schepen



Profiel voor 1 tweeduwbakkonvoei (Vb) en een Klasse IV schip



Profiel voor 2 Klasse IV schepen



Profiel voor 1 Klasse Va schip en een Klasse IV schip

7. BEOORDELING VAN DE ALTERNATIEVEN

7.1 INLEIDING

De 6 alternatieven zullen nu worden beoordeeld aan de hand van een multi-criteria analyse. Allereerst zullen de alternatieven kort worden samengevat. Vervolgens zullen de criteria worden genoemd en toegelicht. Als laatste zal dan de beoordeling in tabelvorm worden gepresenteerd.

7.2 SAMENVATTING ALTERNATIEVEN

Hieronder staan de 6 alternatieven van hoofdstuk 6 nog even kort samengevat. Tevens zijn de alternatieven genummerd. Deze nummering stemt overeen met de nummers in de beoordeling.

Alternatief 1 Verbreding richting binnenbocht tot een waterspiegelbreedte van 113 m. zodat het geschikt is voor 2 richtingsverkeer tweebaksduwvaart (Klasse V). (Zie ook paragraaf 6.2.1)

De binnenbocht oever wordt zover afgegraven dat de waterspiegel bij km-paal 10.1 een breedte heeft van 111 m. (zie figuur 6.2.2). Van daaraf loopt de binnenbocht met een straal van 544 m. naar km-paal 11.1, waar het kanaal weer een breedte heeft van 111 m. In het tussenliggende gebied, de bocht, is maximale breedte van 125 m. bij km-paal 10.6. De aansluiting van de verbreedde bocht op het huidige kanaal ten zuiden van km-paal 10.1 en ten noorden van km-paal 11.1 geschiedt met behulp van een overgangsgebied waarvan de oever onder een hoek van 1 : 20 met de huidige kanaal-as loopt. Om het bos op de binnenoever zoveel mogelijk te sparen zal de afgraving een verticale wand krijgen. Door de grote breedte zal de duiker bij km-paal 9.9 worden verlengt. De weg tussen Geulen a\ld Maas en Meers, de brug ter plaatse van km-paal 10.4 en de ondersteuning van de rijksweg tussen het kanaal en de Maas zullen verplaatst moeten worden. Indien de kans op zettingsvloeiing groot is zal de zeer lange verticale wand met de afgraving mee moeten groeien.

Alternatief 2 Verbreding richting binnenbocht met vergroting van de straal van de as van het kanaal, waardoor het kanaal geschikt wordt voor 2 richtings-verkeer tweebaksduwvaart (Klasse V). (Zie ook paragraaf 6.2.2)

De bochtstraal wordt vergroot tot 935 m. waardoor het kanaal ter plaatse van km-paal 10.1 een breedte krijgt van 83 m. (zie figuur 6.2.3). De binnenbocht verloopt met een straal van 893 m. tot aan km-paal 11.1, waar de waterspiegelbreedte gelijk is aan 83 m. Door de grote flauwte van de binnenbocht t.o.v. de buitenbocht wordt de maximale breedte 167 m. Ondanks de toepassing van een verticale wand zal een gedeelte van het bos

op de huidige binnenoever verloren gaan. De overgangsgebieden zijn echter kleiner waardoor de ondersteuning van de rijksweg gehandhaafd kan blijven zoals hij nu is. Wel zal de duiker bij km-paal 9.9 worden verlengd. De weg op de binnenoever en de brug bij km-paal 10.4 moeten worden verplaatst. Ook hier moet rekening worden gehouden met de kans op zettingsvloeiing.

Alternatief 3 Verbreding richting binnenbocht tot een profiel geschikt voor de ontmoeting van 2 Klasse IV schepen met verkeersregeling voor alle scheepvaart. (Zie ook paragraaf 6.2.3)

De bochtstraal blijft 600 m., maar de binnenbocht wordt zo verbreed dat er bij km-paal 10.1 een kanaal ontstaat van 60 m. breed (zie figuur 6.2.5). De binnenbocht oever heeft een straal van 570 m. en loopt vanaf km-paal 10.1 tot aan km-paal 11.1. De maximale breedte is 74 m. Hierdoor zal, bij toepassing van een verticale wand, de weg tussen Geulen a/d Maas en Meers buiten het nieuwe kanaal profiel vallen. Hierdoor worden ook de ondersteuning van de rijksweg, de brug ter plaatse van km-paal 10.4 en het bos volledig gespaard. Om de veiligheid zo groot mogelijk te houden is een speciale dienstregeling, een permanente controle en wachtplaatsen voor de schepen nodig. Dit laatste verslechtert de doorstroom.

Alternatief 4 Aquaduct geschikt voor 2 richtingsverkeer tweelaksduwvaart (Zie ook paragraaf 6.3.1).

Dit aquaduct wordt boven de Maas met een bochtstraal van 1850 m. aangelegd (zie figuur 6.3.3). Het water bevattende gedeelte is 50 m. breed (zie figuur 6.3.2). De wanden verlopen van 1 m. dik op N.A.P. + 46 m. tot 2.0 m. dik op N.A.P. + 39 m. De vloer is 2.3 m. dik en ondersteund door 3 steunpunten. In lengte richting wordt de constructie opgedeeld in 24 compartimenten van elk 58 m. lang. Elk compartiment wordt in lengterichting ondersteund door 3 steunpunten. De doorstroom opening voor de Maas is 1.7 m. hoog.

Alternatief 5 Aquaduct geschikt voor 1 richtingsverkeer Klasse V schepen met verkeersregeling en 2 richtingsverkeer voor de kleinere scheepvaart. (Zie ook paragraaf 6.3.2)

Dit aquaduct wordt boven de Maas met een bochtstraal van 1850 m. en een breedte van 44 m. aangelegd. Het wateroppervlak heeft een breedte van 42 m. De constructie is weergegeven in figuur 6.3.4. In totaal zijn er 23 compartimenten van elk 62 m. nodig die in beide richtingen worden ondersteund door 3 steunpunten. De doorstroom opening van de Maas is 2.1 m. hoog. Voor een goede veiligheid is een speciale verkeersregeling en permanente controle en wachtplaatsen voor het kanaalvak nodig.

Alternatief 6 Aquaduct geschikt voor 1 richtingsverkeer Klasse V schepen met verkeersregeling voor de alle scheepvaart en verbreding van de huidige bocht tot het profiel van 2 Klasse IV schepen. (Zie ook paragraaf 6.3.3 en figuur 6.3.6)

Het aquaduct wordt boven de Maas met een breedte van 27 m. aangelegd. Het wateroppervlak is 23 m. breed. De totale constructie wordt opgebouwd uit 16 compartimenten van elk 92 m. lang. De bodem is 1.1 m. dik zodat de doorstroom opening van de Maas 2.9 m. hoog is (zie figuur 6.3.5). Dit gedeelte van het kanaal is enkelstrooks voor alle scheeps- klasse, waardoor een speciale verkeersregeling en permanente controle noodzakelijk is. Alle Klasse V schepen moeten gebruik maken van dit aquaduct. Alle kleinere schepen kunnen in 2 richtingen gebruik maken van de verbreedde bocht.

7.3 CRITERIA

Om de alternatieven te beoordelen zijn een 5 tal beoordelingscriteria opgesteld. Deze criteria zijn :

- 1) Veiligheid
- 2) Doorstroming van de scheepvaart
- 3) Milieu
- 4) Bijkomende werken
- 5) Uitvoering

ad 1) Voor de veiligheid wordt gekeken naar de overzichtelijkheid in de bocht, of de bocht goed te bevaren is en of de kans op aanvaringen groot is. Bij de aquaducten wordt ook de hinder voor de afvoer van de Maas in de beoordeling meegenomen. Is de veiligheid van een alternatief laag dan wordt dit onderdeel beoordeeld met een laag cijfer.

Voor de genoemde criteria ziet de matrix er als volgt uit:

BELANGRIJKHEID MATRIX						
	Veiligheid	Doorstroming	Milieu	Bijkomende werken	Uitvoering	Totaal
Veiligheid		1	1	1	1	4
Doorstroming	0		1	1	1	3
Milieu	0	0		0	1	1
Bijkomende werken	0	0	1		1	2
Uitvoering	0	0	1	1		2

Tabel 7.1 Belangrijkheid matrix

Alle punten bij elkaar opgeteld geeft een totaal van $4+3+1+2+2=12$. Wordt dit naar een totaal van 10 geschaald, dan worden de wegingsfactoren als volgt:

WEGINGSFACTOREN	
Veiligheid	3.3
Doorstroming	2.5
Milieu	1.0
Bijkomende werken	1.6
Uitvoering	1.6

Tabel 7.2 Wegingsfactoren

Met behulp van de criteria zijn de verschillende alternatieven met elkaar vergeleken. De vergelijking met de huidige situatie is achterwege gelaten omdat alle alternatieven uit gaan van een kanaal dat breed genoeg is voor tweebaksduwkonvoeien die niet door het huidige kanaal kunnen varen. Er moet ten alle tijden iets aan het kanaal gedaan worden zodat niets doen geen alternatief is.

De afweging is 3 keer uitgevoerd:

- 1 x met de wegingsfactoren zoals hier voor berekend en de aanname dat zettingsvloeiing niet aanwezig is.
- 1 x met aangepaste wegingsfactoren zodat het milieu de belangrijkste factor is, om de gevoeligheid van de factoren te bepalen.
- 1 x met de hier voor berekende wegingsfactoren en de aanname dat zettingsvloeiing op kan treden.

De resultaten zijn weergegeven in de tabellen op de volgende bladzijden. De cijfers zijn zo objectief mogelijk gegeven. Heeft een alternatief een 9 gekregen, dan voldoet dit alternatief zeer goed aan het criterium. Naar mate het cijfer lager wordt, voldoet het alternatief steeds minder. Aan het verschil tussen de cijfers van de verschillende alternatieven voor één criterium kan globaal het verschil in voldoening aan dit criterium worden afgelezen.

WEGINGSTABEL VOOR DE BOCHT BIJ ELSLOO ZONDER ZETTINGSVLOEIING													
Criteria	Wegings factor	alternatief 1		alternatief 2		alternatief 3		alternatief 4		alternatief 5		alternatief 6	
		C i j f e e r	C x Weg. fact	C i j f e e r	C x Weg. fact	C i j f e e r	C x Weg. fact	C i j f e e r	C x Weg. fact	C i j f e e r	C x Weg. fact	C i j f e e r	C x Weg. fact
Veiligheid	3.3	7	23.1	8	26.4	6	19.8	7	23.1	6.5	21.5	6.5	21.5
Doorstroming	2.5	8	20.0	8	20.0	6	15.0	8	20.0	7	17.5	7.5	18.7
Milieu	1.0	5	5.0	3	3.0	9	9.0	6	6.0	6.5	6.5	8	8.0
Bijkomende werken	1.6	5	8.0	6	9.6	8	12.8	7	11.2	7	11.2	7	11.2
Uitvoering	1.6	7	11.2	7	11.2	8	12.8	6	9.6	6.5	10.4	7	11.2
totaal			67.3		70.2		69.4		69.9		67.1		70.6

Tabel 7.3 Wegingstabel voor de bocht bij elsloo zonder zettingsvloeiing

In de eerste kolom van een alternatief staat het cijfer dat gegeven is voor het betreffende criterium. In de tweede kolom wordt dit cijfer vermenigvuldigd met de bijpassende wegingsfactor.

WEGINGSTABEL VOOR DE BOCHT BIJ ELSLOO ZONDER ZETTINGSVLOEIING MET MILIEU ALS BELANGRIJKSTE WEGINGSFACTOR													
Criteria	Wegings factor	alternatief 1		alternatief 2		alternatief 3		alternatief 4		alternatief 5		alternatief 6	
		C i j f e e r	C x Weg. fact	C i j f e e r	C x Weg. fact	C i j f e e r	C x Weg. fact	C i j f e e r	C x Weg. fact	C i j f e e r	C x Weg. fact	C i j f e e r	C x Weg. fact
Veiligheid	2.70	7	18.9	8	21.6	6	16.2	7	18.9	6.5	17.6	6.5	17.6
Doorstroming	1.80	8	14.4	8	14.4	6	10.8	8	14.4	7	12.6	7.5	13.5
Milieu	3.60	5	18.0	3	10.8	9	32.4	6	21.6	6.5	23.4	8	28.8
Bijkomende werken	0.95	5	4.8	6	5.7	8	7.6	7	6.7	7	6.7	7	6.7
Uitvoering	0.95	7	6.7	7	6.7	8	7.6	6	5.7	6.5	6.2	7	6.7
totaal			62.8		59.2		74.6		67.3		66.5		73.3

Tabel 7.4 Wegingstabel voor de bocht bij elsloo zonder zettingsvloeiing met milieu als belangrijkste wegingsfactor

In de eerste kolom van een alternatief staat het cijfer dat gegeven is voor het betreffende criterium. In de tweede kolom wordt dit cijfer vermenigvuldigd met de bijpassende wegingsfactor.

WEGINGSTABEL VOOR DE BOCHT BIJ ELSLOO MET ZETTINGSVLOEIING													
Criteria	Wegings factor	alternatief 1		alternatief 2		alternatief 3		alternatief 4		alternatief 5		alternatief 6	
		C i j f e r	C x Weg. fact	C i j f e r	C x Weg. fact	C i j f e r	C x Weg. fact	C i j f e r	C x Weg. fact	C i j f e r	C x Weg. fact	C i j f e r	C x Weg. fact
Veiligheid	3.3	7	23.1	8	26.4	6	19.8	7	23.1	6.5	21.5	6.5	21.5
Doorstroming	2.5	8	20.0	8	20.0	6	15.0	8	20.0	7	17.5	7.5	18.7
Milieu	1.0	5	5.0	3	3.0	9	9.0	6	6.0	6.5	6.5	8	8.0
Bijkomende werken	1.6	5	8.0	6	9.6	8	12.8	7	11.2	7	11.2	7	11.2
Uitvoering	1.6	6	9.6	6	9.6	7.5	12.0	6	9.6	6.5	10.4	7	11.2
totaal			65.7		68.6		68.6		69.9		67.1		70.6

Tabel 7.5 Wegingstabel voor de bocht bij elsloo met zettingsvloeiing

In de eerste kolom van een alternatief staat het cijfer dat gegeven is voor het betreffende criterium. In de tweede kolom wordt dit cijfer vermenigvuldigd met de bijpassende wegingsfactor.

7.4 CONCLUSIE

Uit de 3 wegingstabellen blijkt dat kwalitatief gezien de aquaducten goed scoren. Het verschil in punten tussen de groep aquaducten en de groep verbredingen is echter klein. Verwacht wordt echter dat het bouwen van een aquaduct van ± 1.5 km lang veel duurder zal zijn dan de andere alternatieven. Daarom lijkt het op dit moment niet rendabel om een aquaduct aan te leggen. Om dit zeker te weten zal een afweging van de kosten tegenover het economische voordeel van elk alternatief nodig zijn.

Gekozen is om in deelrapport 2 met een alternatief verder te gaan dat alleen in een verbreding van het huidige kanaal voorziet. Na vergelijken van de tabellen blijkt dat alternatief 3 over het algemeen het beste scoort. Dit alternatief is dan ook gekozen om verder uit te werken. Een groot voordeel van dit alternatief is, dat maar weinig aanpassingen in het huidige landschap noodzakelijk zijn. Bij de uitwerking in deelrapport 2 zal de nadruk liggen op de verbreding van het huidige kanaal m.b.v. steilbouw constructies.

8 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Met behulp van de methode van Bishop is in dit rapport de veiligheidsfactor tegen afschuiven over cirkelvormige schuifvlakken van het huidige westelijke oeverprofiel van de ingraving bepaald. Deze bleek net iets groter dan 1 te zijn. Een steilere helling dan de huidige (1 : 2) leidt al snel tot een veiligheidsfactor kleiner dan 1 waarbij de het talud als instabiel mag worden beschouwd. De helling van het nieuwe profiel mag dan ook niet steiler zijn dan 1 : 2.

In dit deelrapport is de minimale breedte voor een kanaal bepaald dat geschikt moet zijn voor gestrekte tweebaks-duwvaart. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen enkelstrooks of dubbelstrooks (twee richtingen) vaarverkeer. Wordt uitgegaan van enkelstrooks vaarverkeer voor de duwvaart en dubbelstrooks voor de overige, kleinere scheepsklasse, dan is in de bocht van het Julianakanaal bij Elsloo een minimale waterspiegel breedte van 60 m. nodig. Indien ook de duwvaart elkaar mag ontmoeten in de bocht, dan is bij de huidige bochtstraal van 600 m. een waterspiegelbreedte van minimaal 113 m. gewenst. Bij vergroting van de straal kan met een kleinere breedte volstaan worden.

Aan de hand van de minimale waterspiegel breedten zijn 6 alternatieven ontwikkeld, die de situatie in de bocht verbeteren en het aanwezige stuk Steilrandbos zo weinig mogelijk schaden. Bij drie van deze alternatieven wordt alleen het huidige kanaal verbreed tot de gewenste breedte. Bij de andere drie alternatieven wordt gebruik gemaakt van een aquaduct om de situatie te verbeteren. Bij deze laatste drie alternatieven mocht, in verband met politieke redenen, de grens met België niet worden overschreden. Alleen als de aanleg- en onderhoudskosten van de alternatieven met daarbij het economische voordeel van het ene alternatief t.o.v. van het andere wordt meegenomen in de afweging, is te zeggen of een aquaduct alternatief beter is dan een enkele verbreding. Op dit moment wordt verwacht dat dit niet het geval is en lijkt een minimale verbreding de beste oplossing.

Bij het schrijven van dit rapport zijn enkele vragen onbeantwoord gebleven. Hiervoor worden de volgende aanbevelingen gedaan:

- In dit rapport wordt gesproken over zettingsvloeiingen. Vermoed wordt dat dit verschijnsel zich in de ingraving van de bocht in het Julianakanaal bij Elsloo voor kan doen. Of dit werkelijk het geval is, zal nog onderzocht moeten worden.
- Om uit te zoeken welk alternatief het beste is zullen ze alle zes dieper onderzocht dienen te worden. Hierbij zal dan een kosten berekening van zowel de uitvoering als het onderhoud moeten worden meegenomen. Ook het economische voordeel dat het verbeteren van de bevaarbaarheid van het kanaal met zich mee brengt zal per alternatief moeten worden bepaald, alvorens een goede afweging gemaakt kan worden.

LITERATUUR LIJST

- 1 Klink, D. J., 'De nabij Maastricht in uitvoering zijnde werken van het Julianakanaal', *De Ingenieur*, 11 juni 1927, nr 24
 - 2 Cool, W., 'Waterstaatswerken in uitvoering in Nederlandsch en Belgisch Limburg', *De Ingenieur*, 19 mei 1933, nr 20
 - 3 'De opening van het Julianakanaal', *De Ingenieur*, 11 mei 1934, nr 19
 - 4 *De Ingenieur*, 9 november 1934, nr 45
 - 5 Postema, J.A., M.F.A. Schiphorst en W. van der Schier, *Weg- en waterbouwkunde Studieboek voor het Middelbaar Technisch Onderwijs en voor de praktijk deel II : Sluizen, kanalen en havens*, Vierde, herziene en verbeterde druk, Amsterdam, N.V. Uitgevers-mij KOSMOS Amsterdam, najaar 1950, blz 243-276
 - 6 Wijers, A., 'Enige werken van Rijkswaterstaat in Limburg', *De Ingenieur*, 17 juni 1966; nr 24
 - 7 Wijers, A., 'Enige werken van Rijkswaterstaat in Limburg', *De Ingenieur*, 15 juli 1966, nr 28
 - 8 *Grote winkeler prins encyclopedie*, achtste druk, Amsterdam / Brussel, Uitgeversmaatschappij Elsevier, 1982
 - 9 Nelissen, H.A.M., 'Bouwen op drijfzand, De fundering van de Oosterscheldedam', *Natuur & Techniek*, januari 1986, nr 1
 - 10 Vries, G. de, M. de Water en J. Bovenberg, *Richtlijnen voor de afmetingen en vormgeving van vaarwegen van de CEMT-klassen I t/m IV*, april 1987, Rijkswaterstaat Dienst Verkeerskunde Hoofdafdeling Scheepvaart, Commissie Vaarweg Beheerders
 - 11 Roebroeks, W., 'Mensen aan de Maas, De kampementen van de oudste Nederlanders', *Natuur & Techniek*, juni 1989, nr 6,
 - 12 Heteren, J. van, J. Lindenberg, F. Silvis en H. Verwoert, *Voorlichtingsmiddag Verweking van zand en zettingsvloeiing*, 1990, Ministerie van verkeer en waterstaat, Rijkswaterstaat Dienst weg- en waterbouwkunde, Grondmechanica Delft
 - 13 Verruijt, A., *Grondmechanica*, Derde druk; Delft, Delftse Uitgevers Maatschappij b.v., maart 1990
-

- 14 Bouwmeester, J., *Collegedictaat f12N Havens en scheepvaartwegen deel Binnenscheepvaart en scheepvaartwegen*, februari 1992, TU Delft faculteit de civiele techniek
 - 15 *Gewenste vaarwegafmetingen voor klasse V en tweebaksduwvaart op de maasroute (interim rapport)*, juni 1992, Rijkswaterstaat Dienst verkeerskunde Hoofdafdeling scheepvaart
 - 16 Stolk, J., *Onderzoek vaargedrag voor de verruimde bocht van Elsloo (koncept)*, nr 91.229.04.1, Rotterdam, 14 januari 1994, Rijkswaterstaat Adviesdienst Verkeer en Vervoer Afdeling Scheepvaart (IBN)
 - 17 *Modernisering Maasroute Nota Knelpunten, Julianakanaal/Tweebaksduwvaart*, nr MMJK-N-94.002, februari 1994, Rijkswaterstaat directie Limburg in samenwerking met Bouwdienst en Adviesdienst verkeer en vervoer
 - 18 Vries, J. de, *Beoordeling uitvoeringstechniek verbreding Bocht van Elsloo; project Julianakanaal tweebaksduwvaart*, MEMO JV-M-94010, 3 juni 1994
 - 19 Stoutjesdijk, T., M. de Groot en J. Lindenberg, *Tekst voor artikel "Oever-, dijk- en plaatvallen"*, 1994; Grondmechanica Delft, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
 - 20 Heemstra, J., T. Stoutjesdijk, C. Swart en M. de Groot, *Concept-artikel "Zijn zandwinputten bodemloos ?"*, 1994; Grondmechanica Delft
 - 21 *Nota Maatregelen Project Modernisering Maasroute Julianakanaal/tweebaksduwvaart*, nr MAJUL-N-94.019, september 1994; Ministerie van verkeer en waterstaat, Directoraat-generaal Rijkswaterstaat, Directie Limburg in samenwerking met Bouwdienst en Adviesdienst verkeer en vervoer
-

LIJST MET BIJLAGEN

Bijlage	Onderwerp
1	CEMT-klasificatie 1992
2	Grondboringen
3	Isohypsens kaart gemeente Stein
4	Stabiliteitsberekening met MSTAB volgens de methode van Bishop
5	Berekening van de benodigde diepte en breedte van een kanaal bij ontmoetingen van klasse V schepen
6a	Dwarsprofielen van het verbreedde kanaalvak (R-as = 600 m.; Bmin = 113 m.) ingetekend in de huidige dwarsdoorsneden
6b	Dwarsprofielen van het verbreedde kanaalvak (R-as = 935 m.; Bmin = 84.5 m.) ingetekend in de huidige dwarsdoorsneden
6c	Dwarsprofielen van het verbreedde kanaalvak (R-as = 600 m.; Bmin = 60 m.) ingetekend in de huidige dwarsdoorsneden
7	Globale ontwerpberekening van een aquaduct geschikt voor 2 richtings tweebaksduwvaart (Klasse Vb)

BIJLAGE 1 CEMT-KLASSIFICATIE

ECMT / CEMT CLASSIFICATION PROPOSAL 1992

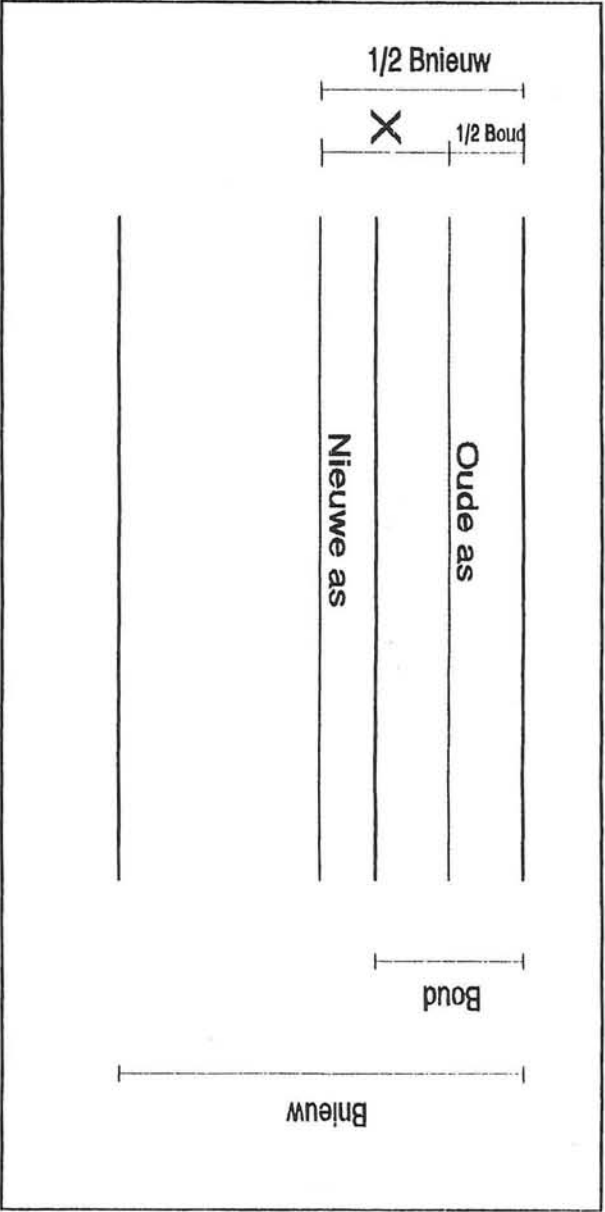
Bijlage 1

Type des voies navigables Type of inland waterways	Classes de voies navigables Classes of navigable waterways	Automoteurs et chalands Motor vessels and barges					Convois poussés Pushed convoys					Hauteur minimale sous les ponts Minimum height under bridges	Symboles graphiques sur les cartes Graphical symbols on maps	
		Type de bateaux: caractéristiques générales Type of vessel: générales characteristics					Type de convoi- Caractéristiques générales Type of convoy- Générales characteristics							
		Dénomination Designation	Longueur Length	Largeur Beam	Tirant d'eau Draught	Tonnage Tonnage		Longueur Length	Largeur Beam	Tirant d'eau Draught	Tonnage Tonnage			
(1)		m	m	m (2)	T (3)		m	m	m (2)	T (3)	m (4)			
D'INTÉRÊT RÉGIONAL OF REGIONAL IMPORTANCE	A l'Est de l'Elbe To East of Elbe	I	Péniche Barge	38.50	5.05	1.80 - 2.20	250 - 400						4.00	
		II	Kast - Campinole Campine - Barge	50 - 55	6.60	2.50	400 - 650						4.00 - 5.00	
		III	Gustav Koenings	67 - 80	8.20	2.50	650 - 1000						4.00 - 5.00	
		I	Grosse Finow	41	4.70	1.40	180						3.00	
		II	Barka Motorowa 500	57	7.50 - 9.00	1.60	500 - 630						3.00	
		III	(5)	67 - 70	8.20 - 9.00	1.60 - 2.00	470 - 700		118 - 132	8.230 - 9.00	1.60 - 2.00	1000 - 1200	4.00	
D'INTÉRÊT RÉGIONAL OF INTERNATIONAL IMPORTANCE	A l'Ouest de l'Elbe To West of Elbe	IV	Johann Welker	80 - 85	9.50	2.50	1000 - 1500		85	9.50	2.50 - 2.80	1250 - 1450	5.25 ou/ou 7.00 (6)	
		Va	Grands Rhénans Large Rhine Vessels	95 - 110	11.40	2.50 - 2.80	1500 - 3000		95 - 110 (7)	11.40	2.50 - 4.50	1600 - 3000	5.25 ou/ou 7.00 ou/ou 9.10	
		Vb							172 - 185(7)	11.40	2.50 - 4.50	3200 -		
		Via							95 - 110 (7)	22.80	2.50 - 4.50	3200 - 6000	7.00 ou/ou 9.10 (6)	
		Vtb	(8)	140	15.00	3.90			185 - 195(7)	22.80	2.50 - 4.50	6400 - 12000	7.00 ou/ou 9.10 (6)	
		Vtc							270 - 280 (7) 193 - 200 (7)	22.80 33.00 - 34.20 (7)	2.50 - 4.50 2.50 - 4.50	9600 - 18000 9600 - 18000	9.10 (6)	
		VII (9)							285 195 (7)	33.00 34.20 (7)	2.50 - 4.50	14500 - 27000	9.10	

BILAGE 1

CEMT-KLASSIFIKATION

BIJLAGE 2 GRONDBORINGEN



figuur 6.2.1 As verschuiving door verbreding

6. ALTERNATIEVEN

6.1 INLEIDING

Met de profielen van vrijeruimte uit het voorgaande hoofdstuk kunnen nu verschillende alternatieven ontwikkeld worden die de bocht bij Elsloo in het Julianakanaal geschikt maken voor tweebaksduwvaart. In dit hoofdstuk zullen 6 alternatieven worden besproken, onderverdeeld in 2 groepen. Dit zijn:

Groep 1: Verbredingen van het huidige kanaal

- 1) Verbreding richting binnenbocht tot een waterspiegelbreedte van 113 m. (ontmoeting Klasse V schepen mogelijk)
- 2) Verbreding richting binnenbocht met vergroting van de straal van de as van het kanaal. (ontmoeting Klasse V schepen mogelijk)
- 3) Verbreden tot profiel voor 2 Klasse IV schepen met verkeersregeling voor alle scheepvaart Klasse.

Groep 2: Aanleg van een aquaduct

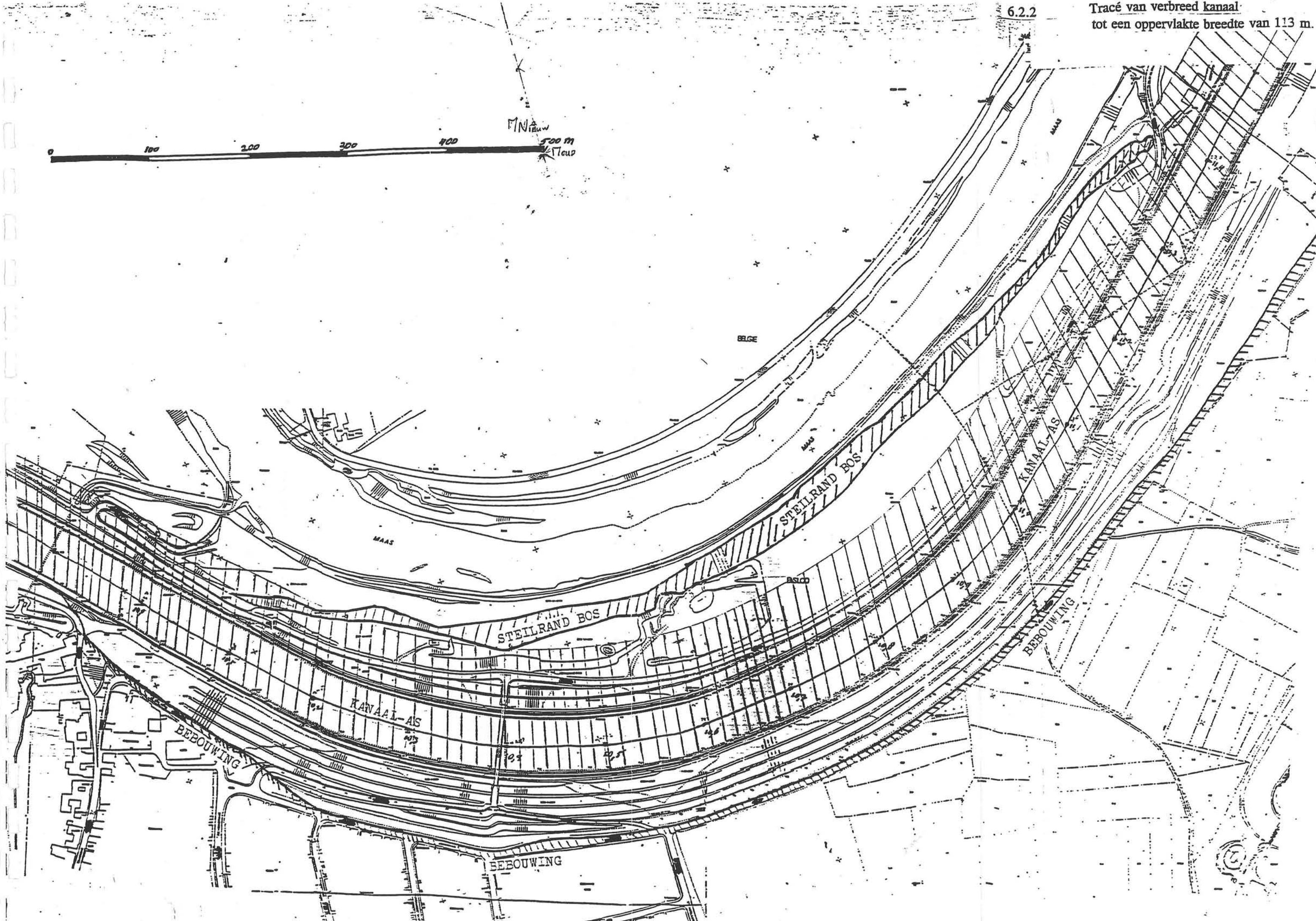
- 4) Aquaduct geschikt voor 2-richtingsverkeer tweebaksduwvaart.
- 5) Aquaduct geschikt voor enkelstrooks vaar verkeer Klasse V met verkeersregeling en dubbelstrooks vaar verkeer voor de overige scheepvaart.
- 6) Aquaduct geschikt voor enkelstrooks vaar verkeer Klasse V met verkeersregeling waarbij de oude bocht verbreed wordt tot het profiel voor 2 Klasse IV schepen.

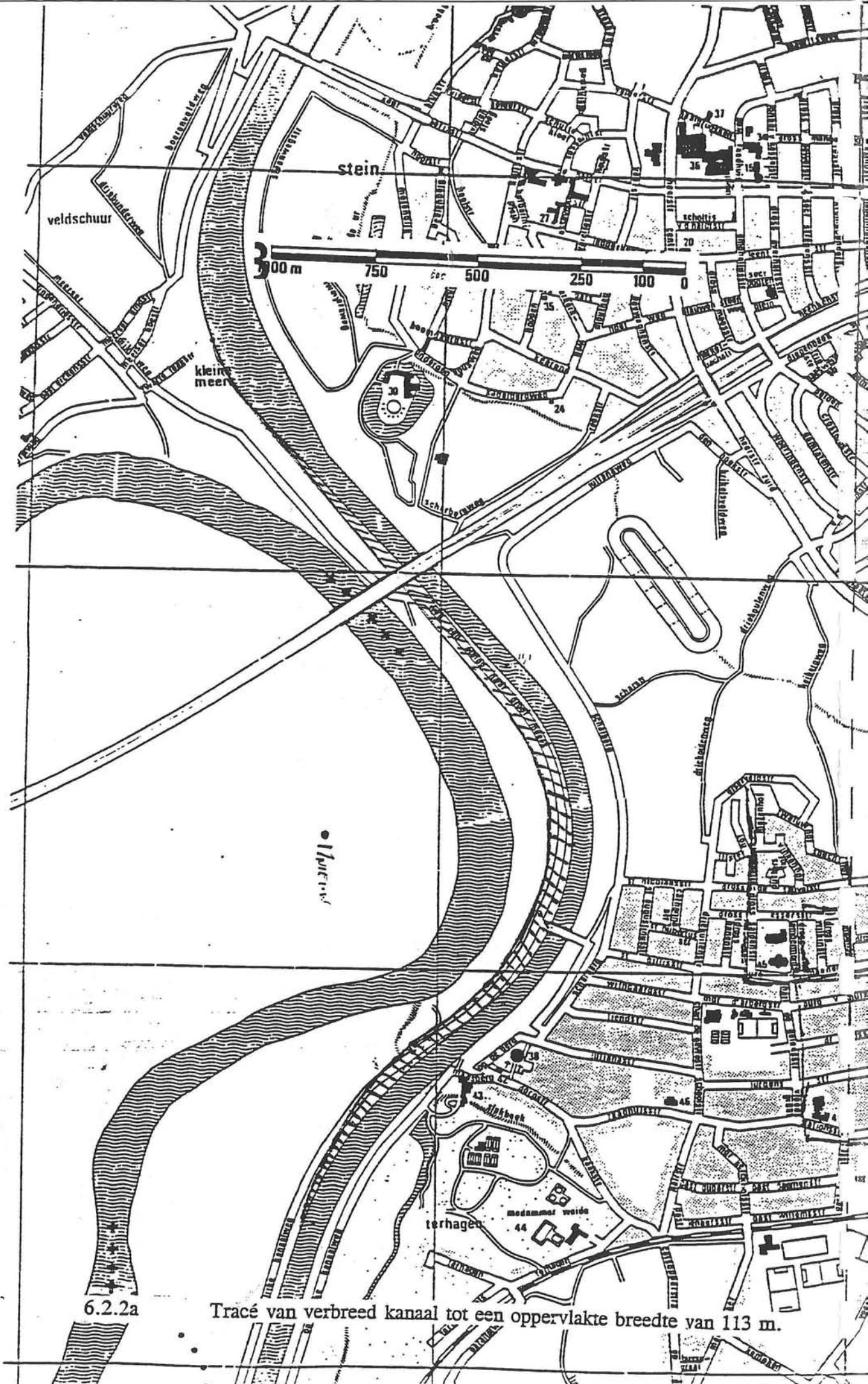
6.2 VERBREIDING VAN HET HUIDIGE KANAAL

6.2.1 Verbreding richting binnenbocht tot een waterspiegelbreedte van 113 m.

In hoofdstuk 5 is bepaald dat bij een bochtstraal van 600 m. een wateroppervlak van minimaal 113 m. breedte noodzakelijk is om een ontmoeting van 2 tweebaksduwkonvoeien toe te staan. Wordt deze verbreding uitsluitend in de richting van de binnenbocht aangelegd, dan verschuift de as van het kanaal (zie figuur 6.2.1) over een afstand van:

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{1}{2} * B_{nieuw} - \frac{1}{2} * B_{oud} \\
 &= \frac{1}{2} * 113 - \frac{1}{2} * 51 \\
 &= 31m.
 \end{aligned}$$





6.2.2a

Tracé van verbreed kanaal tot een oppervlakte breedte van 113 m.

Om de straal gelijk te houden aan de oude bocht moet ook het middelpunt van de bocht over een afstand van 31 m. verschuiven. Indien het middelpunt niet verschoven wordt, wordt de straal kleiner en de benodigde breedte groter.

Door de Commissie Vaarweg Beheerders [Lit. 10] wordt aanbevolen om de overgang van een recht kanaal naar een verbreedde bocht te laten verlopen onder een hoek waarvoor geldt: $\tan \alpha = 1/20$. Dit houdt in dat voor de verbreding van 51 m. naar 113 m. een overgangslengte nodig is van $(113 - 51) * 20 = 1240$ m.

In figuur 6.2.2 is het verloop van de nieuwe verbreedde bocht ingetekend. In bijlage 6a is deze variant ingetekend in de verschillende doorsneden. Op de eerste pagina van deze bijlage is een opsomming gegeven van de verschillende waterspiegelbreedten bij de betreffende km-paal. De kilometrering is terug te vinden in figuur 6.2.2. Op de overige pagina's van de bijlage zijn de huidige (dunne lijn) en de verbreedde (dikke lijn) kanaal doorsneden afgebeeld.

Na intekening in figuur 6.2.2a, blijkt de aansluiting van de nieuwe bocht op het huidige kanaal in noordelijke richting, in de bocht bij Stein te liggen. Door de verbreding van het overgangsgebied het huidige tracé te laten volgen, zal dit geen extra problemen opleveren.

Voor de inpassing van dit alternatief zijn een aantal aanpassingen noodzakelijk :

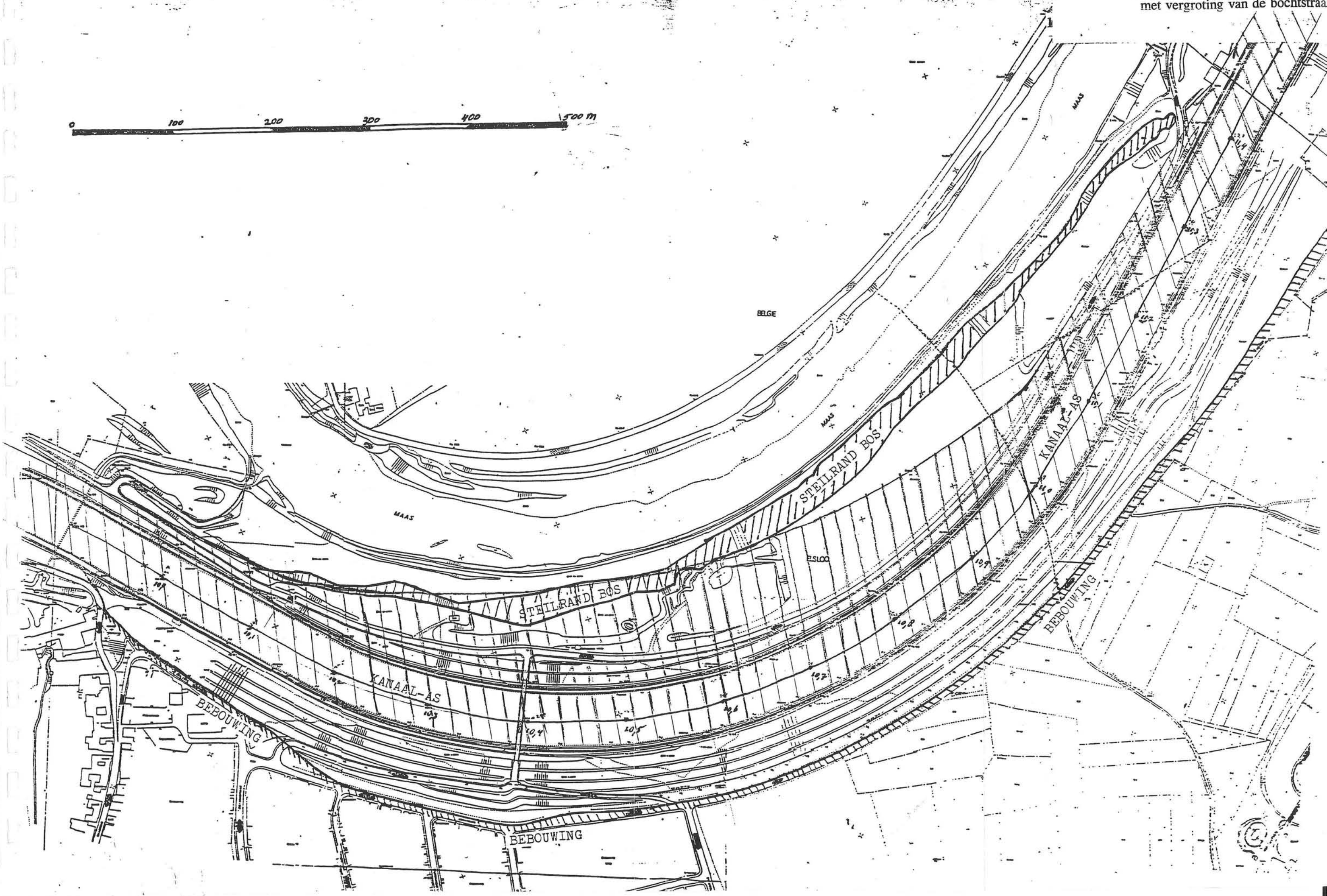
- 1) In figuur 6.2.2 is te zien, dat de binnenbocht oever van het nieuwe kanaal door het steilrandbos loopt. Dit is echter de positie van de oever van het kanaal op een hoogte van N.A.P. + 44 m. Het bos bevindt zich daarentegen op een hoogte van N.A.P. + 62 m. Om het bos zoveel mogelijk te sparen zal een speciale grondkerende constructie zoals damwand of Terre Armée nodig zijn. Een variant is om de oever in plaats van een steile wand als een talud uit te voeren. Hierdoor gaat een groter deel van het bos verloren doordat de heuvel met het bos afgegraven moet worden, maar kan waarschijnlijk op financieel gebied een grote besparing opleveren.
- 2) De ondersteuning van rijksweg A76 tussen de Maas en het Julianakanaal zal moeten worden verplaatst, omdat deze binnen het nieuwe kanaal-profiel valt. Of dit bezwaarlijk is hangt af van de brug- en funderingsconstructie.
- 3) De weg op de westelijke oever tussen Geulen a/d Maas en Meers bevindt zich binnen het nieuwe kanaal-profiel. Daar deze verbinding gehandhaafd moet worden, zal de weg aan de west zijde van het Steilrandbos, op de oostelijke Maasoever komen te liggen. Deze nieuwe weg moet hoog genoeg liggen om bij hoog water in de Maas zoals in de winters van 1993/94 en 94/95 niet onder te lopen. Dit verhoogd aanleggen van de weg zal ten koste gaan van een gedeelte van het bos. Wordt voor behoud van het nog resterende bos gekozen, dan is de kans aanwezig dat de weg in de winter maanden onbruikbaar is door overstroming.

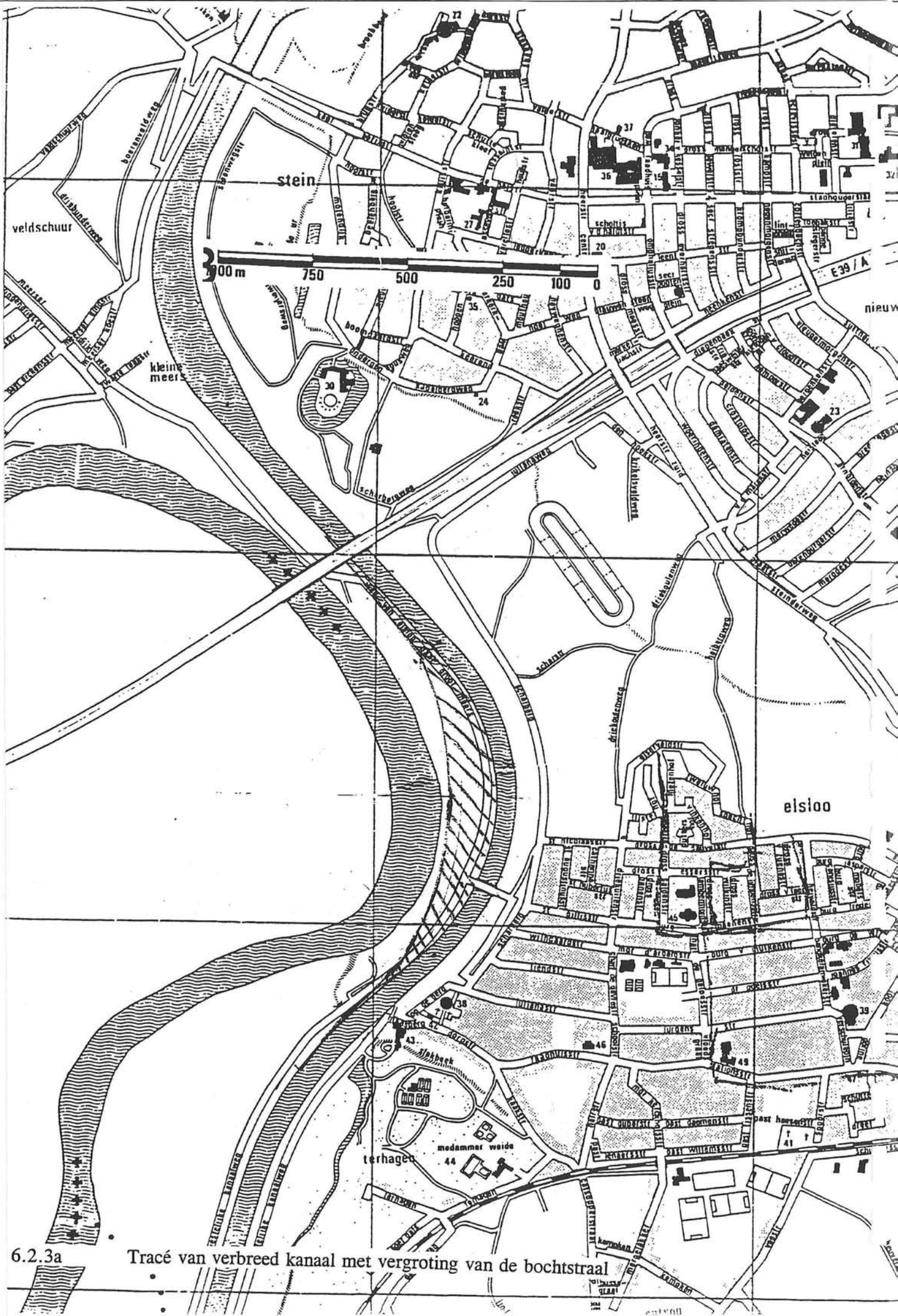
- 4) De brug over het kanaal ter plaatse van km-paal 10.4 zal verplaatst of vervangen moeten worden. De huidige plaats van het landhoofd op de westelijke oever bevindt zich binnen het nieuwe kanaalprofiel. Ook de overspanning van 79 m. is te klein om de verbreedde bocht te overspannen.
- 5) De duiker onder het kanaal ter hoogte van km-paal 9.9 zal moeten worden verlengd. Deze duiker is onderdeel van het drainage systeem van het kanaal en loost het water van de drainage leiding op de Maas.
- 6) Indien de kans op zettingsvloeiing aanwezig is, moet het graven van de verbreding uiterst voorzichtig plaats vinden. Vooral bij het aanbrengen van damwanden, dat veel trillingen in de grond veroorzaakt, is de kans groot dat een zettingsvloeiing daadwerkelijk optreedt. Het is bekend dat een kleine trilling een zettingsvloeiing in kan leiden. Vooral na zware regenbuien kan het voorkomen dat de verwekingsgevoelige lagen verzadigd zijn, doordat het regenwater snel door de kiezelhoudende grond zakt en in de lagen zeer fijn losgepakt zand blijft hangen. Vooral in een periode tijdens en na regenbuien is voorzichtigheid geboden. Bij de aanwezigheid van zettingsvloeiing zou een oplossing zijn om steeds een klein stukje af te graven en vervolgens direct de wand te realiseren. De wand moet zogenaamd met de ingraving meezakken.

Het bouwproces zal als volgt worden uitgevoerd :

De werkzaamheden ten behoeven van het vervangen van de brug, de verplaatsing van de weg en de peiler van de A76 en het verlengen van de duiker dienen gereed te zijn alvorens met het graven van de verbreding begonnen kan worden.

De verbreding van dit alternatief kan in den droge gerealiseerd worden, door te beginnen met een damwandscherm aan te brengen in de westelijke oever van het huidige kanaal. Bij de aanwezigheid van zettingsvloeiing kan deze afdichting verkregen worden door de oever te injecteren met Waterglas. Na het vervaardigen van de verbreding dient de bodem waterdicht gemaakt te worden. Vervolgens wordt de verbreding onder water gezet met water uit de Maas om te voorkomen dat het waterpeil in de bocht te laag zou worden bij het verbinden van de kanaaldelen. Als laatste kan de damwand verwijderd worden waarna de bochtverbreding gerealiseerd is zonder al te veel overlast voor het vaarverkeer. Bij lekkage over de aansluiting van de 2 delen kan hier nog een laagje asfalt over gestort worden of de bodem kan geïnjecteerd worden.





6.2.3a

Tracé van verbreed kanaal met vergroting van de bochtstraal

6.2.2 Verbreding richting binnenbocht met vergroting van de straal van de as van het kanaal

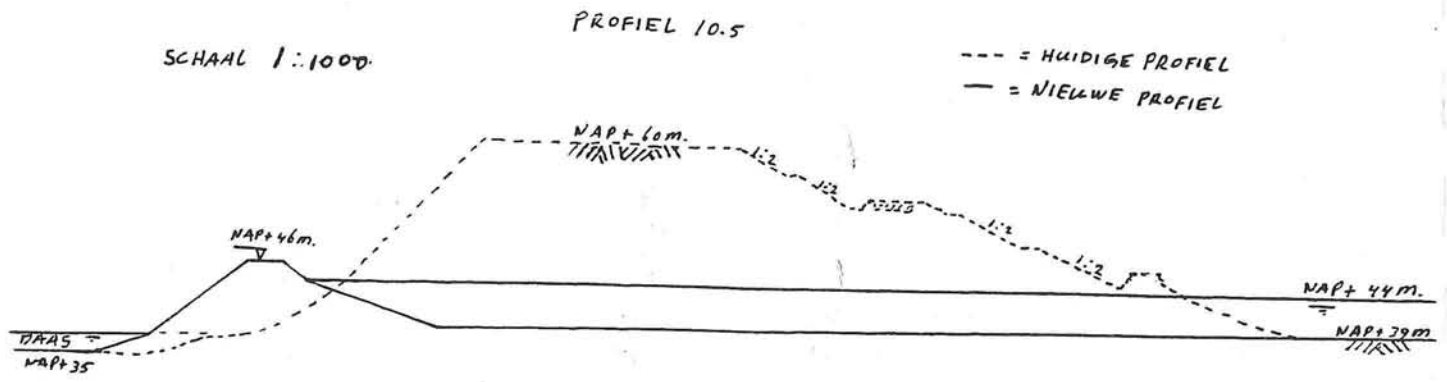
Door de bochtstraal groter te maken, wordt de benodigde verbreding kleiner en is ook het overgangsgebied korter. Hierdoor kan het probleem van de ondersteuning van de rijksweg A76 uit het vorige alternatief worden ontweken. Aangenomen wordt dat ter plaatse van de pijler tussen het huidige kanaal en de pijler nog een ruimte van ± 15 m. over is. Op deze plek is zo doende een verbreding van 15 m. mogelijk zonder dat de pijler verschoven moet worden. Verloopt het overgangsgebied weer over een hoek waarvoor geldt dat $\tan \alpha = 1/20$ dan is er $20 \cdot 15 = 300$ m. nodig om een verbreding van 15 m. te realiseren. Om een goede overgang naar de bocht te krijgen, is vanaf de pijler nog eens 370 m. nodig alvorens de echte bocht kan beginnen. De verbreding in de bocht is dan $(370 + 300)/20 = 33.5$ m. waardoor de totale breedte op N.A.P. + 44 m. gelijk wordt aan $51 + 33.5 = 84.5$ m. Deze breedte is voldoende voor 2 elkaar passerende tweebakduwkonvooien mits de bochtstraal groter is dan 935 m. De verplaatsing van de as van het kanaal is ter plaatse van de overgang van het overgangsgebied naar de bocht gelijk aan :

$$\begin{aligned} x &= \frac{1}{2} * B_{nieuw} - \frac{1}{2} * B_{oud} \\ &= \frac{1}{2} * 84.5 - \frac{1}{2} * 51 \\ &= 16.75m. \end{aligned}$$

Door de grotere bochtstraal zal de binnenbocht flauwer lopen dan de huidige bocht. Wordt er aan de buitenbocht niets gedaan, dan zal de verbreding in het midden van de bocht groter zijn dan de benodigde 84.5 m. Na intekening in figuur 6.2.3 bleek deze breedte 167 m. te zijn. In figuur 6.2.3 en 6.2.3a is het verloop van de nieuwe verbreedde bocht ingetekend. In bijlage 6b is deze variant ingetekend in de verschillende doorsneden. Ook nu is de huidige doorsnede weergegeven met een dunne lijn en de verbreedde doorsnede met een dikke lijn. In figuur 6.2.3b is het nieuwe profiel voor het breedste gedeelte met de aansluiting op het Maasprofiel aangegeven.

Ook bij dit alternatief zijn er weer de nodige aanpassingen in het gebied noodzakelijk :

- 1) Een groot deel van het Steilrandbos wordt doorsneden door de binnenbocht van het kanaal. Hier zal een verticale grondkerende wand nodig zijn om zoveel mogelijk bos te sparen. Bij km-paal 10.5 (zie figuur 6.2.3b) zal het hele bos weggegraven moeten worden om de verbreding tot stand te brengen. Omdat het kanaal hoger ligt dan het Maas-peil wordt een dijk naast het kanaal gelegd. De teen van deze dijk bevindt zich binnen het huidige profiel van de maas, zodat deze een kleiner doorstroomprofiel heeft. Bij het ontwerp van de dijk zal hiermee rekening gehouden moeten worden. Ook hier kan vermoedelijk geld bespaard worden door de oever inplaats van een steile wand onder een talud te maken, waardoor een nog groter deel van het bos verloren gaat doordat de heuvel met het bos afgegraven wordt.



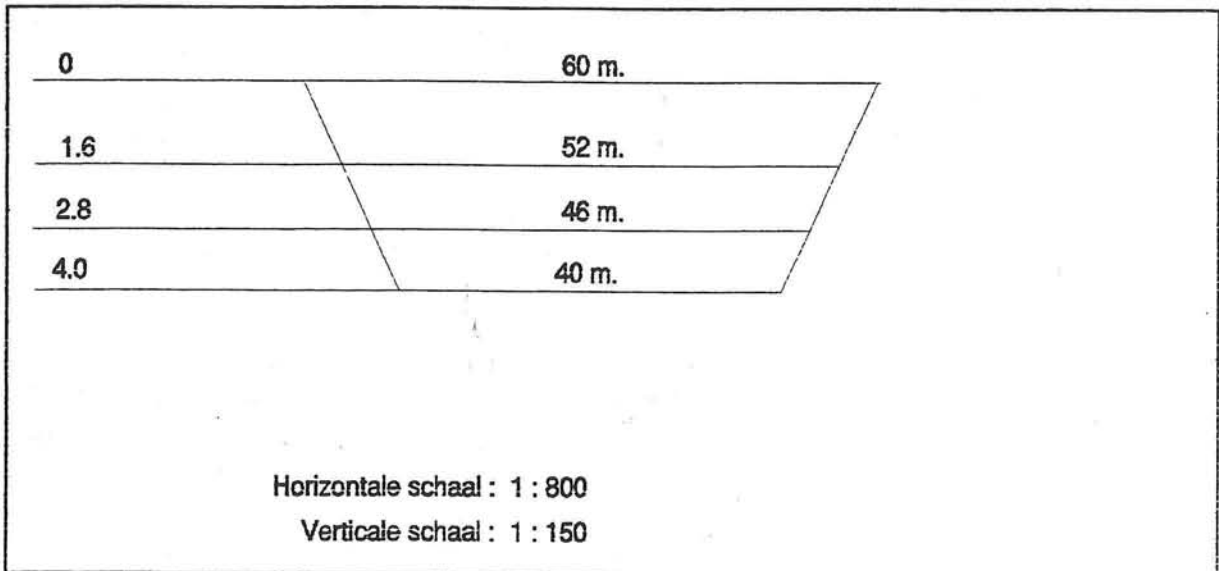
Figuur 6.2.3b

Inpassing van verbreedprofiel in huidige situatie

- 2) De ondersteuning van rijksweg A76 tussen de Maas en het Julianakanaal kan bij dit alternatief blijven staan. Wel zal er een bescherming om de pijler aangebracht moeten worden om de pijler te beschermen tegen golfaanval van scheepsschroeven enz. Ook moet er aandacht worden besteed aan de stabiliteit van de pijler nu deze op de rand van het kanaal staat.
- 3) De weg op de westelijke oever tussen Geulen a/d Maas en Meers bevindt zich voor een heel groot deel binnen het nieuwe kanaal-profiel. Indien deze verbinding gehandhaafd moet worden, zal de weg aan de west zijde van het Steilrandbos, op de oostelijke Maasoever komen te liggen. Deze nieuwe weg moet hoog genoeg liggen om bij hoog water in de Maas zoals in de winters van 1993/94 en 94/95 niet onder te lopen. Dit verhoogd aanleggen van de weg zal ten koste gaan van een gedeelte van het bos. Wordt voor behoud van het nog resterende bos gekozen, dan is de kans aanwezig dat de weg in de winter maanden onbruikbaar is door overstroming.
- 4) De brug over het kanaal ter plaatse van km-paal 10.4 zal verplaatst of vervangen moeten worden. De huidige plaats van het landhoofd op de westelijke oever bevindt zich binnen het nieuwe kanaalprofiel. Ook de overspanning van 79 m. is te klein om de verbreedde bocht te overspannen.
- 5) De duiker onder het kanaal ter hoogte van km-paal 9.9 zal moeten worden verlengt. Deze duiker is onderdeel van het drainage systeem van het kanaal en loost het water van de drainage leiding op de Maas.
- 6) Ook bij dit alternatief moet voorzichtig omgegaan worden met het heien van damwanden, indien de kans op zettingsvloeiing aanwezig is. Een met de ingraving "meegroeijende" wand zou ook hier een oplossing zijn.

De Uitvoering van dit alternatief zal als volgt plaatsvinden :

Om zoveel mogelijk hinder voor het wegverkeer te voorkomen zal in begonnen moeten worden met het aanleggen van de nieuwe weg aan de westzijde van het bos en de verplaatsing van de brug over het kanaal. Vervolgens dient de bescherming rondom de pijler van de rijksweg aangebracht te worden, alvorens met de realisatie van de verbreding kan worden begonnen. Deze verbreding kan in den droge worden gegraven als begonnen wordt met het aanbrenge van een waterdicht scherm (damwand of waterglas) in de westelijke oever van het huidige kanaal. Na het graven, het waterdicht maken van de bodem en het onderwater zetten van de verbreding kan dit scherm verwijderd worden en is het werk af. Bij lekkage van de aansluiting kan deze nog dicht gestort worden met asfalt of geïnjecteerd.



figuur 6.2.4 Profiel van vrijruimte voor ontmoeting van 2 Klasse IV schepen

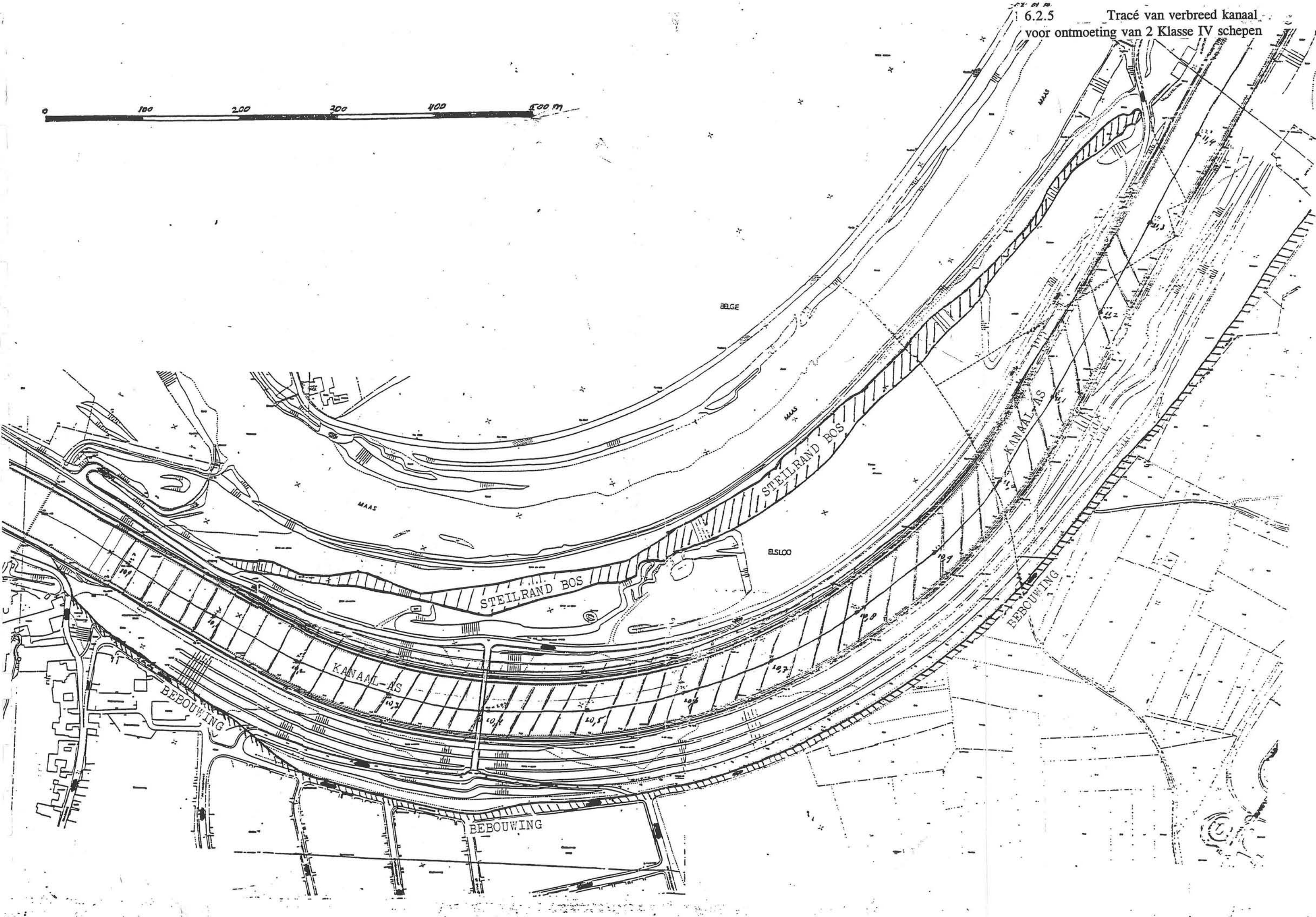
6.2.3 Verbreden tot profiel voor 2 Klasse IV schepen met verkeersregeling voor alle scheepvaart Klasse

Bij dit alternatief blijft de bochtstraal 600 m. en wordt het huidige kanaal verbreed tot een totale breedte van 60 m. op N.A.P. + 44 m. De verbreding bedraagt zodoende $(60 - 51) = 9$ m. en het overgangsgebied is $9 * 20 = 180$ m. De verschuiving van de as in de bocht bedraagt:

$$\begin{aligned} x &= \frac{1}{2} * B_{nieuw} - \frac{1}{2} * B_{oud} \\ &= \frac{1}{2} * 60 - \frac{1}{2} * 51 \\ &= 4.5m. \end{aligned}$$

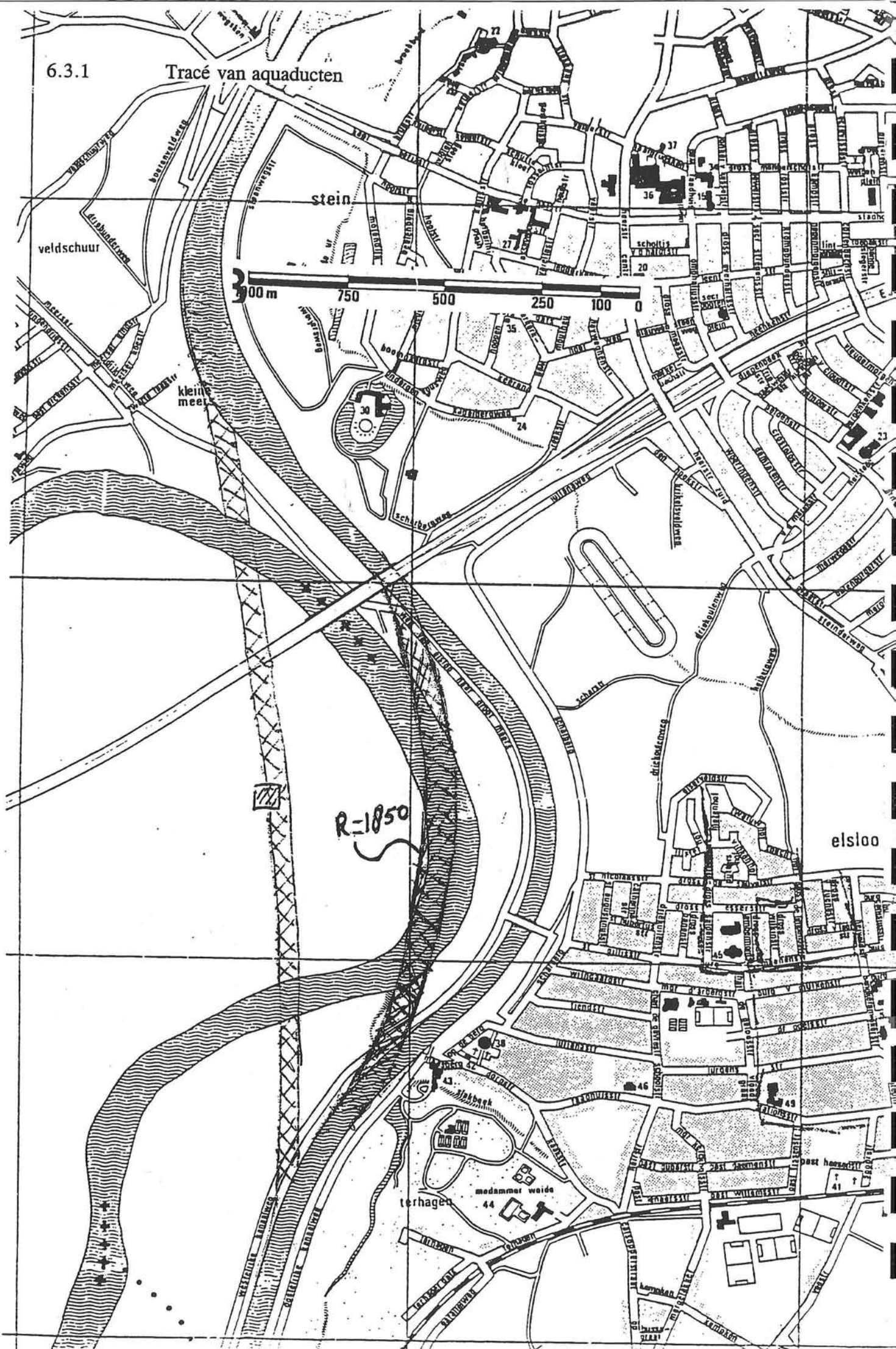
Het profiel van vrije ruimte wat bij dit alternatief wordt gebruikt staat afgebeeld in figuur 6.2.4. In figuur 6.2.5 is de loop van het nieuwe kanaal geschetst. De nieuwe binnen oever ligt net ten westen van de huidige dijk. Hierdoor zijn de benodigde aanpassingen zeer gering. De westelijke oever is zo gekozen dat de maximale breedte van het kanaal gelijk wordt aan 63 m. Dit is de breedte die beschikbaar is zonder dat het landhoofd op de westelijke oever van de brug bij km-paal 10.4 aangepast dient te worden. De verbeteringen t.o.v. de voorgaande alternatieven zijn:

- 1) Er is geen schade aan het steilrandbos als de overgang van de nieuwe doorsnede naar de oude doorsnede m.b.v. een verticale wand gemaakt kan worden (zie bijlage 6c. De dunne lijnen geven het huidige profiel weer, de dikke lijn is het verbreedde kanaal). Ook bij toepassing van een talud van 1 : 2 over de gehele hoogte zal de schade aan het bos beperkt blijven.
- 2) De ondersteuning van rijksweg A76 tussen de Maas en het Julianakanaal kan bij dit alternatief blijven staan. Door de zeer korte overgangslengte van 180 m. bij dit alternatief is het huidige kanaal op deze plaats breed genoeg.
- 3) De weg op de westelijke oever tussen Geulen a/d Maas en Meers bevindt zich bij de toepassing van een verticale wand buiten het nieuwe kanaal-profiel zodat hier geen aanpassingen noodzakelijk zijn. Indien een talud gebruikt wordt dan zal de weg een aantal meters in westelijke richting opschuiven maar nog steeds aan de oostzijde van het bos blijven liggen.
- 4) De brug over het kanaal ter plaatse van km-paal 10.4 kan blijven liggen. De huidige overspanning van 79 m. is groot genoeg om de verbreedde bocht te overspannen.



6.3.1

Tracé van aquaducten



stein

veldschuur

kleine
meer

R=1850

modammer woide

terhagen

elsloo



- 5) De duiker onder het kanaal ter hoogte van km-paal 9.9 valt buiten het te verbreden gebied zodat ook hier geen aanpassingen noodzakelijk zijn.
- 6) Ook bij dit alternatief moet voorzichtig omgegaan worden met het heien van damwanden, indien de kans op zettingsvloeiing aanwezig is. Een met de ingraving "meegroeïende" wand zou een oplossing zijn. Het te overbruggen hoogte verschil is echter veel kleiner dan in de voorgaande alternatieven zodat de wand makkelijker te realiseren is.

Een verslechtering t.o.v. de vorige alternatieven is dat er bij dit alternatief een verkeersregeling noodzakelijk is. De aangepaste bocht is namelijk niet breed genoeg om 2 Klasse V schepen tegelijkertijd door te laten varen. De bocht is zelfs zo smal dat er geen enkel ander schip in de bocht aanwezig mag zijn als een Klasse V schip de bocht passeert. Dit kan gerealiseerd worden door alle schepen te verplichten om zich te melden via de mobilfoon voordat ze de bocht in varen. Het Klasse V schip moet wachten tot de bocht leeg is voordat hij door mag varen. Is er een Klasse V schip in de bocht aanwezig, dan moeten de andere schepen wachten. Voor dit wachten zullen in het kanaal "wachtplaatsen" gemaakt moeten worden.

De uitvoering van dit alternatief gebeurt ook in den droge. Net als de voorgaande alternatieven wordt allereerst een damwand geslagen die aansluit op de huidige bodem van het kanaal. Na het maken van het te verbreden gedeelte wordt de damwand weer verwijderd.

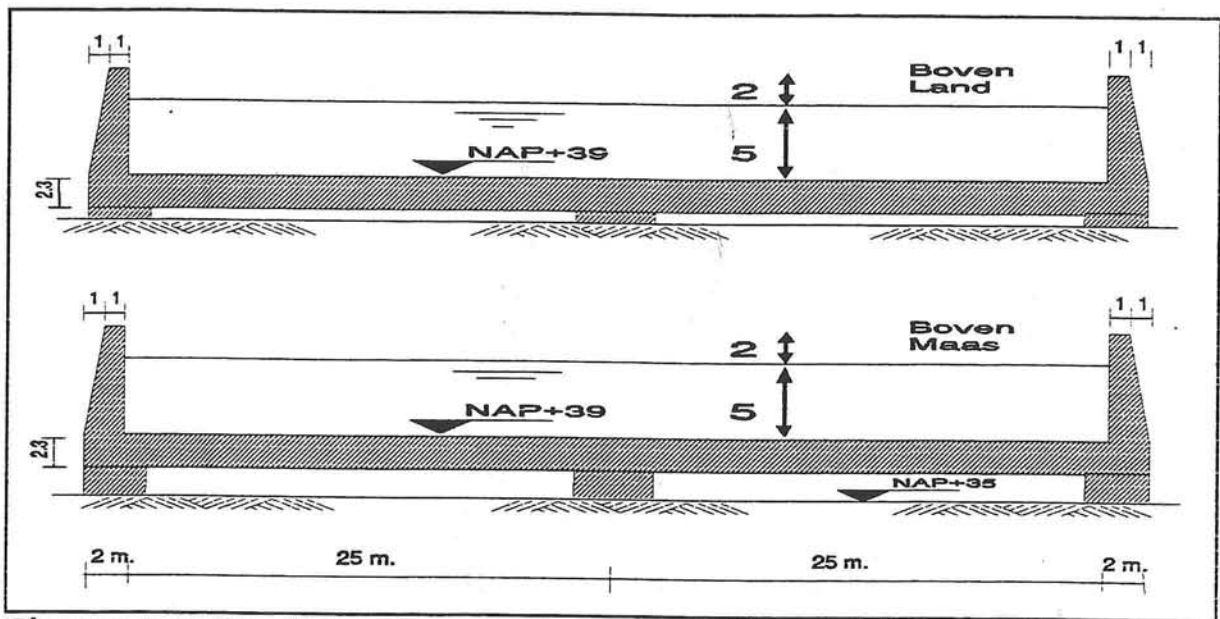
6.3 AANLEG VAN EEN AQUADUCT

6.3.1 Aquaduct geschikt voor 2-richtingsverkeer tweebaksduwvaart

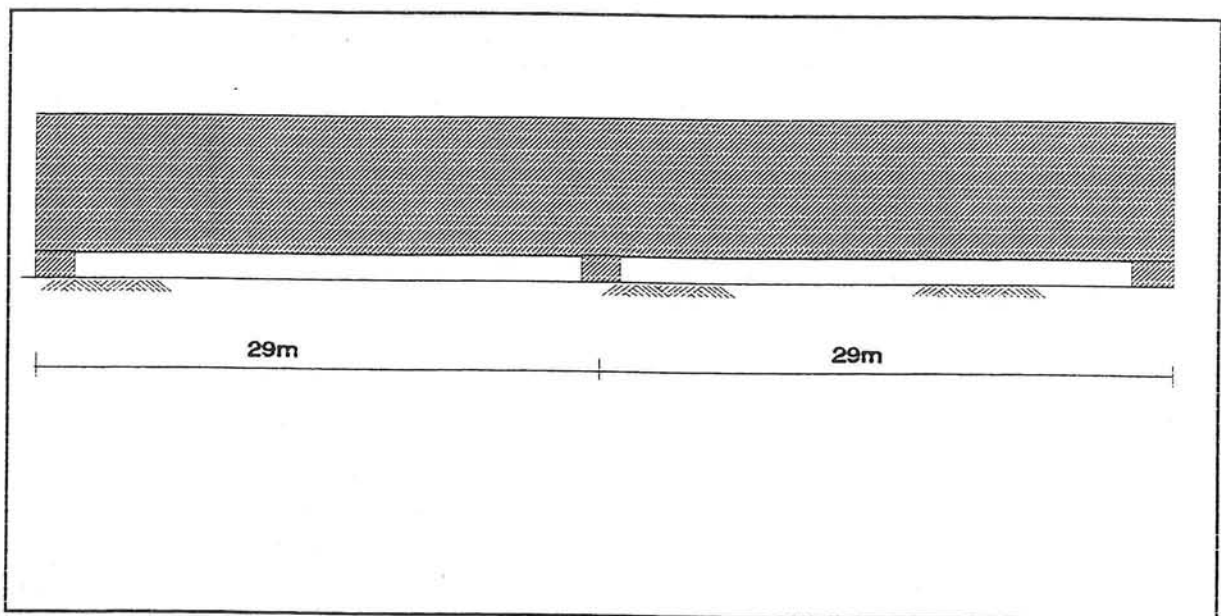
In eerste instantie wordt dit Aquaduct zo recht mogelijk aangelegd. Dit houdt in dat het kanaal over de Maas heen gevoerd moet worden en vervolgens op Belgisch grondgebied staat (zie figuur 6.3.1). Bij dit afstudeerwerk is er van uit gegaan dat dit geen onoverkomelijk probleem is, en dat de Belgische regering bereid is om mee te werken. De Commissie Vaarweg Beheerders [Lit. 10] stelt dat voor een bochtstraal $> 10 L$ geen extra verbreding noodzakelijk is. Voor tweebaksduwvaart is dit het geval bij een bochtstraal van 1850 m. Door het zo recht mogelijk aanleggen van het aquaduct is de bochtstraal groter dan 1850 m. en is de benodigde breedte van het kanaal op elke diepte gelijk aan:

$$\begin{aligned}
 B_{\text{kanaal}} &\approx (2 * (1.4 + 0.6) + 0.2) * B_{\text{boot}} \approx 4.4 * B_{\text{boot}} \\
 &\approx 4.2 * B_{\text{boot}} \approx 4.4 * B_{\text{boot}} \\
 &\approx 4.4 * 11.4 \\
 &\approx 50\text{m.}
 \end{aligned}$$

Om wateroverslag door golven te voorkomen, worden de wanden van het aquaduct, net als de huidige dijken langs het kanaal, 2 m. hoger dan het KP. De wanden zijn dan 7 m.



figuur 6.3.2a Dwarsdoorsneden aquaduct geschikt voor ontmoetingen van Klasse V schepen



figuur 6.3.2b Zijaanzicht aquaduct geschikt voor ontmoetingen van Klasse V schepen

hoog. De dwarsdoorsnede van het aquaduct is weergegeven in figuur 6.3.2a. In bijlage 7 wordt m.b.v. voorspanning berekend dat de dwarsdoorsnede van de betonnen bak nog ongescheurd is bij een 2.3 m. dikke vloer die ondersteund wordt door 3 steunpunten. Voor de langsdoorsnede geldt dat de constructie ongescheurd blijft als bij een vloerdikte van 2.3 m. een maximale ondersteuningsafstand van 29 m. wordt aangehouden (zie figuur 6.3.2b). Het aquaduct wordt gecompartmenteerd in 41 compartimenten van elk 58 m. lang.

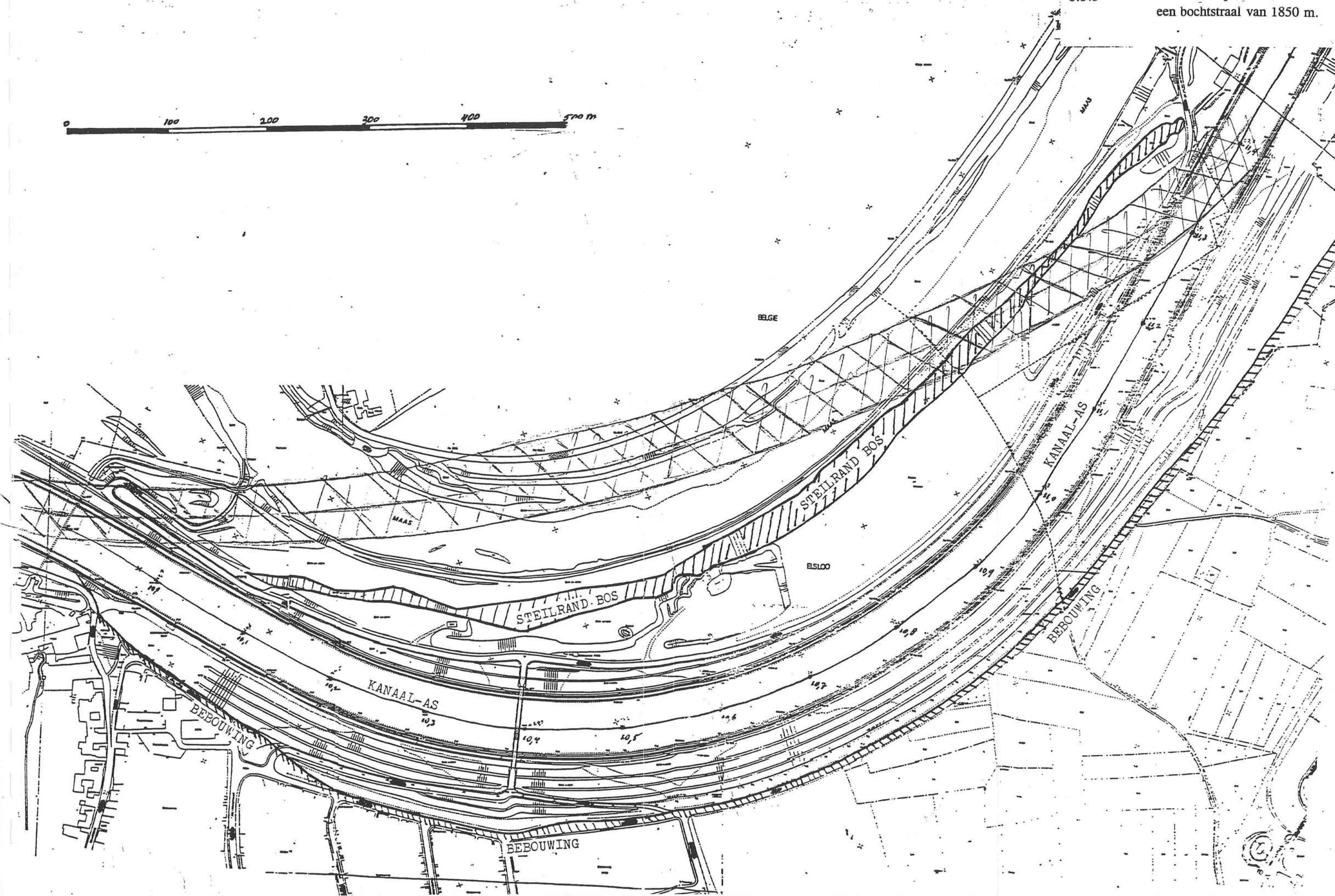
De nadelen van dit alternatief zijn:

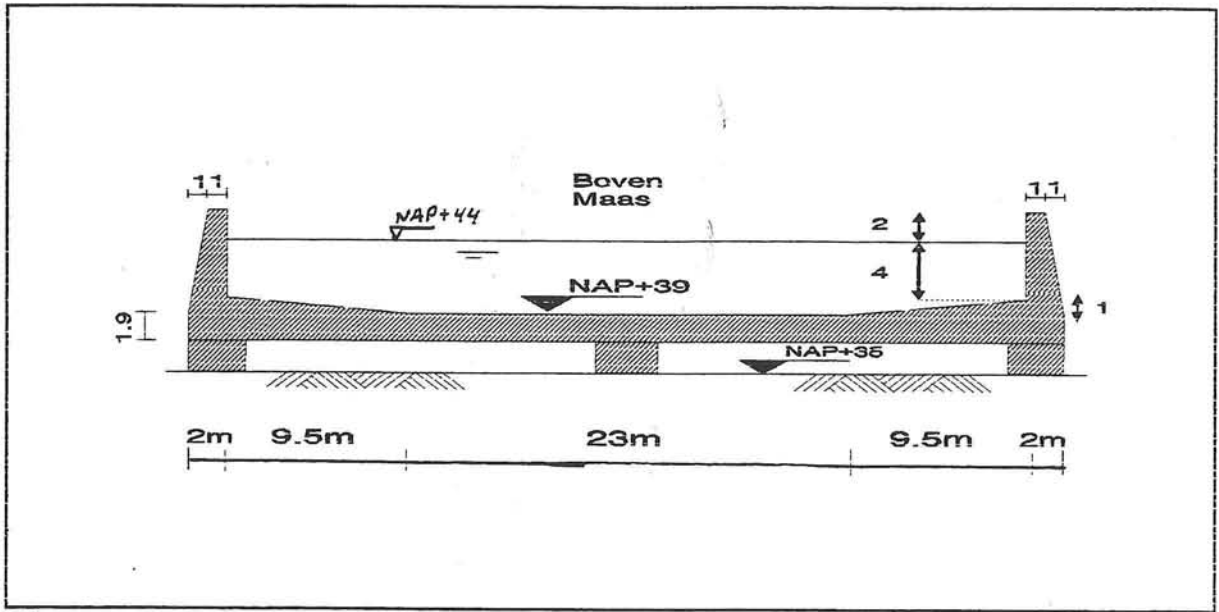
- 1) In figuur 6.3.2 is te zien dat de bodem van het aquaduct ± 1.7 m. boven het maaiveld ligt. Bij een hoge afvoer van de Maas zou het water zich onder het aquaduct door moeten persen wat met grote krachten gepaard gaat. Tevens zal het water tegen het aquaduct opgestuwd worden zodat de waterstand hoger wordt en een groter gebied onder water komt te staan. Door het aquaduct in staal uit te voeren, zal waarschijnlijk met kleinere wand- en vloerdikte volstaan kunnen worden. Het aquaduct blijft echter een obstakel in de Maas bij hoge afvoer.
- 2) De boerderij die zich in de bocht van de Maas op Belgisch grondgebied bevindt zal afgebroken moeten worden.
- 3) De aanlegkosten zijn waarschijnlijk hoger dan de alternatieven in de eerste groep.

De voordelen zijn echter:

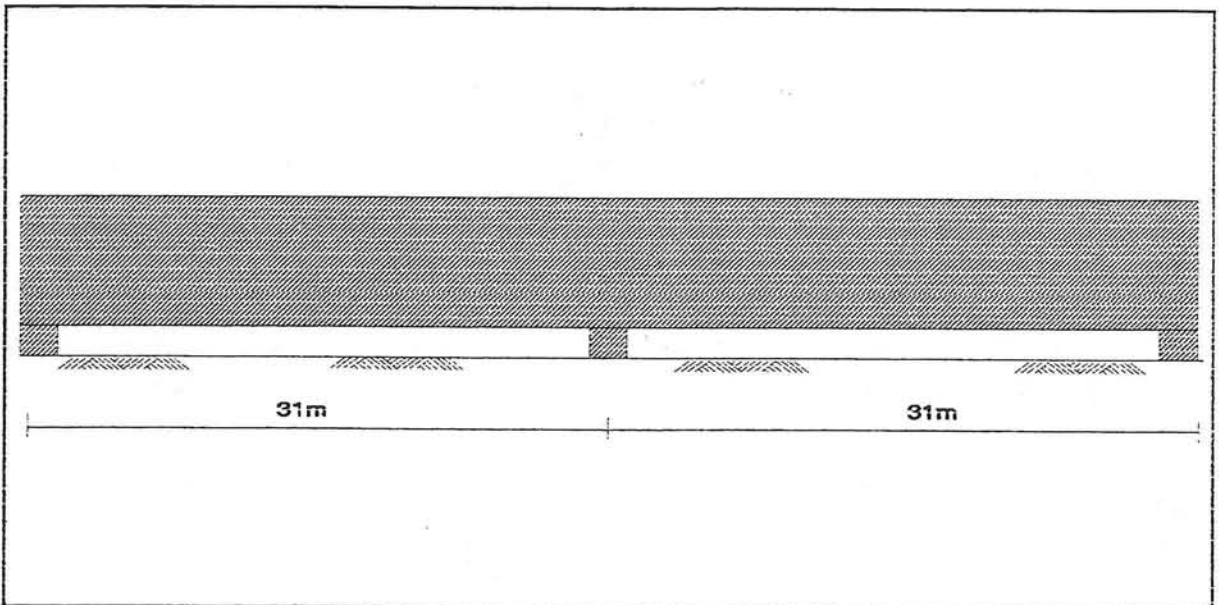
- 1) De overzichtelijkheid in de "bocht" en daarmee de veiligheid wordt veel groter.
- 2) De constructie kan volledig in den droge worden gemaakt zonder dat er extra maatregelen moeten worden getroffen. Geen enkele verkeersstroom heeft last van de aanleg. Ook de kruising met de rijksweg vormt geen problemen. Het aquaduct kan er onderdoor gebouwd worden.
- 3) De schepen hoeven niet op elkaar te wachten zodat de doorstroming beter wordt.
- 4) Het dal van de oude bocht komt vrij van beroepsvaart en kan bij het toekomstige recreatie gebied van de Maasoever met het steilrandbos getrokken worden.
- 5) Het steilrandbos blijft vrijwel ongeschonden.

Indien er een overeenkomst met België gesloten kan worden kan dit alternatief aanzienlijk goedkoper aangelegd worden door de betonnen bak te vervangen door een zandophoging zoals het huidige Julianakanaal aanwezig is buiten de ingraving bij Elsloo. De hoofdstroomgeul van de Maas kan dan met twee aanzienlijk kleinere aquaducten overspannen





figuur 6.3.4a Dwarsdoorsnede aquaduct geschikt voor ontmoetingen van Klasse IV schepen en enkelstrooks verkeer klasse V



figuur 6.3.4b Zijaanzicht aquaduct geschikt voor ontmoetingen van Klasse IV schepen en enkelstrooks verkeer klasse V

worden. De problemen bij een hoge waterafvoer in de Maas worden hierdoor echter nog groter.

Een variant op dit alternatief zou zijn om de constructie de loop van de Maas te laten volgen. Het Aquaduct wordt dan boven de Maas aangelegd (zie figuur 6.3.3). De bochtstraal is dan nog steeds groot genoeg om geen extra verbreding toe te hoeven passen zodat de constructie gehandhaafd kan worden. De te overbruggen lengte wordt op deze manier gereduceerd tot ± 1400 m. wat een aanzienlijke financiële besparing betekent. Bij deze variant zijn slechts 24 compartimenten van elk 58 m. nodig. Tevens bevindt een aanzienlijk kleiner gedeelte van de constructie zich boven belgisch grondgebied zodat ook hier eerder overeenstemming over wordt bereikt. Nog een voordeel t.o.v. het oorspronkelijke alternatief is dat de Maas bij hoge afvoer minder geblokkeerd wordt. De Maas zelf kan op deze lokatie niet meer gebruikt worden voor scheepvaart dan wel recreatie doeleinden. Is men dit echter wel van plan dan kan de hoofdstroomgeul van de Maas in westelijke richting worden verlegd zodat deze weer naast de constructie komt te liggen. Ook hier kan weer op de totale kosten worden bespaard indien het kanaal in een zandophoging wordt aangelegd. Is dit het geval dan dient de loop van de Maas zeker verlegd te worden.

6.3.2 Aquaduct geschikt voor enkelstrooks vaar verkeer Klasse V met verkeersregeling en dubbelstrooks vaar verkeer voor de overige scheepvaart

Bij dit alternatief wordt een aquaduct aangelegd boven de huidige hoofdstroomgeul van de Maas dat geschikt is voor 2-richtingsverkeer Klasse IV schepen en waar Klasse V schepen enkelstrooks doorheen kunnen varen. Om gevaarlijke situaties te voorkomen zal een verkeersregeling aangehouden moeten worden. Er zullen voor het kanaalvak wachtplaatsen gecreëerd moeten worden zodat Klasse V schepen kunnen wachten tot er geen tegemoetkomend verkeer meer is en kleinere schepen totdat Klasse V schepen het kanaalvak verlaten hebben. De controle zou met behulp van camera's en een meldingsplicht voor alle schepen in de haven van Stein plaats kunnen vinden. Doordat de Klasse V schepen nu enkelstrooks door de constructie varen is een ontmoeting van Klasse IV schepen maatgevend geworden. De bochtstraal is groot genoeg om de extra bochtverbreding achterwege te laten, zodat de benodigde breedte tot op een waterdiepte van 4 m. volgt uit:

$$B = 4.4 * B_{\text{Klasse IV}} = 4.4 * 9.5 = 42 \text{ m.}$$

Over de laatste meter (4 m. -> 5 m. waterdiepte) kan de breedte worden verkleind naar 23 m. Dit is de benodigde breedte voor een recht enkelstrooks kanaal voor Klasse V schepen. De benodigde bakafmetingen kunnen op dezelfde manier als in bijlage 7 maar nu voor een breedte van 42 m. worden uitgevoerd. De ontworpen constructie is afgebeeld in figuur 6.3.4. De wanden zijn weer 7 m. hoog i.v.m. overstromen op het moment dat een schip door het kanaal vaart. De vloer heeft nu een minimale dikte van 1.9 m. en wordt ondersteund door 3 steunpunten. In lengte richting zijn 23 compartimenten nodig van elk

62 m. 1 compartiment wordt ondersteund door 3 steunpunten

De nadelen van dit alternatief zijn:

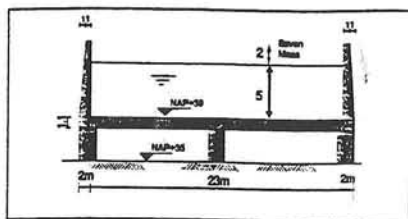
- 1) De bodem van het aquaduct is 40 cm. dunner dan het vorige alternatief zodat de Maas bij hoge afvoer een groter doorstroomprofiel tot zijn beschikking heeft. De constructie blijft echter een obstakel in het doorstroomprofiel van de Maas.
- 2) De constructie bevindt zich voor een gedeelte boven en op belgisch grondgebied zodat hier overleg tussen Nederland en België noodzakelijk is.
- 3) De aanleg kosten zijn waarschijnlijk hoger dan de alternatieven in de eerste groep.
- 4) Er is een speciale verkeersregeling nodig om de grote schepen veilig door het kanaalvak te loodsen.

De voordelen zijn echter:

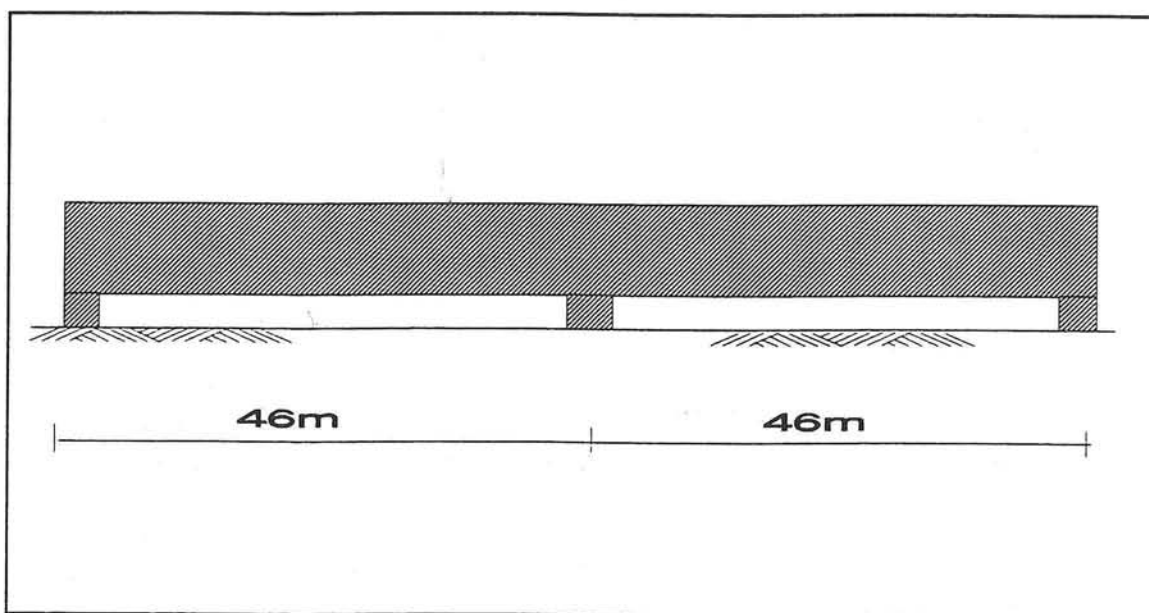
- 1) De overzichtelijkheid in de "bocht" en daarmee de veiligheid wordt veel groter dan die in de huidige bocht mits de verkeersregeling goed wordt nageleefd.
- 2) De constructie kan volledig in den droge worden gemaakt zonder dat er extra maatregelen moeten worden getroffen. Geen enkele verkeersstroom heeft veel last van de aanleg.
- 3) Het dal van de oude bocht komt vrij van beroepsvaart en kan bij het toekomstige recreatie gebied van de Maasoever met het steilrandbos getrokken worden.
- 4) Het steilrandbos blijft vrijwel ongeschonden.

6.3.3 Aquaduct geschikt voor enkelstrooks vaar verkeer Klasse V met verkeersregeling waarbij de oude bocht verbreed wordt tot het profiel voor 2 Klasse IV schepen

Dit alternatief is een combinatie van het alternatief van paragraaf 6.2.3 en een aquaduct. De huidige bocht zal worden verbreed tot een waterspiegel breedte van 60 m. Hierdoor kunnen alle schepen kleiner of gelijk aan Klasse IV schepen ongehinderd de bocht passeren. Tevens wordt er boven het huidige Maasprofiel een aquaduct aangelegd dat breed genoeg is voor enkelstrooks Klasse V schepen. Dit aquaduct kan daardoor een wateroppervlak van $2 * 11.4 = 23$ m. omvatten. Dit wateroppervlak is nog breed genoeg voor ontmoetingen van Klasse I schepen zodat dit aquaduct met een aangepaste verkeersregeling voor alle schepen enkelstrooks gebruikt moet worden waarbij Klasse V



figuur 6.3.5a Dwarsdoorsnede aquaduct geschikt voor enkelstrooks vaarverkeer t/m Klasse Vb



figuur 6.3.5b Zijaanzicht aquaduct geschikt voor enkelstrooks vaarverkeer t/m Klasse Vb

schepen ten alle tijden voorrang krijgen op kleinere schepen om door het aquaduct te varen. De verkeersstromen door de beide kanaal vakken kan gecoördineerd worden vanuit een centraal punt bijvoorbeeld de haven van Stein. Indien de Klasse V schepen zich ruim van te voren melden kan het aquaduct vrijgehouden worden van kleinere schepen zodat de Klasse V schepen niet hoeven te wachten.

De aquaduct-constructie is afgebeeld in figuur 6.3.5. De wanden zijn ook bij dit alternatief 7 m. hoog i.v.m. wateroverslag. De totale breedte bedraagt 27 m. De bodem heeft een minimale dikte van 1.1 m. bij een ondersteuning op 3 steunpunten. In lengte richting is er een ondersteuning nodig om de 46 m. Hierdoor zijn 16 compartimenten nodig van elk 92 m. lang. In figuur 6.3.6. is de ligging van zowel de verbreding van het huidige kanaal als het tracé van het aquaduct weergegeven.

De nadelen van dit alternatief zijn:

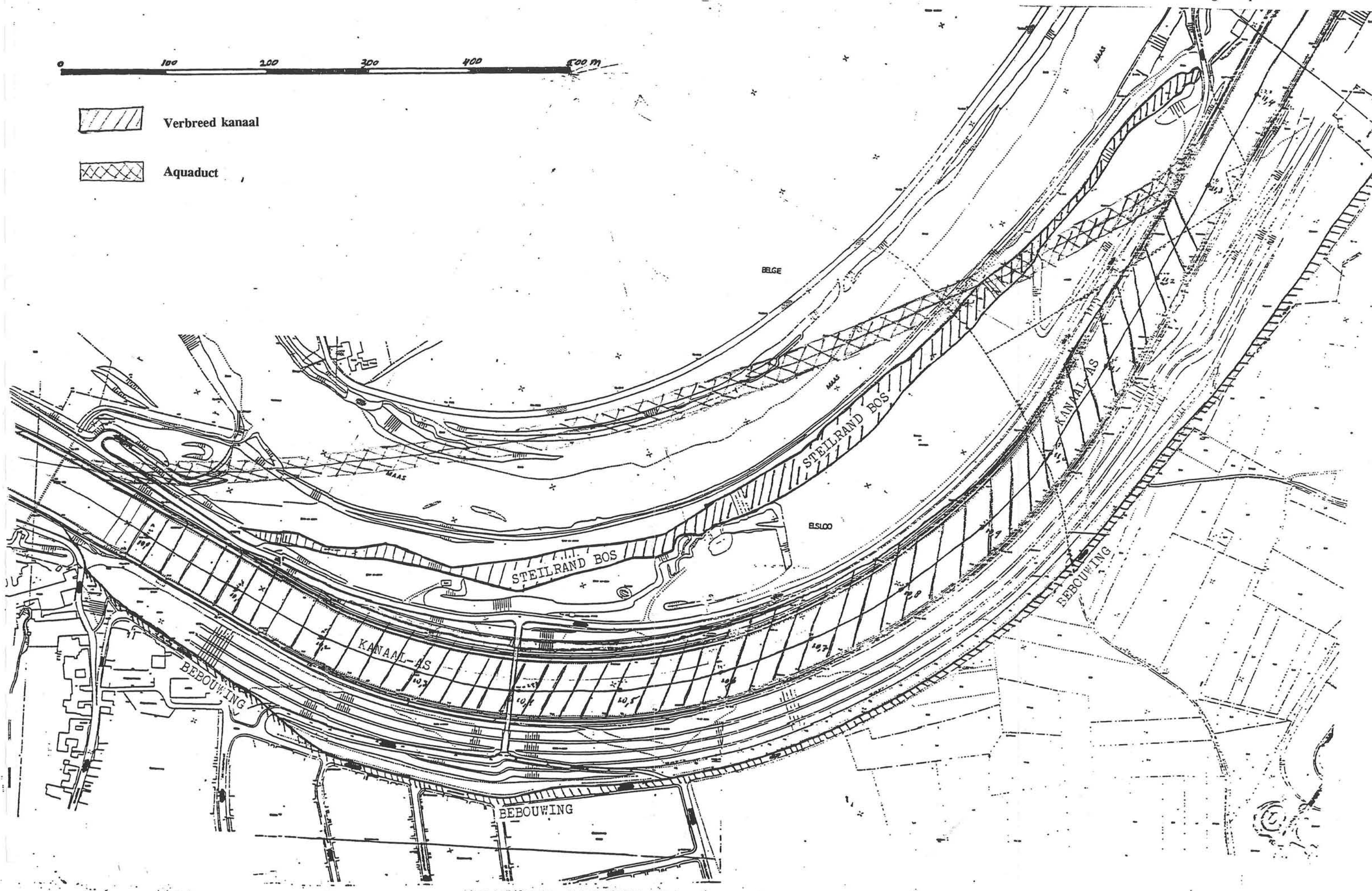
- 1) Het aquaduct blijft een obstakel in het doorstroomprofiel van de Maas.
- 2) De aanleg kosten zijn hoger dan de alternatieven in de eerste groep.
- 3) Er is een speciale verkeersregeling nodig om de grote schepen veilig door het kanaalvak te loodsen.

De voordelen zijn echter:

- 1) De overzichtelijkheid in de "bocht" en daarmee de veiligheid wordt veel groter dan die in de huidige bocht mits de verkeersregeling goed wordt nageleefd.
- 2) De schepen hoeven nauwelijks op elkaar te wachten.
- 3) Het aquaduct kan zo aangelegd worden dat er nog maar een zeer klein gedeelte op belgisch grondgebied aangelegd moet worden. Overleg tussen Nederland en België is noodzakelijk maar levert waarschijnlijk niet veel problemen op.
- 4) Het aquaduct kan volledig in den droge worden gemaakt zonder dat er extra maatregelen moeten worden getroffen. Geen enkele verkeersstroom hoeft te worden stilgelegd tijdens de aanleg. De verbreding van de huidige bocht staat beschreven in paragraaf 6.2.3. en levert ook geen grote problemen op.
- 5) Het steilrandbos blijft vrijwel ongeschonden.

Figuur 6.3.6. Tracé weergave voor alternatief 6;

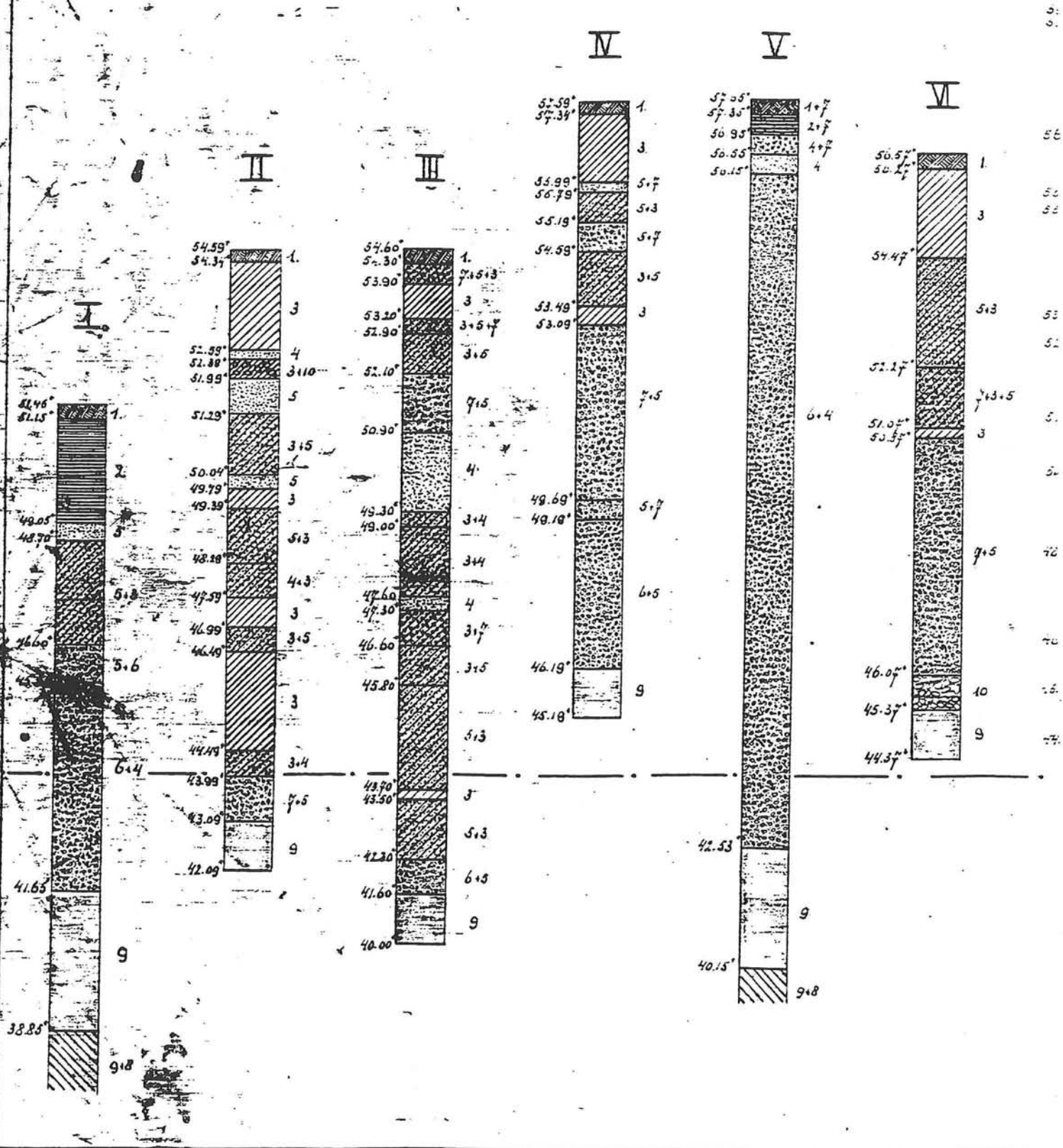
verbreding + aquaduct.

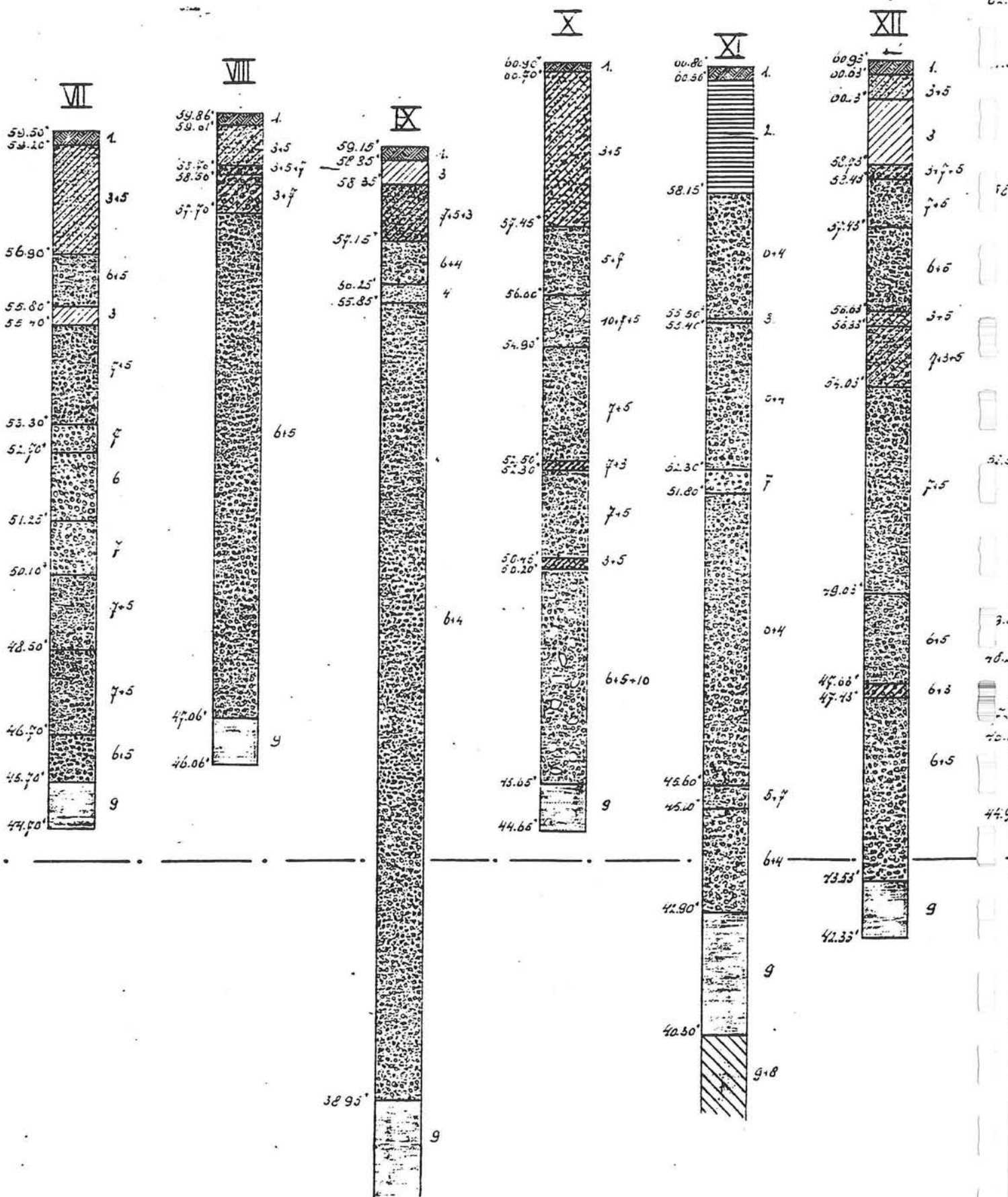


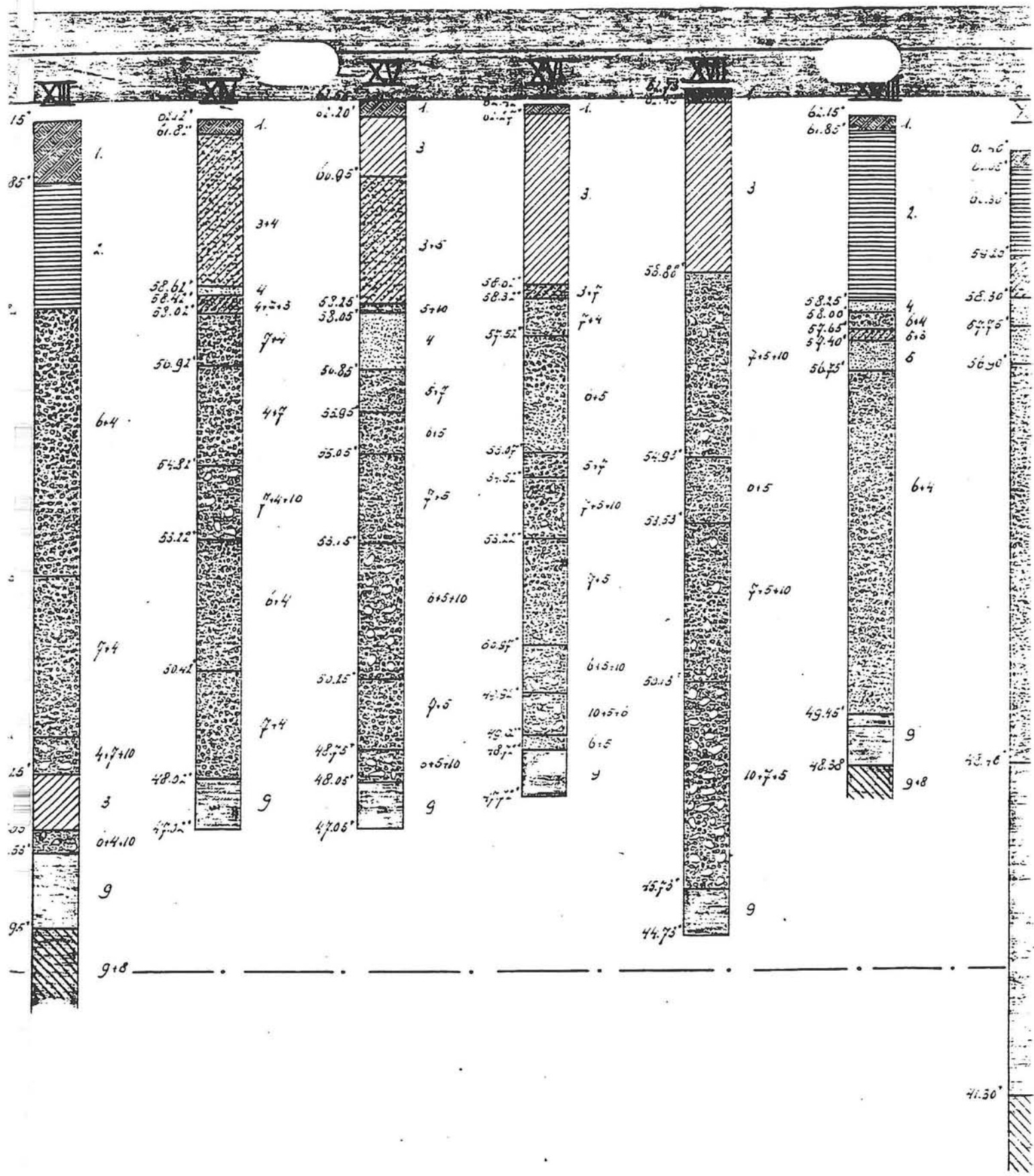


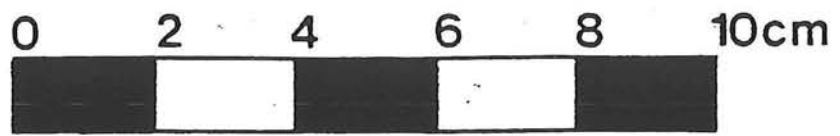
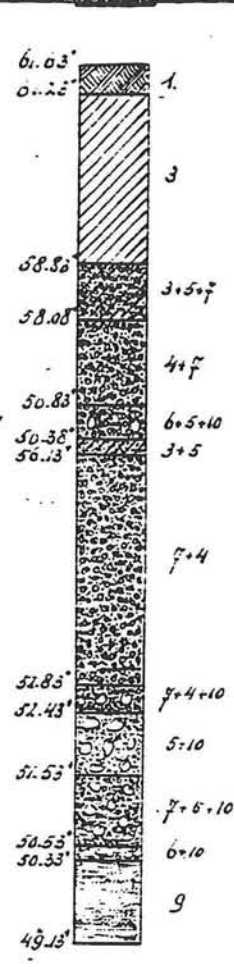
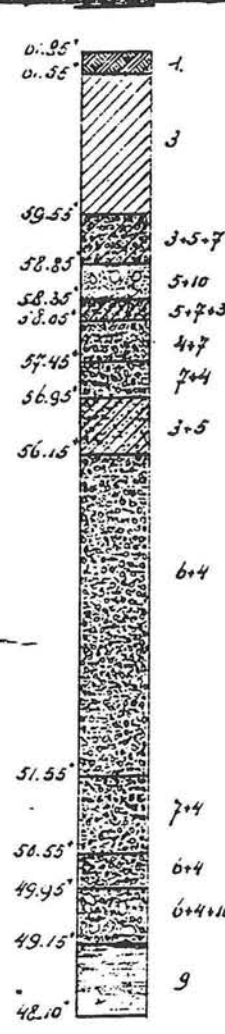
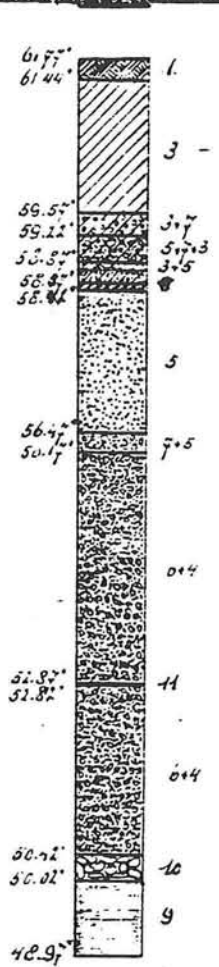
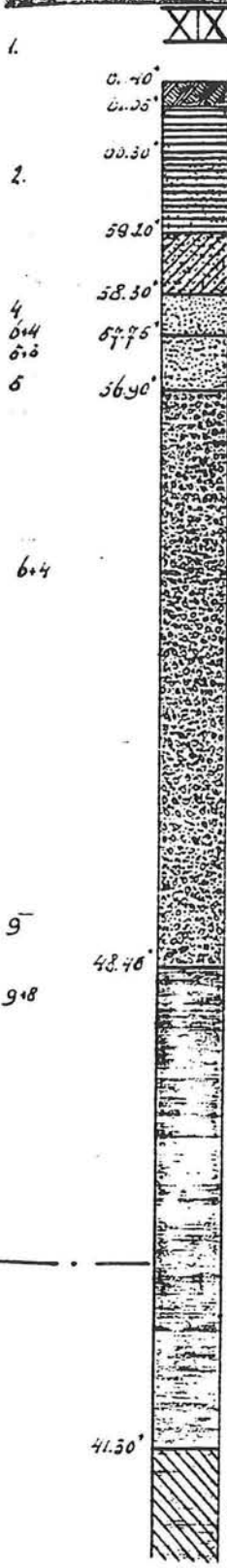
IWACO Raadgevend Ingenieursbureau Postbus 174, 5280 AD Boxtel, Telefoon: 04116-76946	Projekt: INVENT. ONDERZ. DSM FASE 2: GRONDWATER		Rapport 30.7000-1
	Getekend: EH	Gezien:	Datum: 27-5-1988
	Opdrachtgever: PROVINCIE LIMBURG		
	ISOHYPSENKAART (26-5-1988)		

BIJLAGE 2 GRONDBORINGEN









LBAN1931-3057

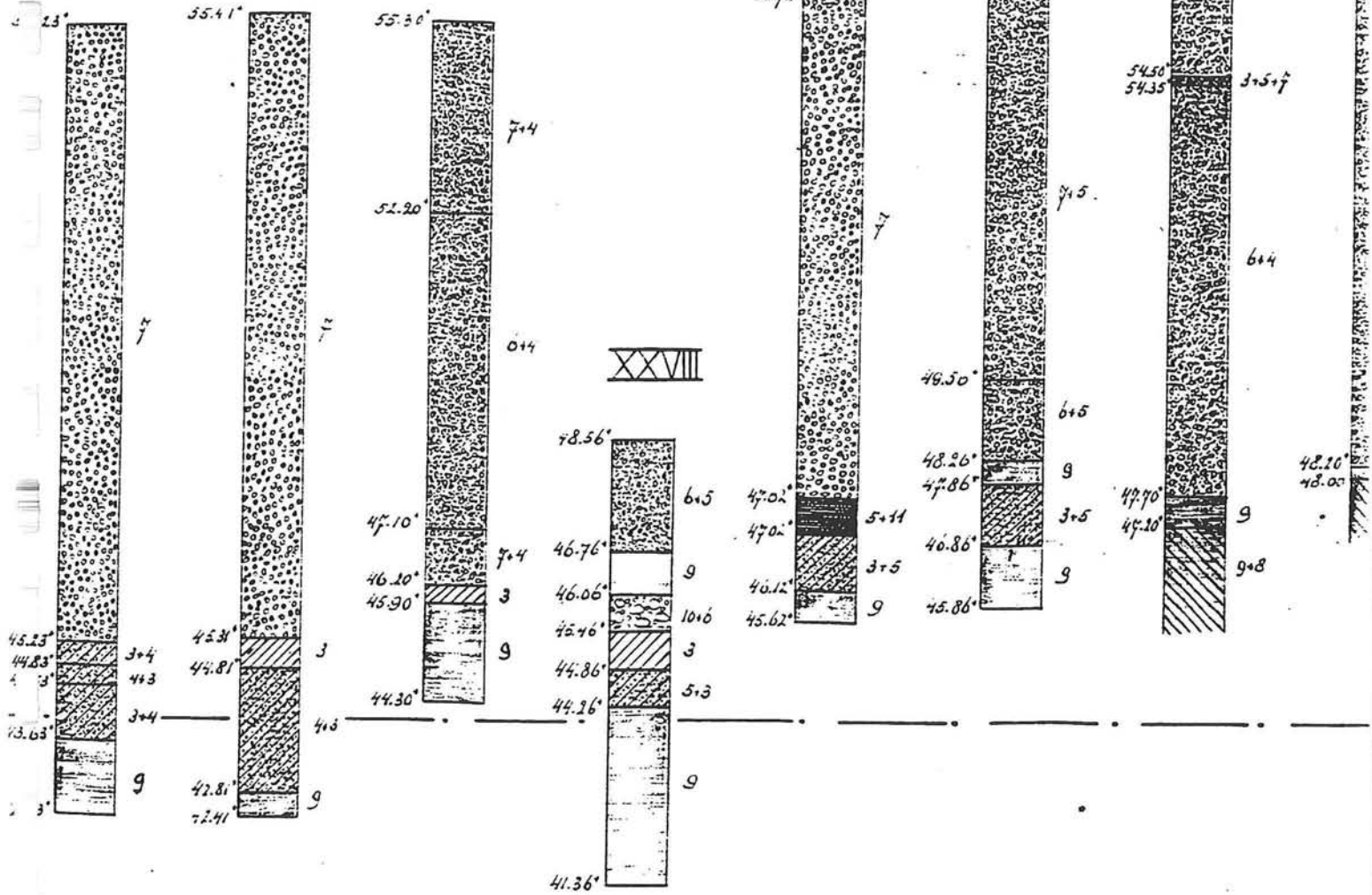
XXV

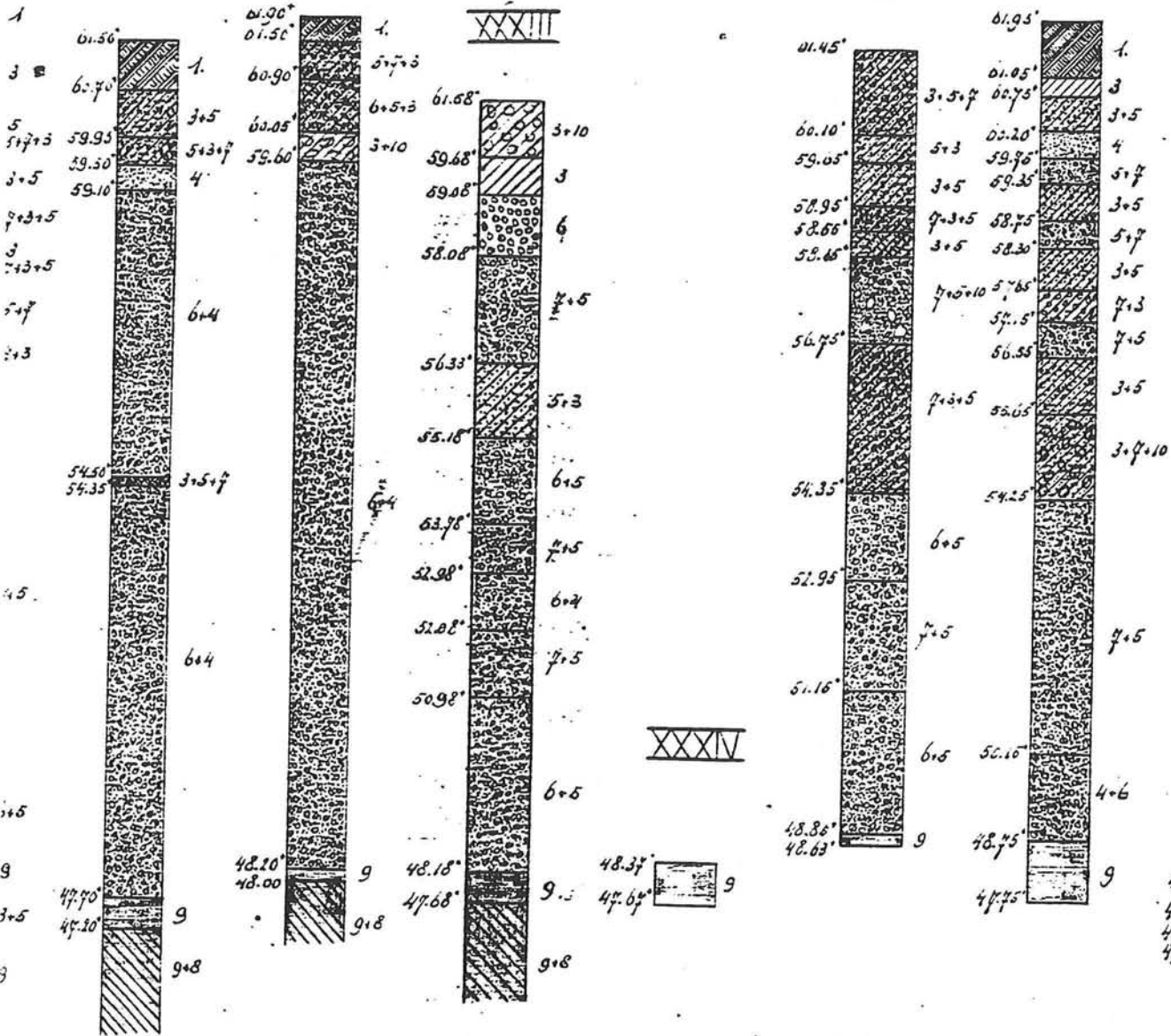
XXVI

XXVII

XXIX

XXVIII





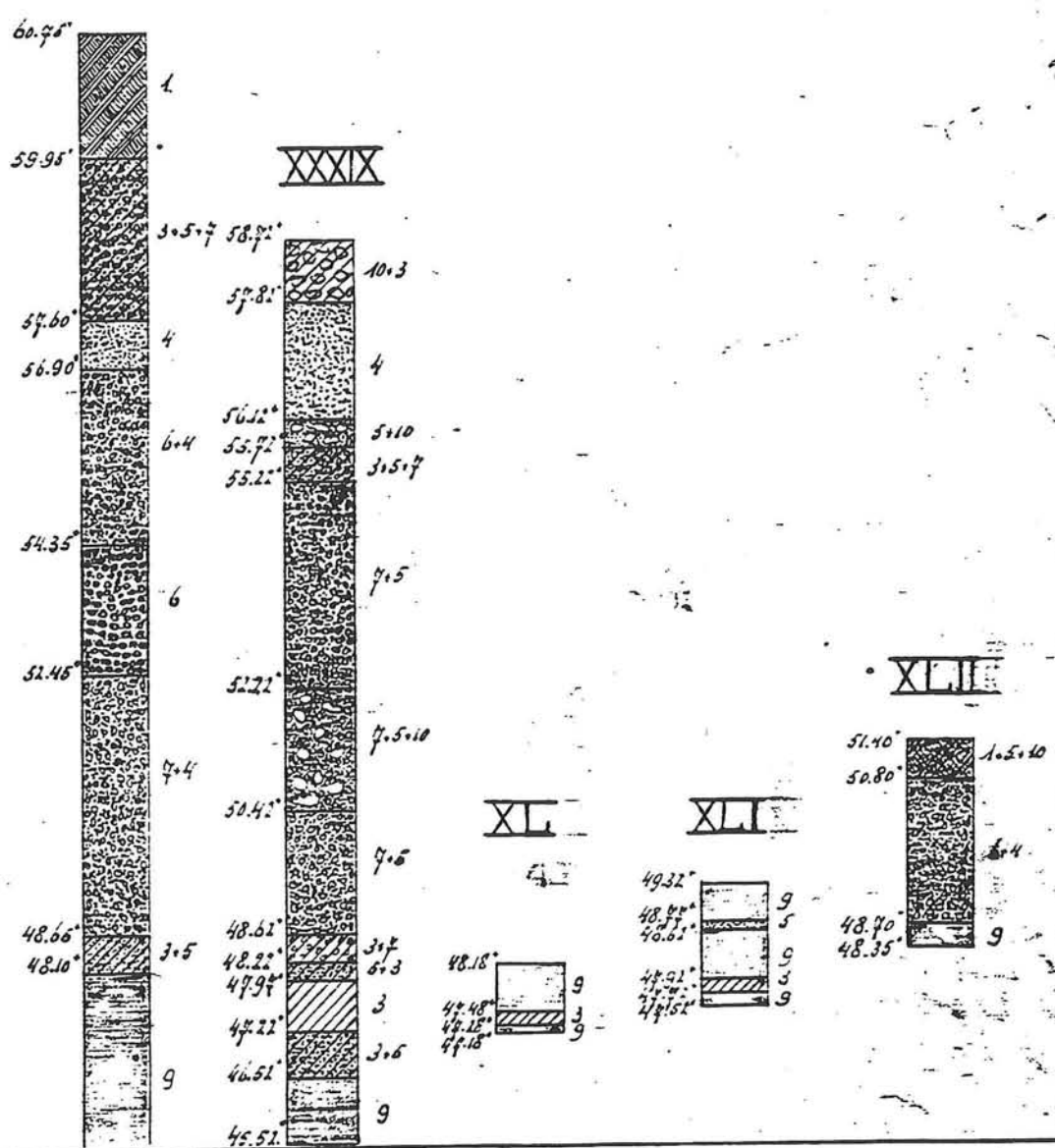
44.00 M+N.A.P.

RIJKS VA
KA I

OPMERKING EN
 1. TEEL
 2. LEEM
 3. BR NI
 4. NS MI

BEHOORT RIJ
 11 NOVEME R
 VAN DEN II. LE
 RIJKSWATE

fl - L



RIJKSWATERSTAAT. JULIANAKANAAL

KANAAALGEDEELTE VAN K.M. 19660_24645

- OPMERKINGEN.**
- 1. TEELAARDE.
 - 2. LEEM.
 - 3. BRUINE EN GRUZE KLEI.
 - 4. EN 5. SCHERPEH FUNZAND.
 - 6. EN 7. GROF EN FINE GRIND.
 - 8. SEPTARIEN KLEI.
 - 9. FUNZAND, DRUFZAND.
 - 10. ZWERFKEIEN.
 - 11. IJZERGROND.

GRONDBORINGEN.

BEHOORT BIJ BRIEF D. D. 11 NOVEMBER 1931. N^o 3615. VAN DEN INGENIEUR BIJ DEN RIJKSWATERSTAAT.

J. Vonck

OVERGELEGD BIJ ONDERSCHRIFT D. D. 19 NOVEMBER 1931. N^o 5392. DE HOOFDINGENIEUR DIRECTEUR VANDEN RIJKSWATERSTAAT.

...

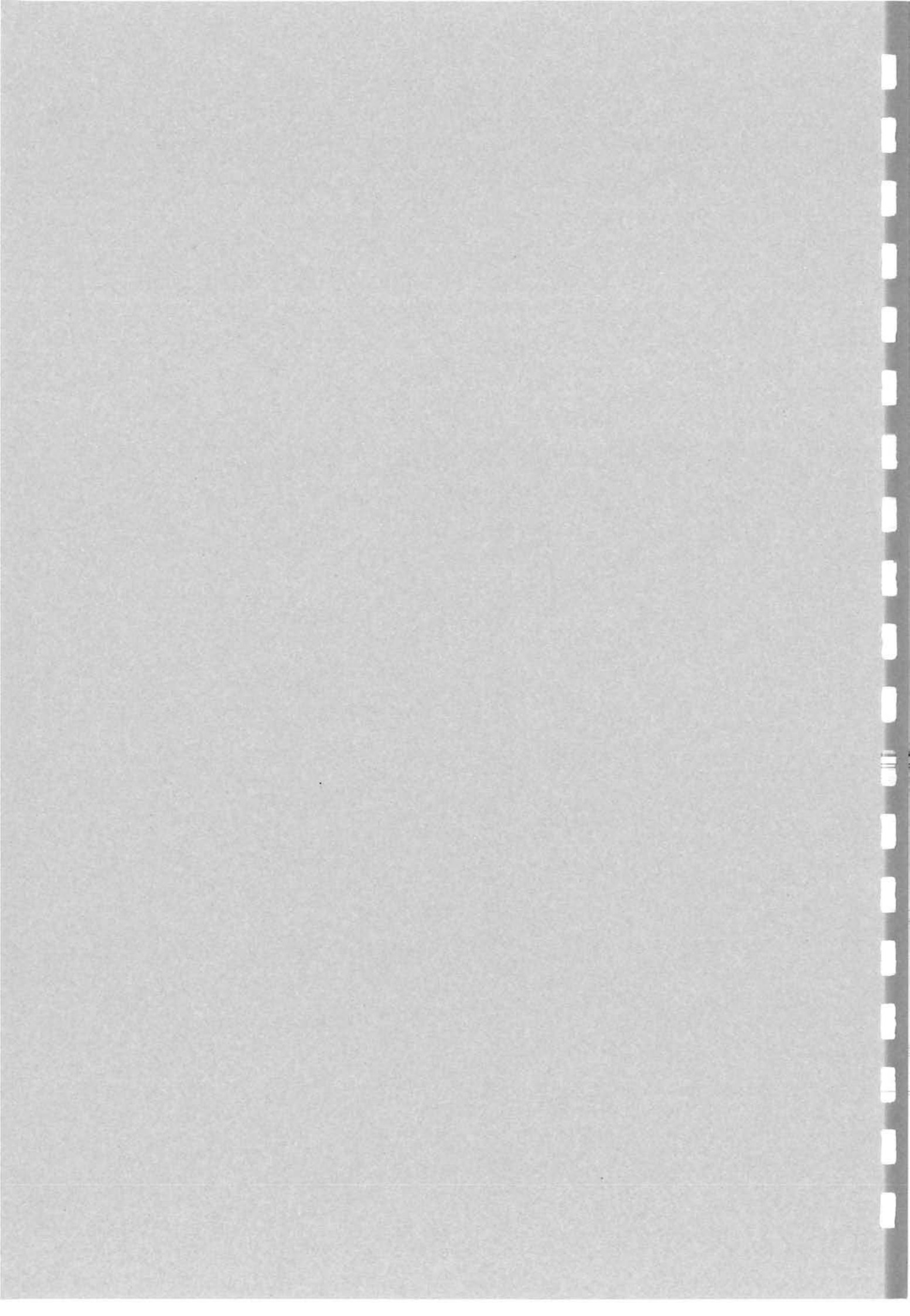
BESTEK N^o 43 BLAD N^o 9

DIENST 1932-1933.

212-9 1 10 4

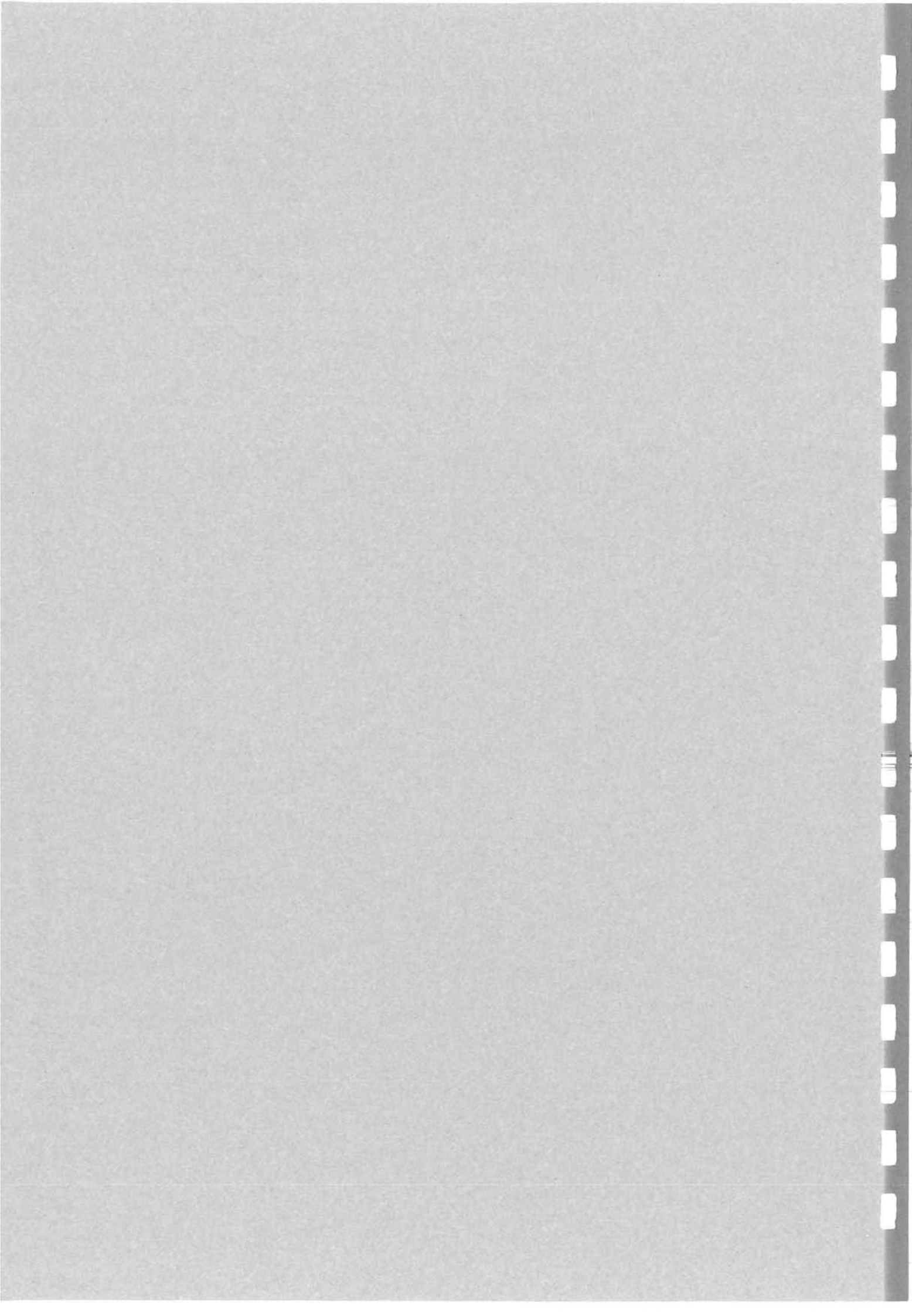


BIJLAGE 3 ISOHYPSENKAART GEMEENTE STEIN



BIJLAGE 4

STABILITEITSBEREKENING MET MSTAB VOLGENS DE
METHODE VAN BISHOP



Bijlage 4:

**STABILITEITSBEREKENING MET MSTAB VOLGENS DE
METHODE VAN BISHOP**

```

MM      MM      SSSSSSS  TTTTTTTTT  AAAAAAAA  BBBB BBBB
MMMM   MMMM   S          TT          AA   AA   BB   BB
MM MM  MM MM  S          TT          AA   AA   BB   BB
MM  MM  MM      SSSSSS  TT          AAAAAAAAAA BBBB BBBB
MM      MM      S          TT          AA   AA   BB   BB
MM      MM      S          TT          AA   AA   BB   BB
MM      MM      SSSSSSS  TT          AA   AA   BBBB BBBB
    
```

SLOPE STABILITY
developed by:
DELFT GEOTECHNICS

Version : 5.3
Update : 941114
Licence : 0220
Copy : N1
Company : TUD

Date : 1995-04-28
Time : 13:14:25

Problem identification : stabiliteit
: 1:2 tot op 58 m.

Input file : ELSL003.STI
Output file : ELSL003.STO
Drawing data file : ELSL003.STP

ECHO OF THE INPUT

Calculation method : Bishop

LAYER BOUNDARIES

Boundary no.	Coordinates [m]							
6 - X -	0.00	6.00	9.00	12.00	18.00	27.00	42.00	73.00
6 - Y -	50.00	48.00	47.00	46.00	44.00	41.00	39.00	39.00
6 - X -	88.00	94.00	98.00	100.00	102.00	106.00	114.00	118.00
6 - Y -	41.00	44.00	46.00	47.00	48.00	50.00	54.00	56.00
6 - X -	122.00	124.00	132.00	162.00				
6 - Y -	58.00	58.00	62.00	62.00				
5 - X -	0.00	6.00	9.00	12.00	18.00	27.00	42.00	73.00
5 - Y -	50.00	48.00	47.00	46.00	44.00	41.00	39.00	39.00
5 - X -	88.00	94.00	98.00	100.00	102.00	106.00	114.00	118.00
5 - Y -	41.00	44.00	46.00	47.00	48.00	50.00	54.00	56.00
5 - X -	162.00							
5 - Y -	56.00							
4 - X -	0.00	6.00	9.00	12.00	18.00	27.00	42.00	73.00
4 - Y -	48.00	48.00	47.00	46.00	44.00	41.00	39.00	39.00
4 - X -	88.00	94.00	98.00	100.00	102.00	162.00		
4 - Y -	41.00	44.00	46.00	47.00	48.00	48.00		
3 - X -	0.00	9.00	12.00	18.00	27.00	42.00	73.00	88.00
3 - Y -	47.00	47.00	46.00	44.00	41.00	39.00	39.00	41.00
3 - X -	94.00	98.00	100.00	162.00				
3 - Y -	44.00	46.00	47.00	47.00				

2 - X -	0.00	12.00	18.00	27.00	42.00	73.00	88.00	94.00
2 - Y -	46.00	46.00	44.00	41.00	39.00	39.00	41.00	44.00
2 - X -	98.00	162.00						
2 - Y -	46.00	46.00						
1 - X -	0.00	18.00	27.00	42.00	73.00	88.00	94.00	162.00
1 - Y -	44.00	44.00	41.00	39.00	39.00	41.00	44.00	44.00
0 - X -	0.00	162.00						
0 - Y -	0.00	0.00						

PL-LINES

PL-line no.	Coordinates [m]							
1 - X -	0.00	75.00	134.00	162.00				
1 - Y -	35.00	37.00	44.00	47.00				

Unit weight of water used for calculation: 9.81 [kN/m³]
 The groundwater level is determined by PL-line number 1

FORBIDDEN LINES

No forbidden lines were input.

GENERAL SOIL PROPERTIES

Layer number	Gam dry [kN/m ³]	Gam wet [kN/m ³]	Cohesion [kN/m ²]	Phi degrees	PL-line top	PL-line bottom
6	18.00	18.00	10.00	22.50	1	1
5	18.00	20.00	0.00	35.00	1	1
4	17.00	19.00	0.00	30.00	1	1
3	18.00	18.00	10.00	22.50	1	1
2	17.00	19.00	0.00	30.00	1	1
1	18.00	18.00	12.00	24.00	1	-

No consolidation percentages < 100% input.

CENTER POINT GRID AND TANGENT LINES

X - coordinate grid left : 95.00 [m]
 X - coordinate grid right : 100.00 [m]
 Number of grid points in X - direction : 10

Y - coordinate grid bottom : 55.00 [m]
 Y - coordinate grid top : 60.00 [m]
 Number of grid points in Y - direction : 10

Y - coordinate tangent smallest circle : 52.00 [m]
 Y - coordinate tangent biggest circle : 45.00 [m]
 Number of circles per grid point : 10

No fixed points input.

Total number of center points in the grid: 100
 Total number of slip circles in the grid : 1000

LINE LOADS

No line loads input.

UNIFORM LOAD

Uniform load number	Magnitude [kN/m]	X start [m]	X end [m]	Distrib. degrees
1	50.00	18.00	94.00	45.00

TEMPORARY LOAD

No temporary loads were input.

GEOTEXTILES

No geotextiles were input.

RESULTS OF THE SLOPE STABILITY ANALYSIS

Calculation method : Bishop

Minimum safety factor per slip circle.

X-coord [m]	Y-coord [m]	Radius [m]	F
----------------	----------------	---------------	---

The center point of the critical circle lies on the edge of the grid.

New grid with : X minimum = 95.00 [m]
X maximum = 100.00 [m]
Y minimum = 54.44 [m]
Y maximum = 59.44 [m]

Minimum safety factor per slip circle.

X-coord [m]	Y-coord [m]	Radius [m]	F
95.00	54.44	9.44	2.145
95.00	55.00	10.00	2.007
95.00	55.56	10.56	1.901
95.00	56.11	11.11	1.817
95.00	56.67	11.67	1.750
95.00	57.22	12.22	1.696
95.00	57.78	12.78	1.652
95.00	58.33	13.33	1.615
95.00	58.89	13.89	1.585
95.00	59.44	14.44	1.559
95.56	54.44	9.44	1.759
95.56	54.44	8.67	91.844
95.56	55.00	10.00	1.704
95.56	55.56	10.56	1.659
95.56	56.11	11.11	1.621
95.56	56.67	11.67	1.590
95.56	57.22	12.22	1.563
95.56	57.78	12.78	1.541
95.56	58.33	13.33	1.522
95.56	58.89	13.89	1.505
95.56	59.44	14.44	1.492
96.11	54.44	9.44	1.610
96.11	54.44	8.67	5.534
96.11	55.00	10.00	1.581
96.11	55.56	10.56	1.557
96.11	56.11	11.11	1.536
96.11	56.67	11.67	1.518
96.11	57.22	12.22	1.502
96.11	57.78	12.78	1.489
96.11	58.33	13.33	1.477
96.11	58.89	13.89	1.468
96.11	59.44	12.89	1.229
96.67	54.44	9.44	1.547
96.67	54.44	8.67	2.810
96.67	55.00	10.00	1.528

96.67	55.56	10.56	1.512	Evaluated earlier.
96.67	56.11	11.11	1.498	Evaluated earlier.
96.67	56.67	11.67	1.486	Evaluated earlier.
96.67	57.22	10.67	1.164	Evaluated earlier.
96.67	57.78	11.22	1.213	Evaluated earlier.
96.67	58.33	11.78	1.240	Evaluated earlier.
96.67	58.89	12.33	1.260	Evaluated earlier.
96.67	59.44	12.89	1.353	Evaluated earlier.
97.22	54.44	9.44	1.523	
97.22	54.44	8.67	2.113	
97.22	55.00	8.44	1.161	Evaluated earlier.
97.22	55.56	10.56	1.496	Evaluated earlier.
97.22	56.11	11.11	1.485	Evaluated earlier.
97.22	56.67	11.67	1.476	Evaluated earlier.
97.22	57.22	12.22	1.468	Evaluated earlier.
97.22	57.78	12.78	1.460	Evaluated earlier.
97.22	58.33	13.33	1.454	Evaluated earlier.
97.22	58.89	13.89	1.449	Evaluated earlier.
97.22	59.44	14.44	1.444	Evaluated earlier.
97.78	54.44	9.44	1.522	
97.78	54.44	8.67	1.838	
97.78	54.44	7.89	3.303	
97.78	55.00	10.00	1.509	Evaluated earlier.
97.78	55.56	10.56	1.497	Evaluated earlier.
97.78	56.11	11.11	1.487	Evaluated earlier.
97.78	56.67	11.67	1.479	Evaluated earlier.
97.78	57.22	12.22	1.471	Evaluated earlier.
97.78	57.78	12.78	1.465	Evaluated earlier.
97.78	58.33	13.33	1.459	Evaluated earlier.
97.78	58.89	13.89	1.454	Evaluated earlier.
97.78	59.44	14.44	1.450	Evaluated earlier.
98.33	54.44	9.44	1.533	
98.33	54.44	8.67	1.712	
98.33	54.44	7.89	2.605	
98.33	55.00	10.00	1.520	Evaluated earlier.
98.33	55.56	10.56	1.509	Evaluated earlier.
98.33	56.11	11.11	1.499	Evaluated earlier.
98.33	56.67	11.67	1.490	Evaluated earlier.
98.33	57.22	9.89	1.400	Evaluated earlier.
98.33	57.78	10.44	1.408	Evaluated earlier.
98.33	58.33	11.00	1.405	Evaluated earlier.
98.33	58.89	11.56	1.403	Evaluated earlier.
98.33	59.44	12.11	1.404	Evaluated earlier.
98.89	54.44	9.44	1.553	
98.89	54.44	8.67	1.652	
98.89	54.44	7.89	2.283	
98.89	55.00	7.67	1.388	Evaluated earlier.
98.89	55.56	8.22	1.359	Evaluated earlier.
98.89	56.11	8.78	1.361	Evaluated earlier.
98.89	56.67	9.33	1.367	Evaluated earlier.
98.89	57.22	9.89	1.374	Evaluated earlier.
98.89	57.78	10.44	1.380	Evaluated earlier.
98.89	58.33	11.00	1.387	Evaluated earlier.
98.89	58.89	11.56	1.393	Evaluated earlier.
98.89	59.44	12.11	1.399	Evaluated earlier.
99.44	54.44	9.44	1.580	
99.44	54.44	8.67	1.629	
99.44	54.44	7.89	2.114	
99.44	54.44	7.11	1.318	
99.44	55.00	7.67	1.334	Evaluated earlier.
99.44	55.56	8.22	1.348	Evaluated earlier.
99.44	56.11	8.78	1.360	Evaluated earlier.
99.44	56.67	9.33	1.370	Evaluated earlier.
99.44	57.22	9.89	1.380	Evaluated earlier.
99.44	57.78	10.44	1.388	Evaluated earlier.
99.44	58.33	11.00	1.395	Evaluated earlier.
99.44	58.89	11.56	1.402	Evaluated earlier.
99.44	59.44	12.11	1.408	Evaluated earlier.
100.00	54.44	9.44	1.612	
100.00	54.44	8.67	1.631	
100.00	54.44	7.89	2.017	
100.00	54.44	7.11	1.349	

100.00	55.00	7.67	1.362	Evaluated earlier.
100.00	55.56	8.22	1.373	Evaluated earlier.
100.00	56.11	8.78	1.383	Evaluated earlier.
100.00	56.67	9.33	1.392	Evaluated earlier.
100.00	57.22	9.89	1.399	Evaluated earlier.
100.00	57.78	9.67	1.404	Evaluated earlier.
100.00	58.33	10.22	1.412	Evaluated earlier.
100.00	58.89	11.56	1.419	Evaluated earlier.
100.00	59.44	12.11	1.424	Evaluated earlier.

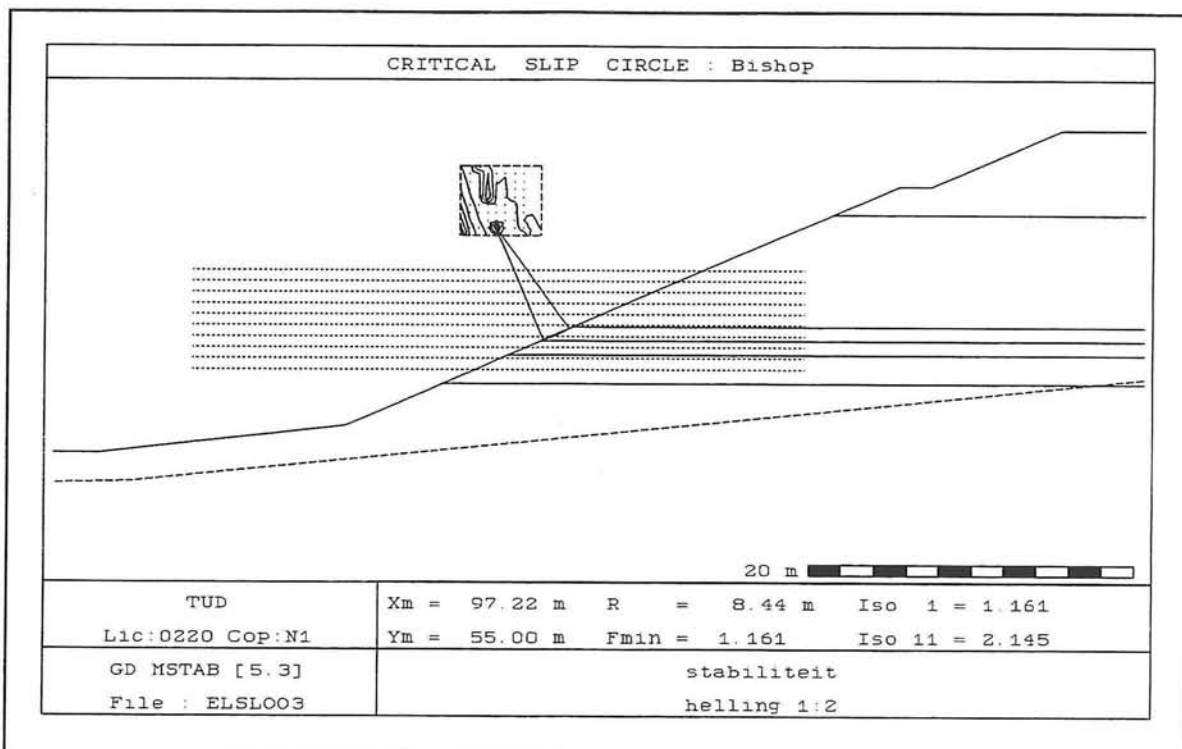
Information on the critical circle : Fmin = 1.161
Calculation method used : (Bishop method)

X - coordinate center point : 97.22 [m]
Y - coordinate center point : 55.00 [m]
Radius of critical circle : 8.44 [m]

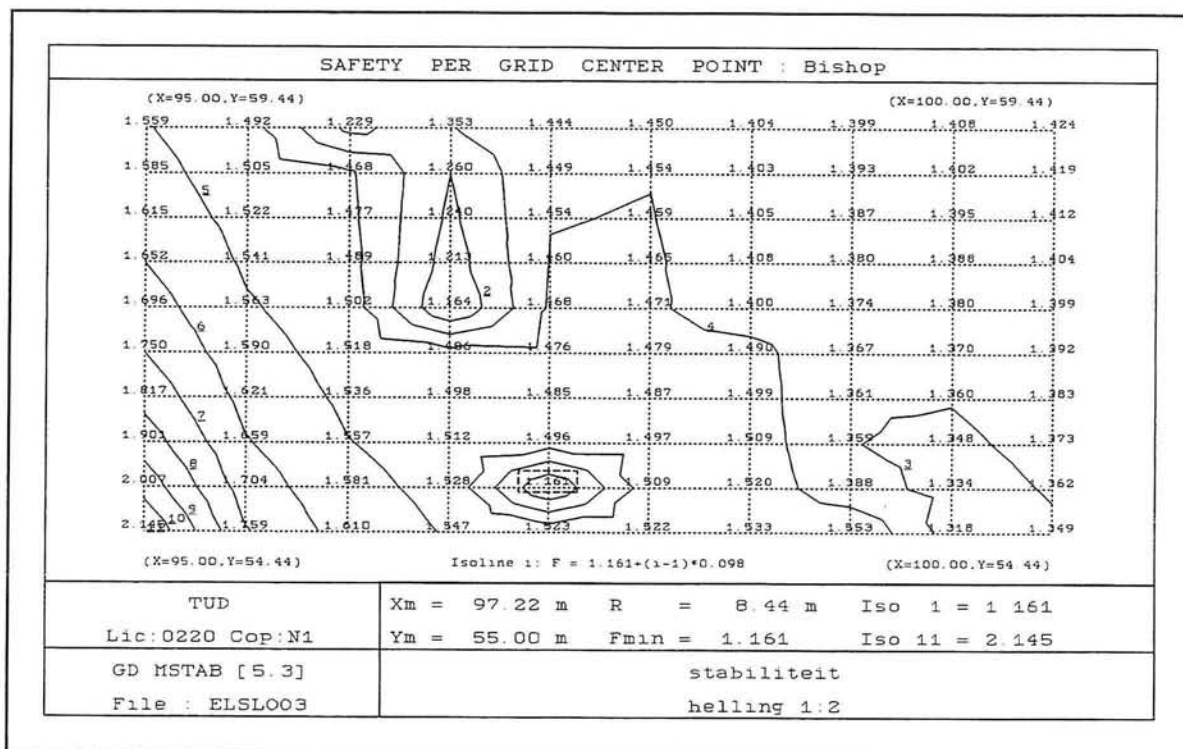
The center point of the critical circle is enclosed !

Driving moment soil : -3.54 [kNm/m]
Driving moment free water : 0.00 [kNm/m]
Driving moment external loads : 0.00 [kNm/m]
Iterated resisting moment : 3.54 [kNm/m]
Non-iterated resisting moment : 3.98 [kNm/m]

END OF MSTAB OUTPUT



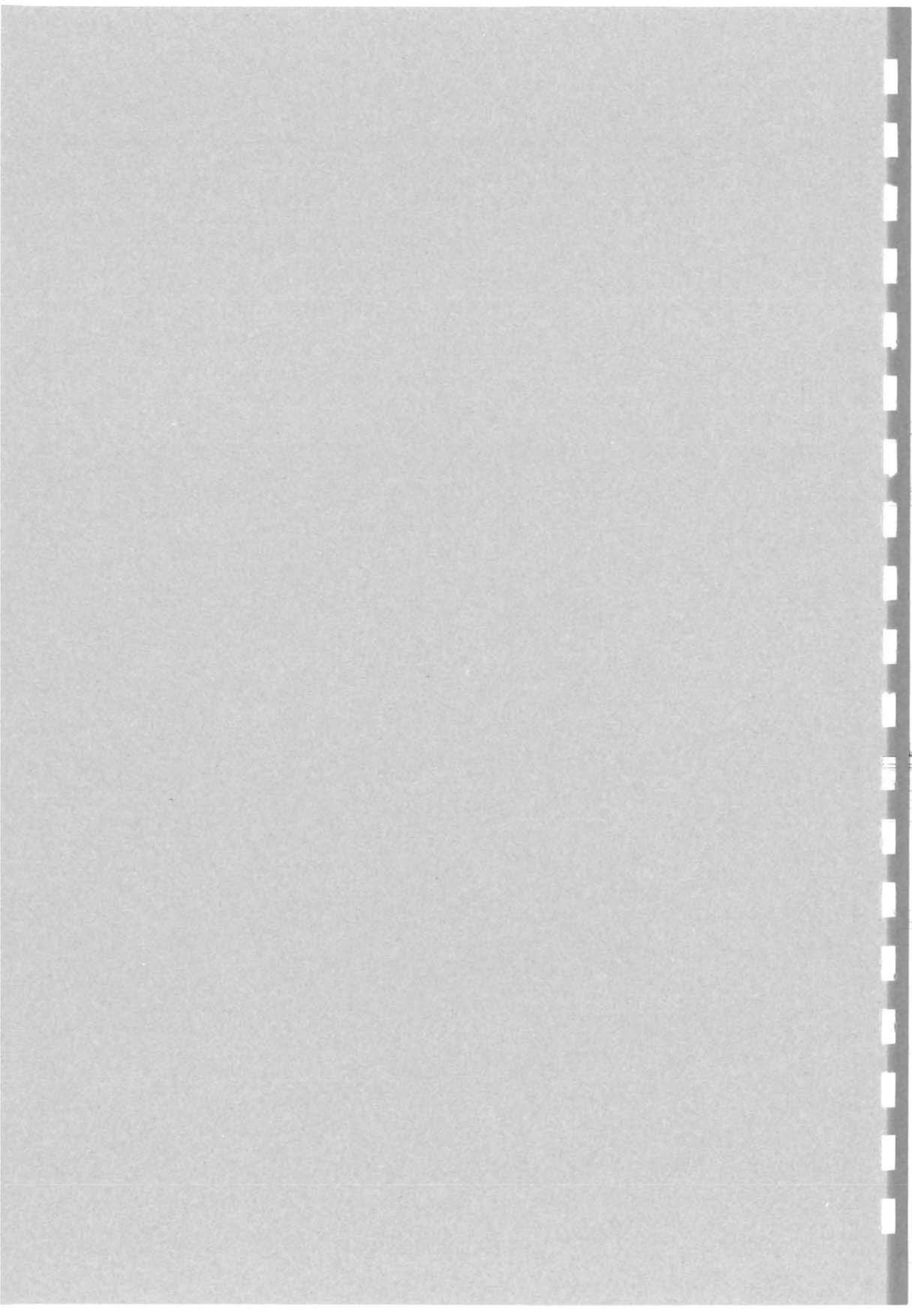
Figuur B4.1 Kritieke glijcirkel bij een helling van 1 : 2



Figuur B4.2 Veiligheidsfactor per cirkelmiddelpunt

BIJLAGE 5

BEREKENING VAN DE BENODIGDE DIEPTE EN BREEDTE
VAN EEN KANAAL BIJ ONTTMOETINGEN VAN KLASSE V
SCHEPEN



BIJLAGE 5**BEREKENING VAN DE BENODIGDE DIEPTE EN BREEDTE
VAN EEN KANAAL BIJ ONTMOETINGEN VAN KLASSE V
SCHEPEN****AFMETINGEN VOOR EEN TWEEBAKSDUWKONVOOI (Vb)**

Lengte schip	$l = 172 - 185 \text{ m.}$
Breedte schip	$b = 11.4 \text{ m.}$
Diepgang geladen schip	$d_g = 3.5 \text{ m.}$
Diepgang ongeladen schip	$d_o = 1.6 \text{ m.}$

$$\text{Diepte } h = 1.4 * d_g = 1.4 * 3.5 = 4.9 \text{ m.}$$

$$\text{Vaarstrookbreedte bij varen in kanaal-as } Bv_i = 1.2 * b = 1.2 * 11.4 = 13.68 \text{ m.}$$

$$\text{Vaarstrookbreedte bij varen buiten kanaal-as } Bv_b = 1.4 * b = 1.4 * 11.4 = 15.96 \text{ m.}$$

Extra veiligheidstroken bij ontmoeten:

- Tussen de vaarweg en de oever $Be_o = 0.6 * b = 0.6 * 11.4 = 6.84 \text{ m.}$
- Tussen de vaarwegen $Be_i = 0.2 * b = 0.2 * 11.4 = 2.28 \text{ m.}$

Extra veiligheidstroken bij inhalen:

- Tussen de vaarweg en de oever $Be_o = 0.2 * b = 0.2 * 11.4 = 2.28 \text{ m.}$
- Tussen de vaarwegen $Be_i = 0.4 * b = 0.4 * 11.4 = 4.56 \text{ m.}$

Extra vaarwegbreedte t.g.v. een bocht:

- Geladen schip $\delta B_g = 0.25 * l^2/R = 0.25 * 185^2/600 = 14.26 \text{ m.}$
- Ongeladen schip $\delta B_o = 0.50 * l^2/R = 0.50 * 185^2/600 = 28.52 \text{ m.}$

AFMETINGEN VOOR EEN KLASSE Va SCHIP

Lengte schip	$l = 95 - 110 \text{ m.}$
Breedte schip	$b = 11.4 \text{ m.}$
Diepgang geladen schip	$d_g = 3.5 \text{ m.}$
Diepgang ongeladen schip	$d_o = 1.6 \text{ m.}$

$$\text{Diepte } h = 1.4 * d_g = 1.4 * 3.5 = 4.9 \text{ m.}$$

$$\text{Vaarstrookbreedte bij varen in kanaal-as } Bv_i = 1.2 * b = 1.2 * 11.4 = 13.68 \text{ m.}$$

$$\text{Vaarstrookbreedte bij varen buiten kanaal-as } Bv_b = 1.4 * b = 1.4 * 11.4 = 15.96 \text{ m.}$$

Extra veiligheidstroken bij ontmoeten:

- Tussen de vaarweg en de oever $Be_{o,o} = 0.6 * b = 0.6 * 11.4 = 6.84 \text{ m.}$
- Tussen de vaarwegen $Be_{t,o} = 0.2 * b = 0.2 * 11.4 = 2.28 \text{ m.}$

Extra veiligheidstroken bij inhalen:

- Tussen de vaarweg en de oever $Be_{o,i} = 0.2 * b = 0.2 * 11.4 = 2.28 \text{ m.}$
- Tussen de vaarwegen $Be_{t,i} = 0.4 * b = 0.4 * 11.4 = 4.56 \text{ m.}$

Extra vaarwegbreedte t.g.v. een bocht:

- Geladen schip $\delta B_g = 0.25 * l^2/R = 0.25 * 110^2/600 = 5.04 \text{ m.}$
- Ongeladen schip $\delta B_o = 0.50 * l^2/R = 0.50 * 110^2/600 = 10.08 \text{ m.}$

Berekening

In de volgende situaties zijn alle schepen geladen. Dat houdt in dat de berekende breedte nodig is op een diepte van $d_g = 3.5 \text{ m.}$

$$\text{Voor een ontmoeting geldt: } B_g = Bv_b \text{ schip 1} + \delta B_g \text{ schip 1} + Bv_b \text{ schip 2} + \delta B_g \text{ schip 2} + 2 * Be_{o,o} + Be_{t,o}$$

$$\text{Voor een inhalen geldt: } B_g = Bv_b \text{ schip 1} + \delta B_g \text{ schip 1} + Bv_b \text{ schip 2} + \delta B_g \text{ schip 2} + 2 * Be_{o,i} + Be_{t,i}$$

2 tweebaksduwkonvoeien ontmoeten elkaar geladen

$$B_g = 15.96 + 14.26 + 15.96 + 14.26 + 2 * 6.84 + 2.28 = 76.40 \text{ m.}$$

2 geladen tweebaksduwkonvoeien halen elkaar in

$$B_g = 15.96 + 14.26 + 15.96 + 14.26 + 2 * 2.28 + 4.56 = 69.56 \text{ m.}$$

een geladen tweebaksduwkonvooi ontmoet een geladen Klasse Va schip
 $B_g = 15.96 + 14.26 + 15.96 + 5.04 + 2 * 6.84 + 2.28 = 67.18 \text{ m.}$

een geladen Klasse Va schip haalt een geladen tweebaksduwkonvooi in
 $B_g = 15.96 + 5.04 + 15.96 + 14.26 + 2 * 2.28 + 4.56 = 60.34 \text{ m.}$

2 geladen Klasse Va schepen ontmoeten elkaar
 $B_g = 15.96 + 5.04 + 15.96 + 5.04 + 2 * 6.84 + 2.28 = 57.96 \text{ m.}$

2 geladen Klasse Va schepen halen elkaar in
 $B_g = 15.96 + 5.04 + 15.96 + 5.04 + 2 * 2.28 + 4.56 = 51.12 \text{ m.}$

In de volgende situaties zijn alle schepen ongeladen. Dat houdt in dat de berekende breedte nodig is op een diepte van $d_o = 1.6 \text{ m.}$

Voor een ontmoeting geldt: $B_o = B_{v_b} \text{ schip 1} + \delta B_o \text{ schip 1} + B_{v_b} \text{ schip 2} + \delta B_o \text{ schip 2} + 2 * B_{e_{o,o}} + B_{e_{t,o}}$

Voor een inhalen geldt: $B_o = B_{v_b} \text{ schip 1} + \delta B_o \text{ schip 1} + B_{v_b} \text{ schip 2} + \delta B_o \text{ schip 2} + 2 * B_{e_{o,i}} + B_{e_{t,i}}$

2 tweebaksduwkonvoeien ontmoeten elkaar ongeladen
 $B_o = 15.96 + 28.52 + 15.96 + 28.52 + 2 * 6.84 + 2.28 = 104.92 \text{ m.}$

2 ongeladen tweebaksduwkonvoeien halen elkaar in
 $B_o = 15.96 + 28.52 + 15.96 + 28.52 + 2 * 2.28 + 4.56 = 98.08 \text{ m.}$

een ongeladen tweebaksduwkonvooi ontmoet een ongeladen Klasse Va schip
 $B_o = 15.96 + 28.52 + 15.96 + 10.08 + 2 * 6.84 + 2.28 = 86.48 \text{ m.}$

een ongeladen Klasse Va schip haalt een ongeladen tweebaksduwkonvooi in
 $B_o = 15.96 + 10.08 + 15.96 + 28.52 + 2 * 2.28 + 4.56 = 79.64 \text{ m.}$

2 ongeladen Klasse Va schepen ontmoeten elkaar
 $B_o = 15.96 + 10.08 + 15.96 + 10.08 + 2 * 6.84 + 2.28 = 68.04 \text{ m.}$

2 ongeladen Klasse Va schepen halen elkaar in
 $B_o = 15.96 + 10.08 + 15.96 + 10.08 + 2 * 2.28 + 4.56 = 61.20 \text{ m.}$

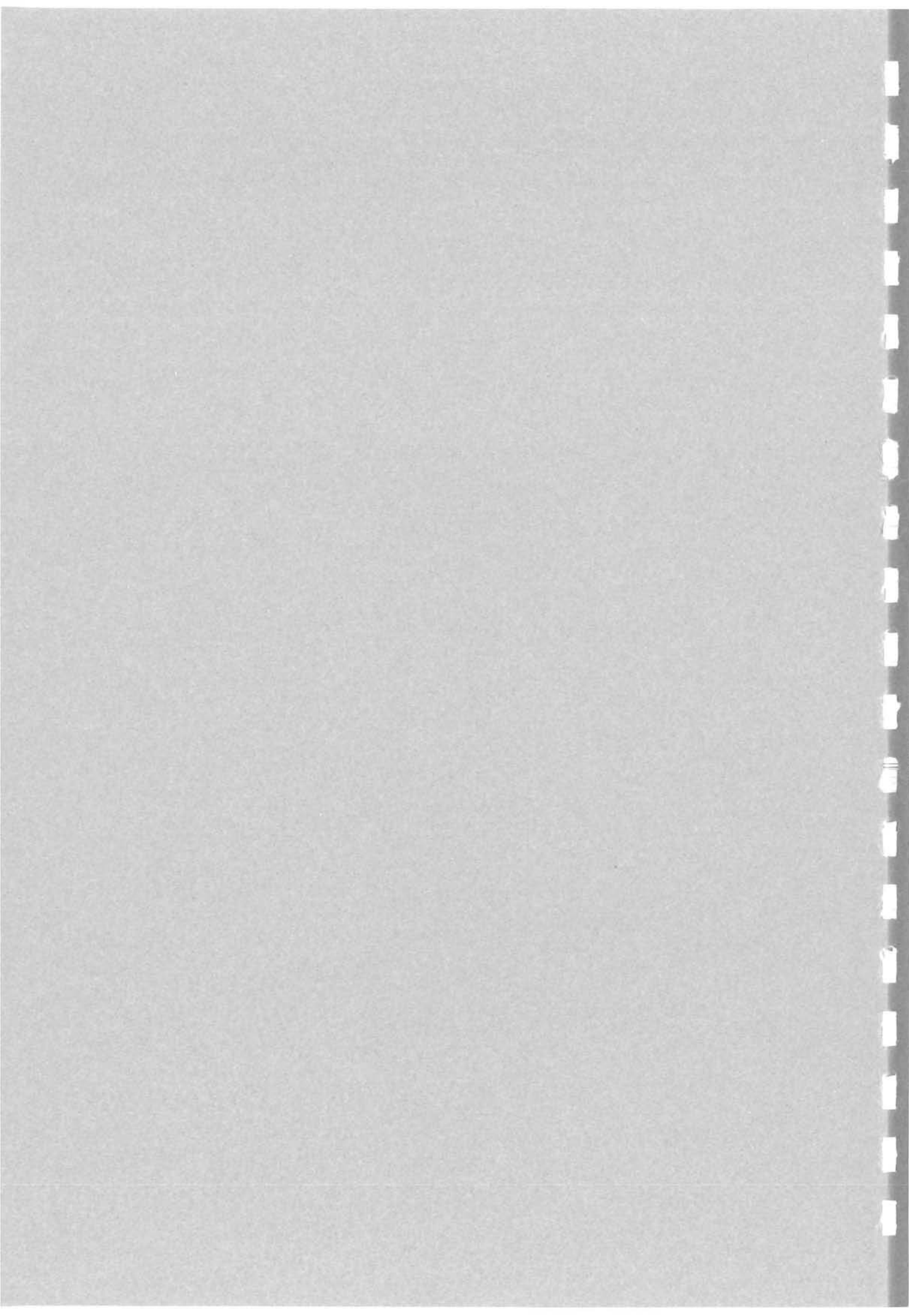
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

**BIJLAGE 6a: DWARSPROFIELEN VAN HET VERBREEDDE
KANAALVAK ($R_{as} = 600$ m.; $B_{min} = 113$ m.)
INGETEKEND IN DE HUIDIGE DWARSDOORSNEDEN**

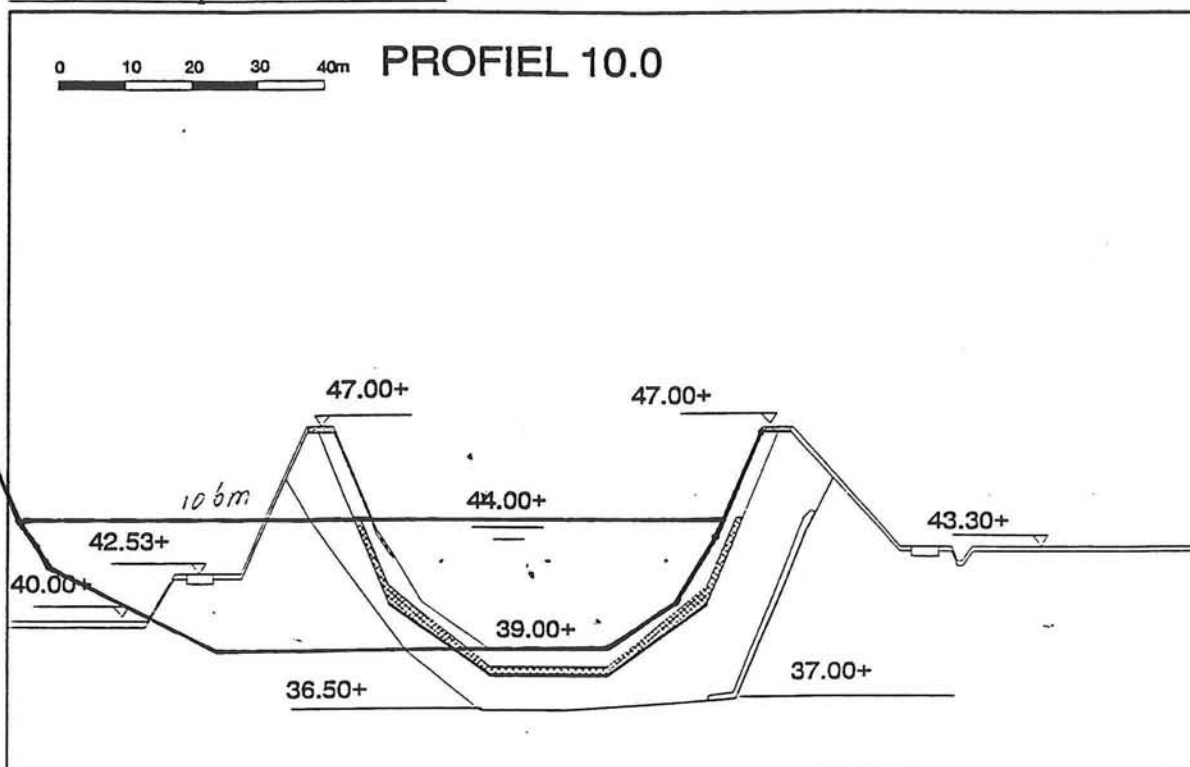
De breedte van het wateroppervlak op een hoogte van N.A.P. + 44 m. bedraagt bij kilometerpaal :

10.0	106 m.
10.1	111 m.
10.2	114 m.
10.3	117 m.
10.4	121 m.
10.5	124 m.
10.6	125 m.
10.7	124 m.
10.8	121 m.
10.9	117 m.
11.0	114 m.
11.1	111 m.
11.2	106 m.
11.3	101 m.
11.4	96 m.

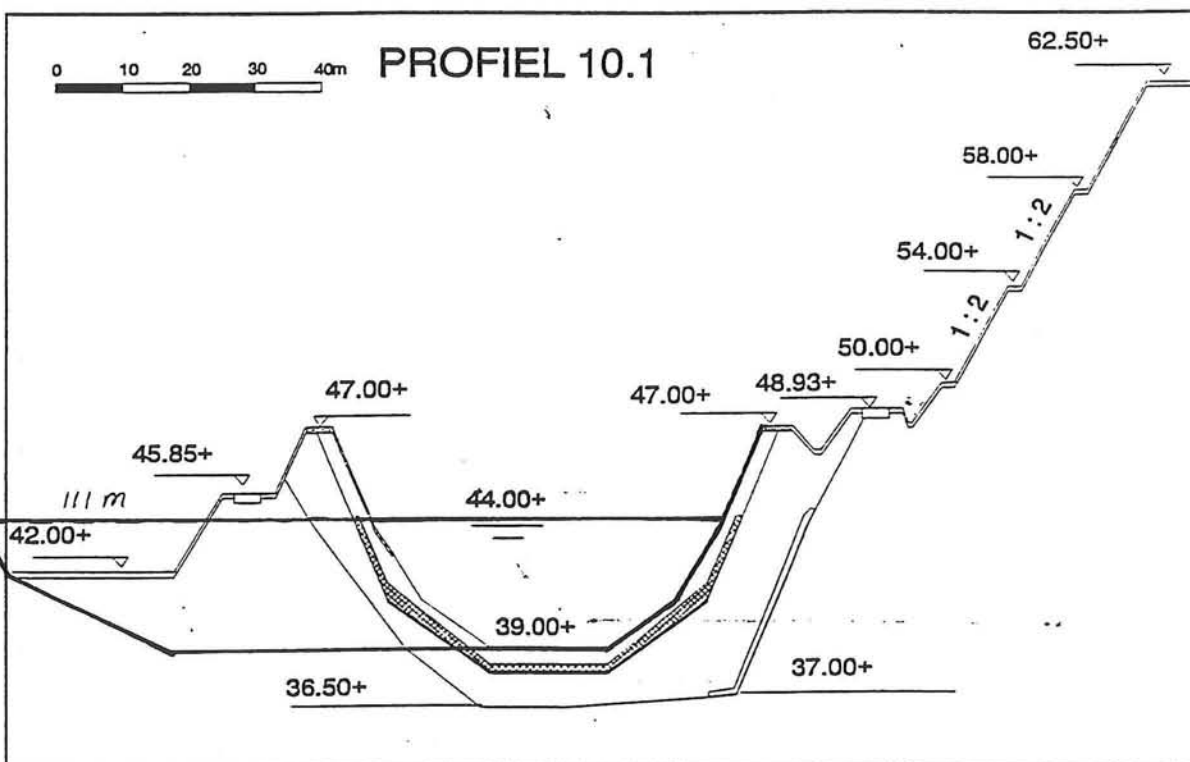
In de figuren op de volgende pagina's zijn de verbreedde profielen weergegeven met een dikke lijnen en de huidige kanaal constructie met dunne lijnen.



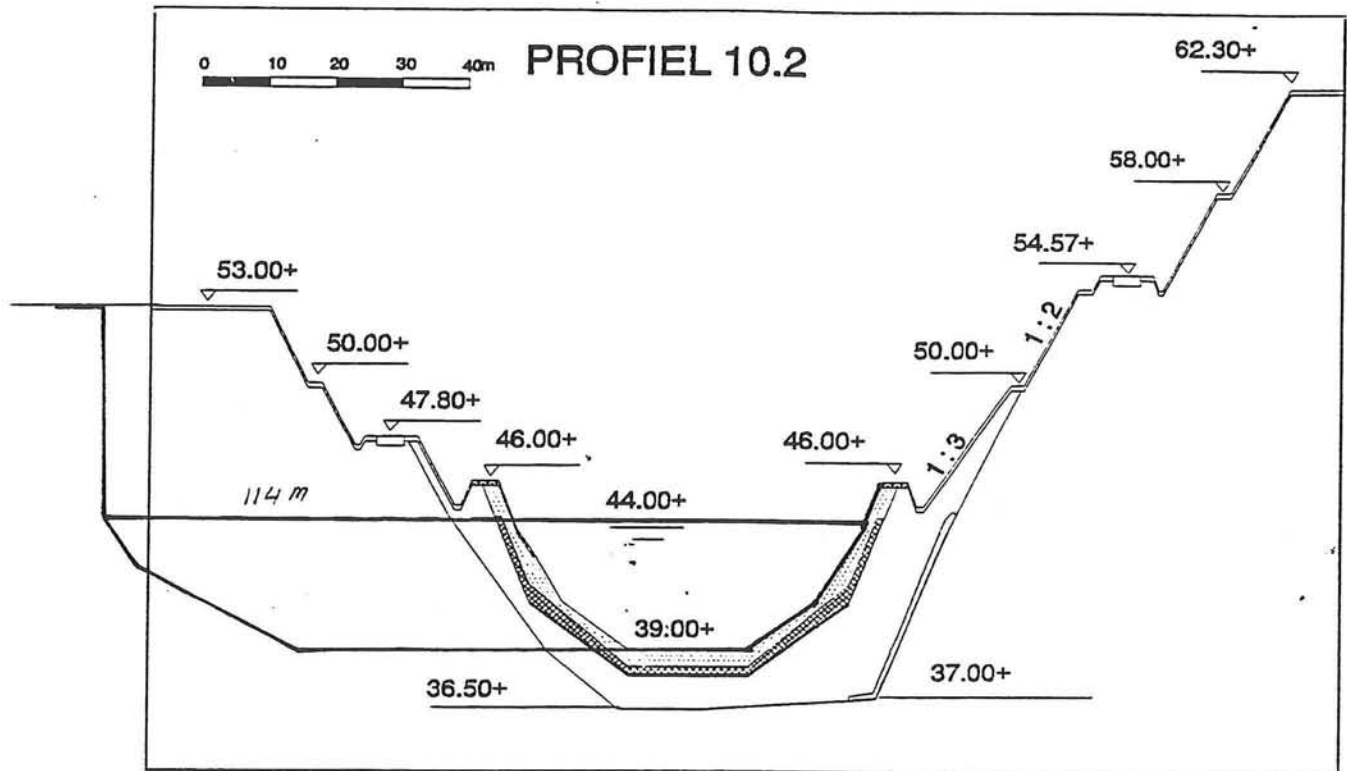
**DWARSPROFIELEN VAN HET JULIANAKANAAL IN DE BOCHT BIJ ELSLOO
TUSSEN km-paal 10.0 EN 11.4**



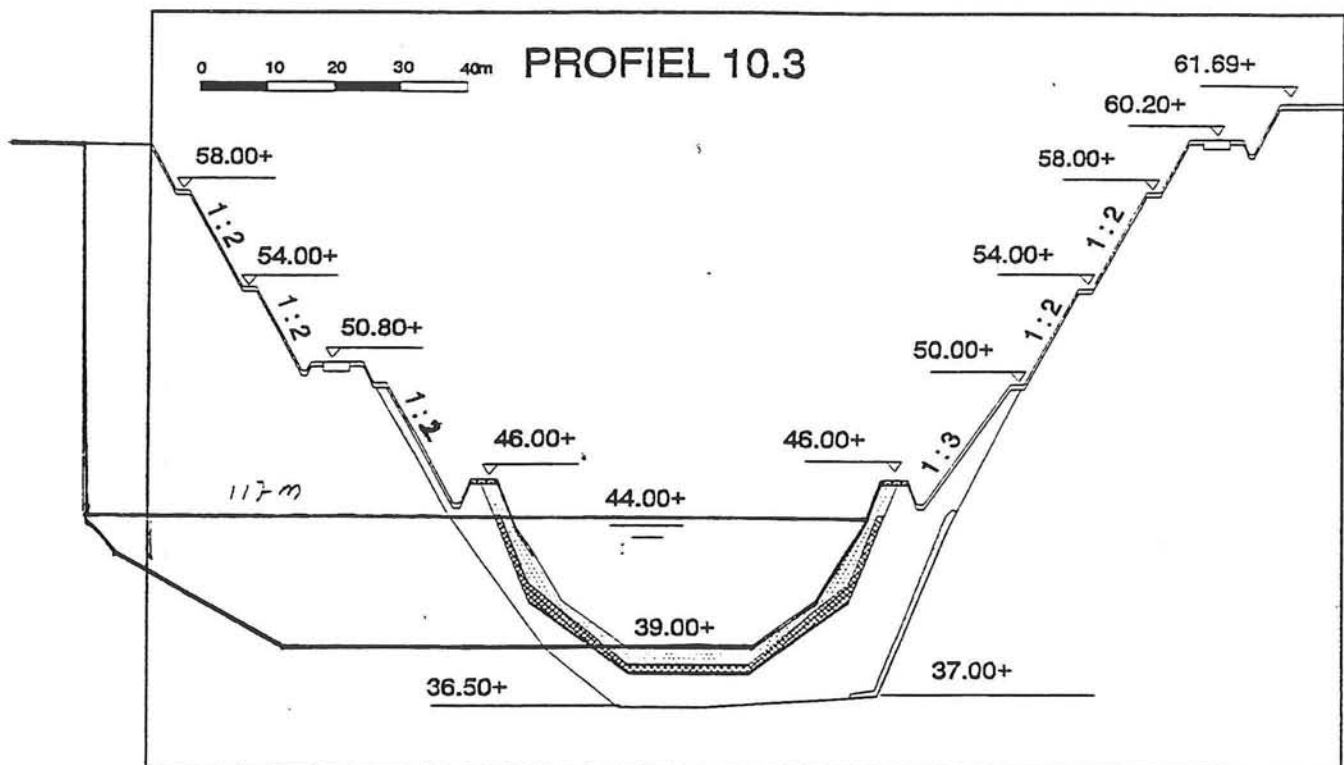
Dwarsprofiel bij km-paal 10.0



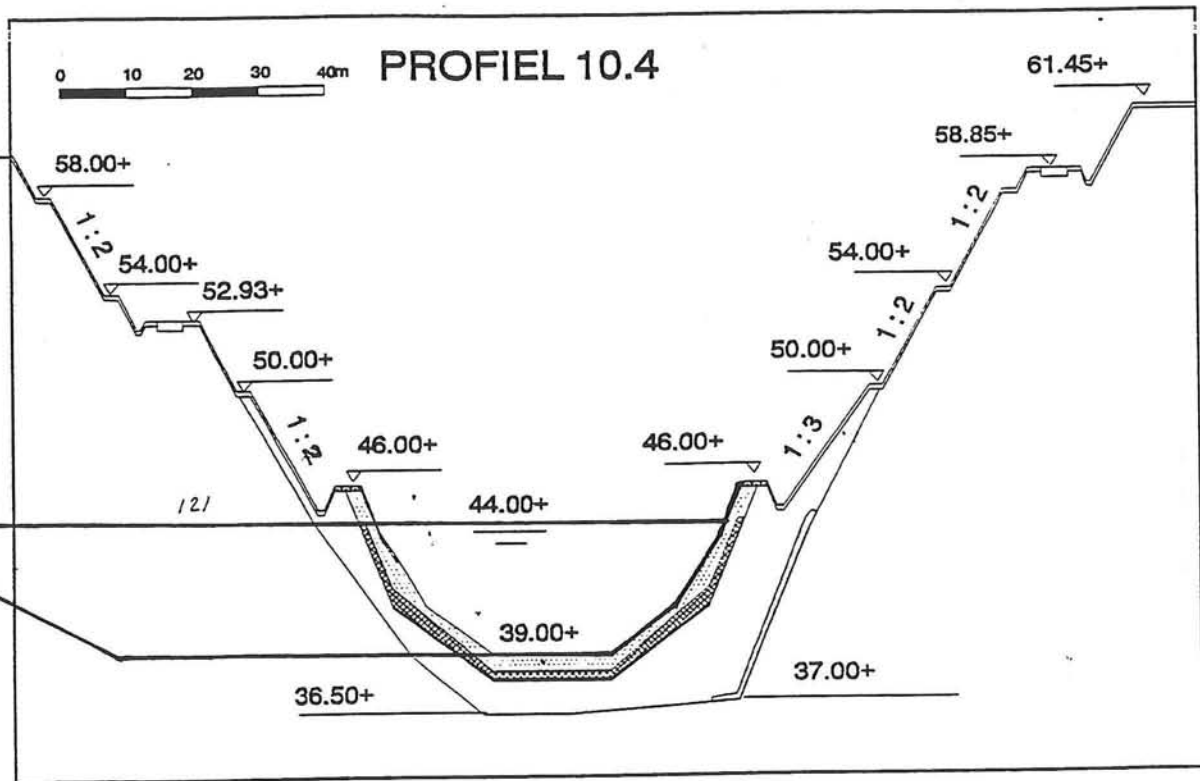
Dwarsprofiel bij km-paal 10.1



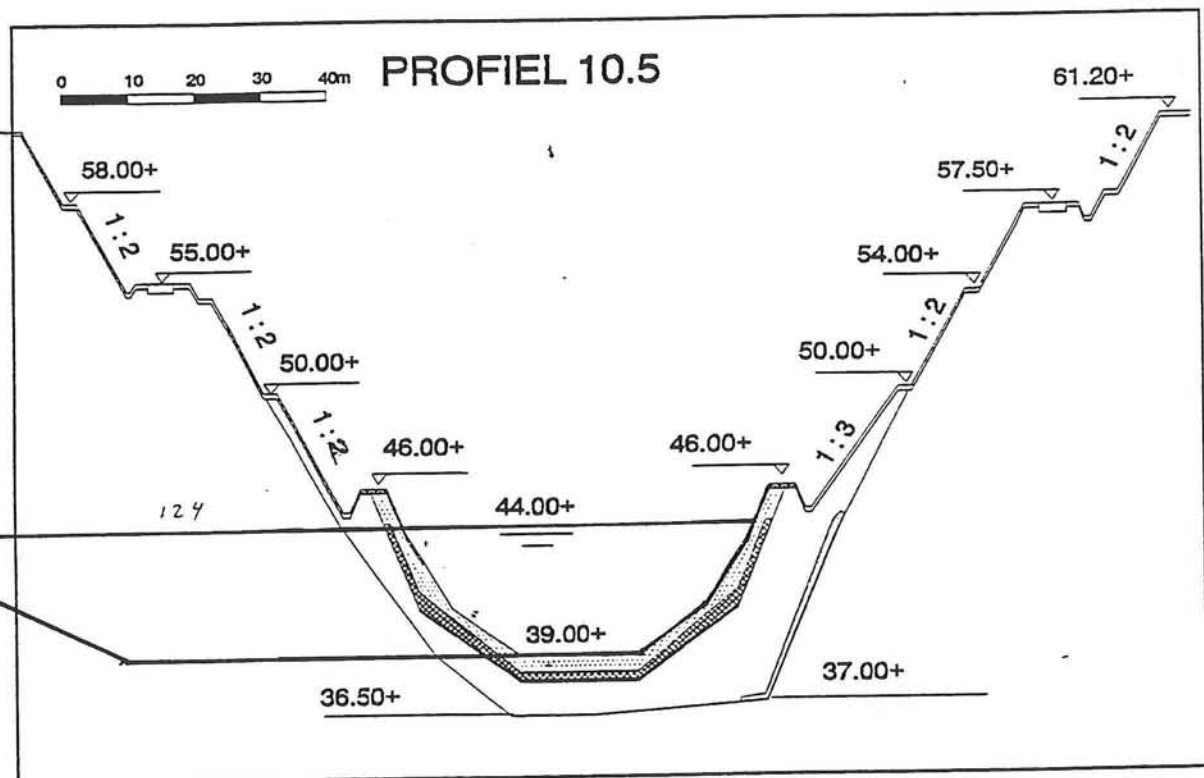
Dwarsprofiel bij km-paal 10.2



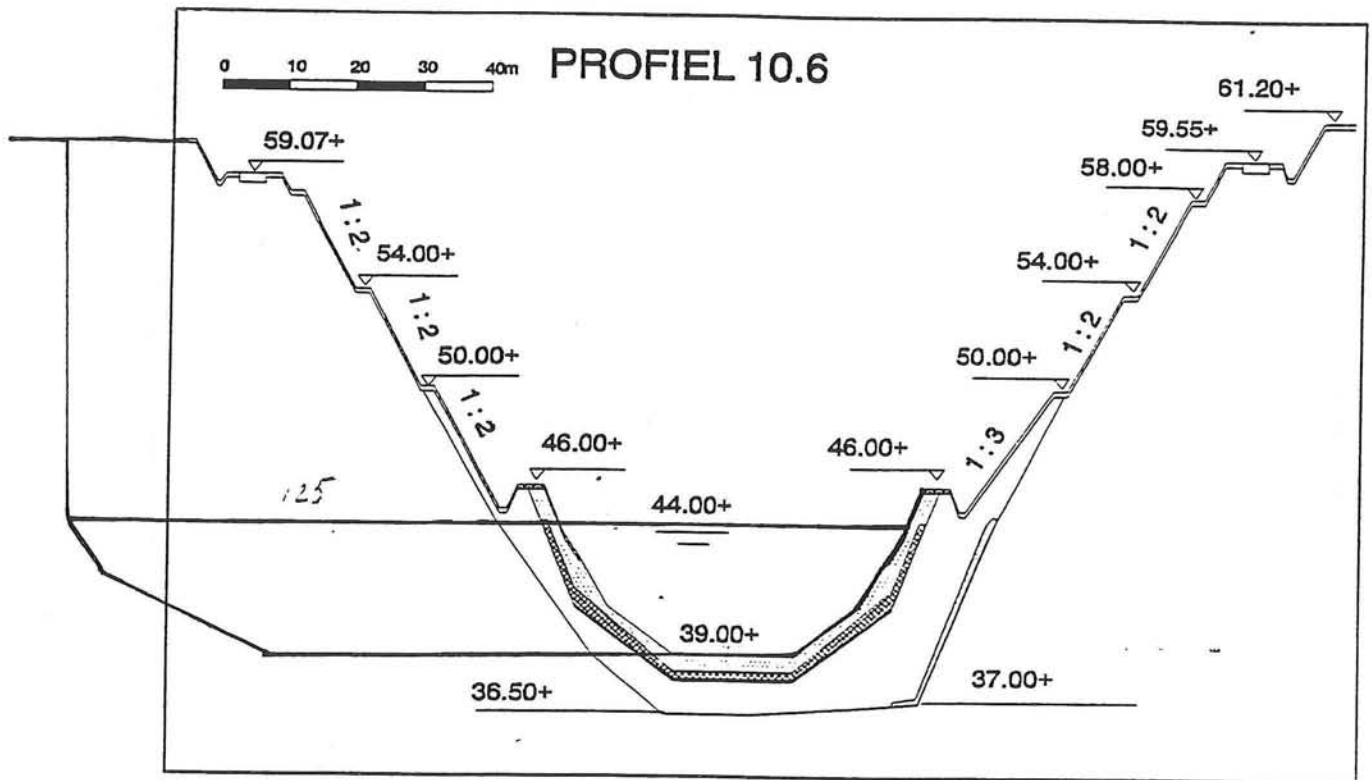
Dwarsprofiel bij km-paal 10.3



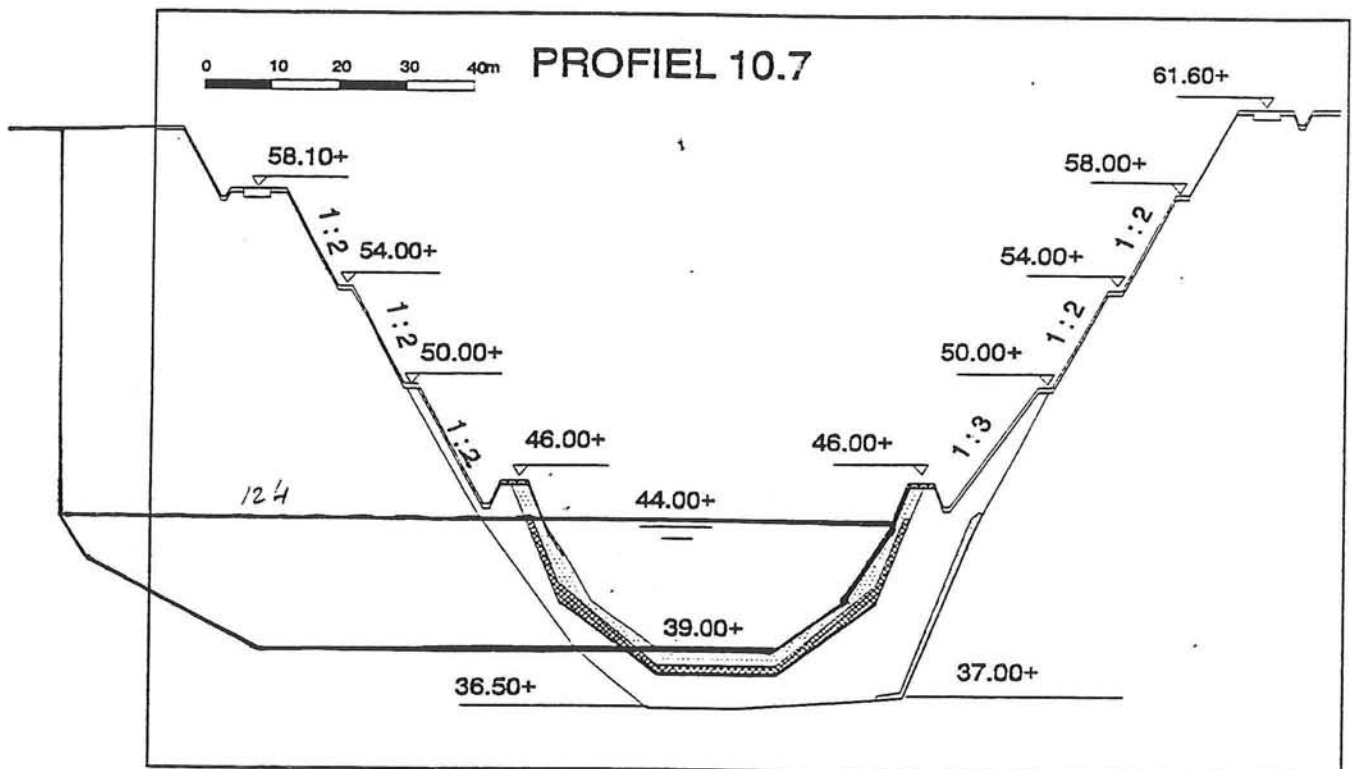
Dwarsprofiel bij km-paal 10.4



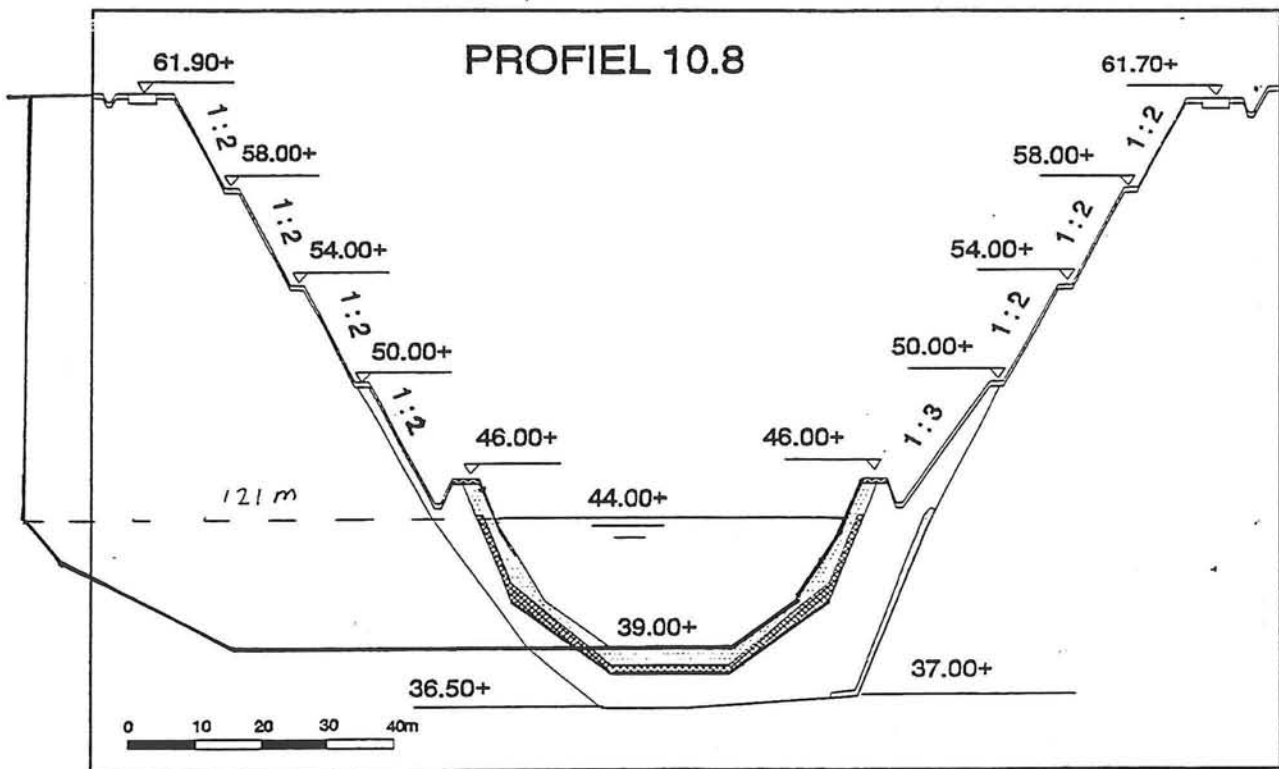
Dwarsprofiel bij km-paal 10.5



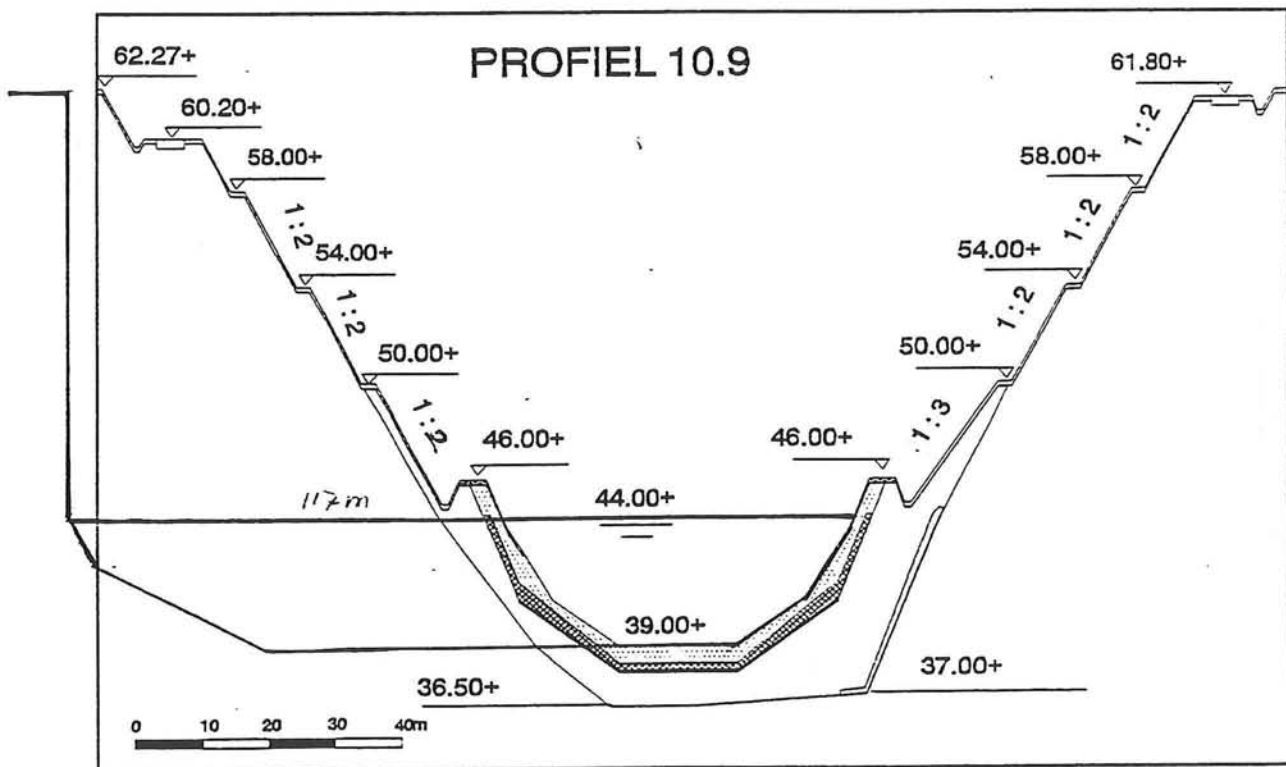
Dwarsprofiel bij km-paal 10.6



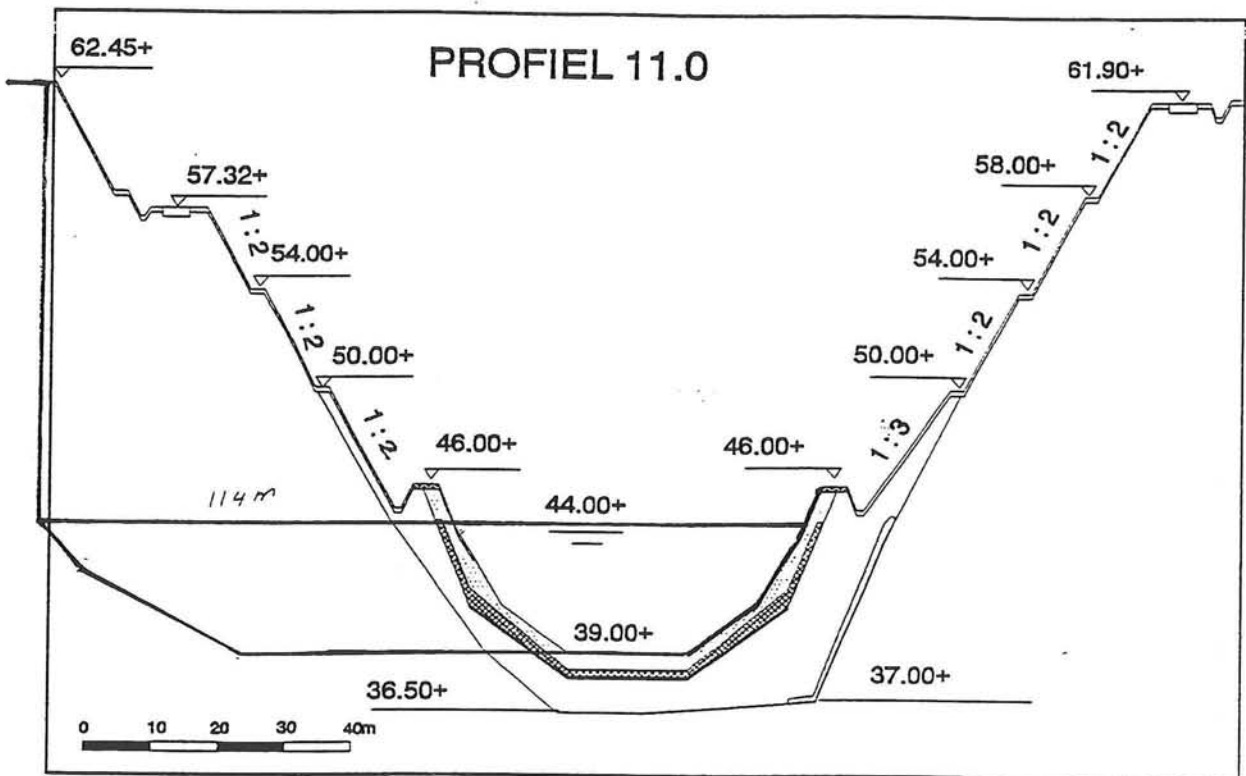
Dwarsprofiel bij km-paal 10.7



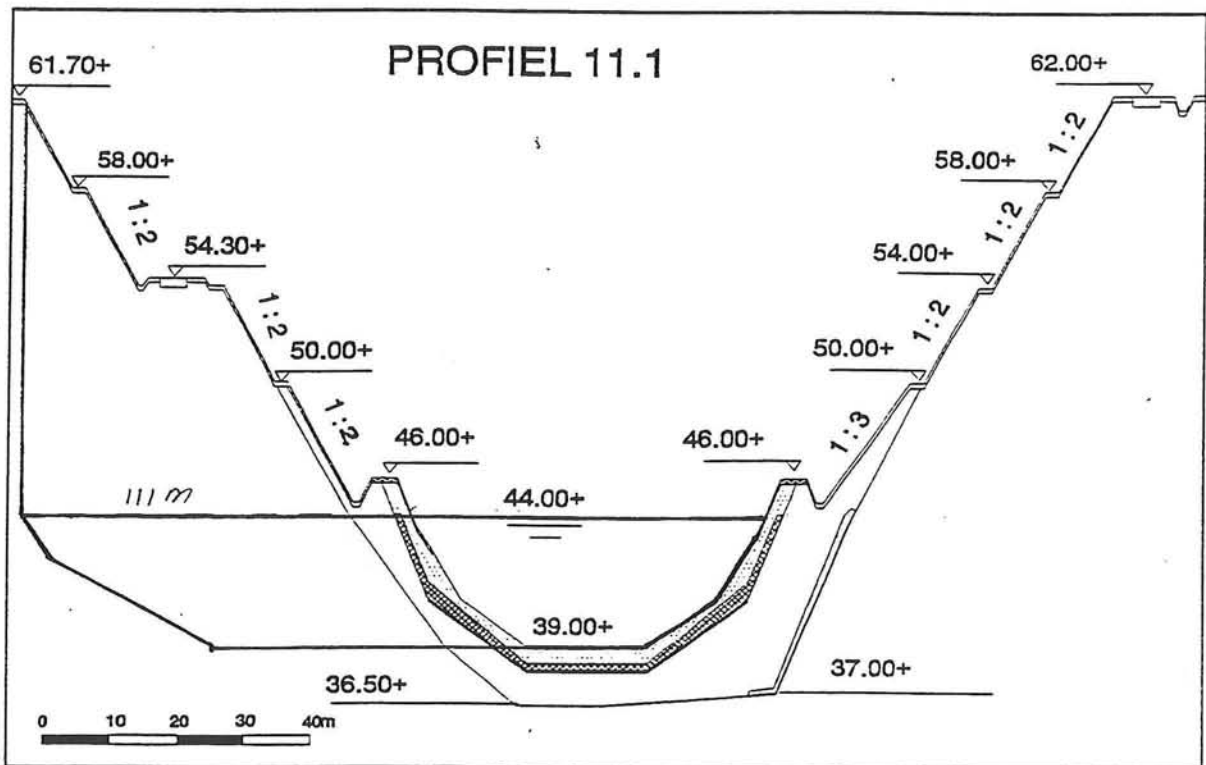
Dwarsprofiel bij km-paal 10.8



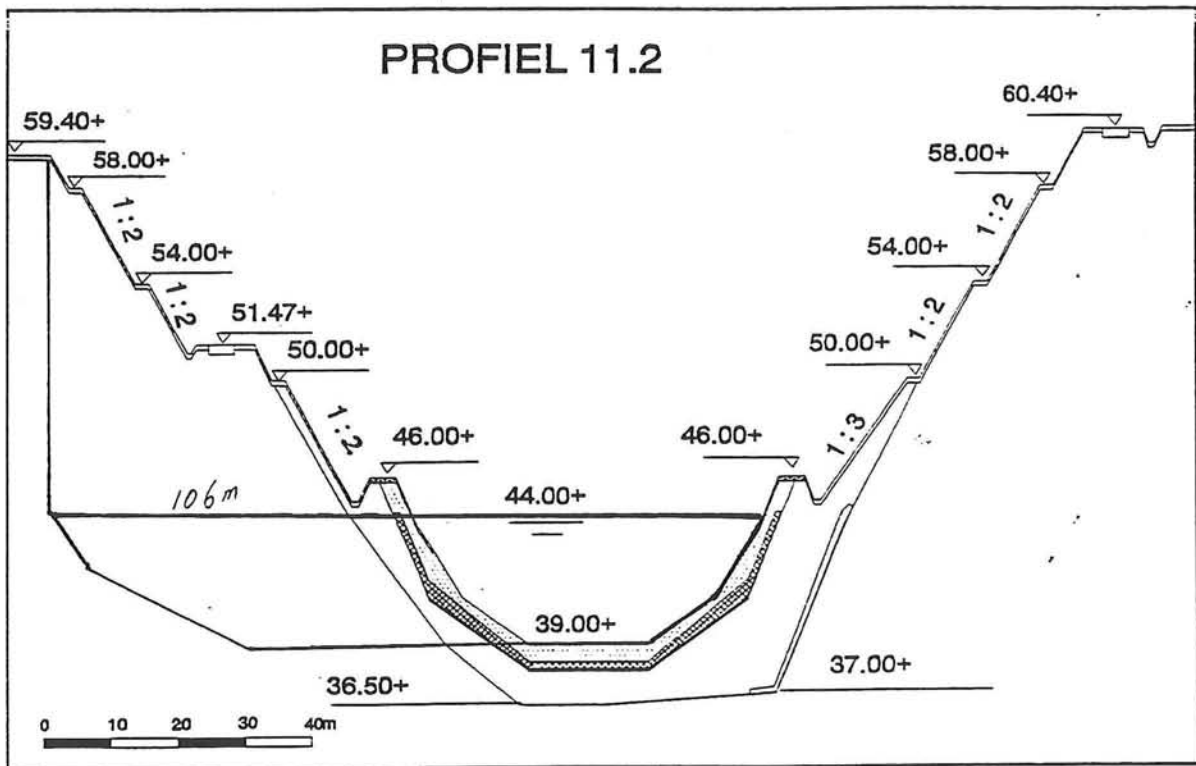
Dwarsprofiel bij km-paal 10.9



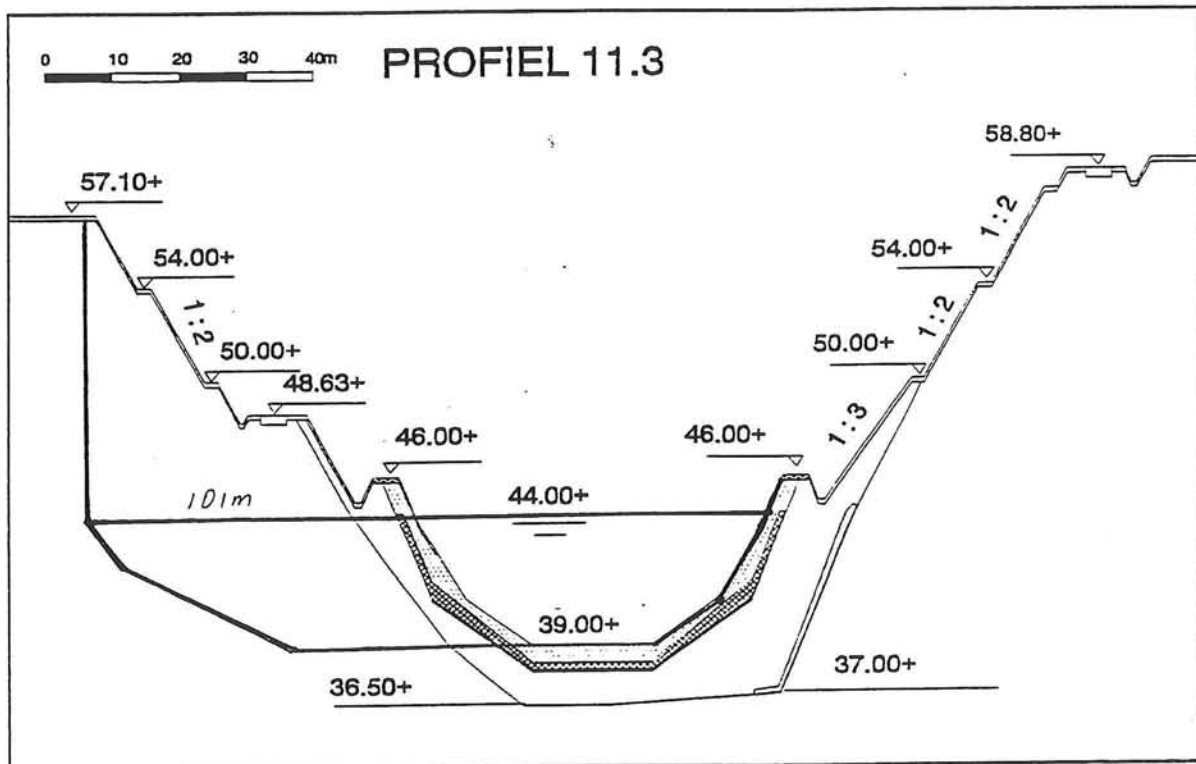
Dwarsprofiel bij km-paal 11.0



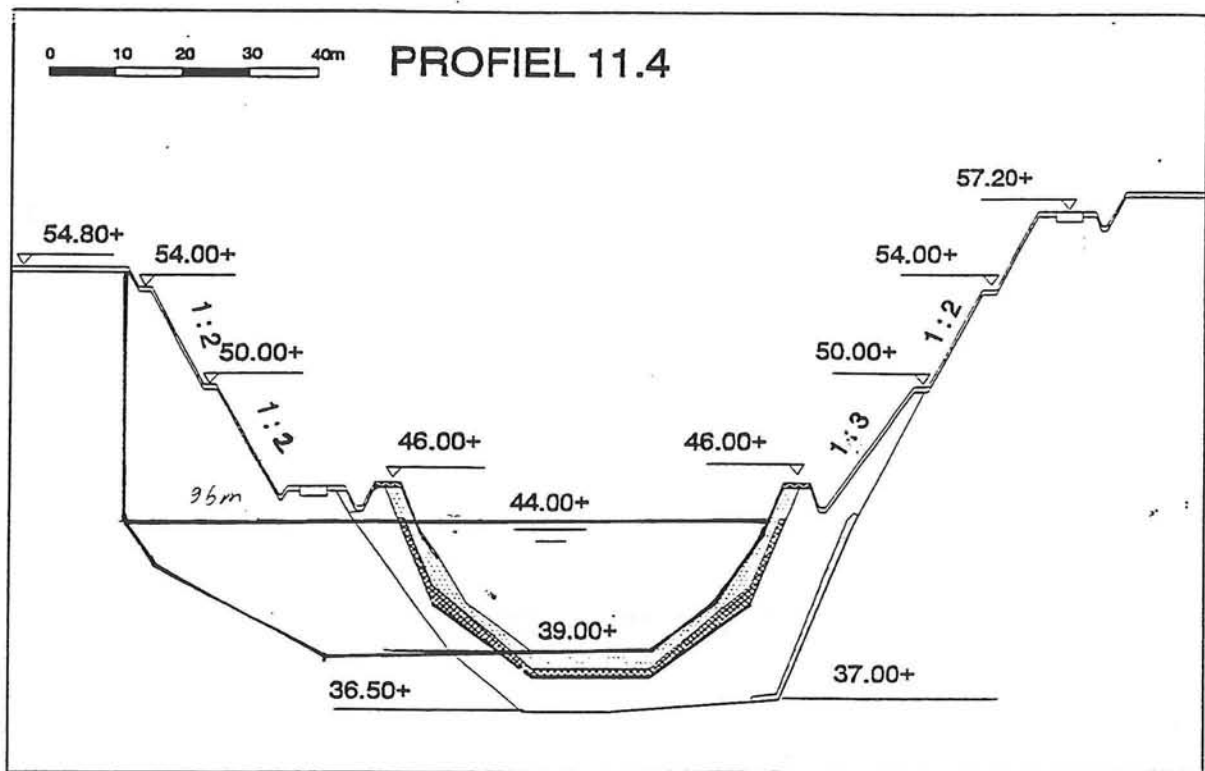
Dwarsprofiel bij km-paal 11.1



Dwarsprofiel bij km-paal 11.2



Dwarsprofiel bij km-paal 11.3



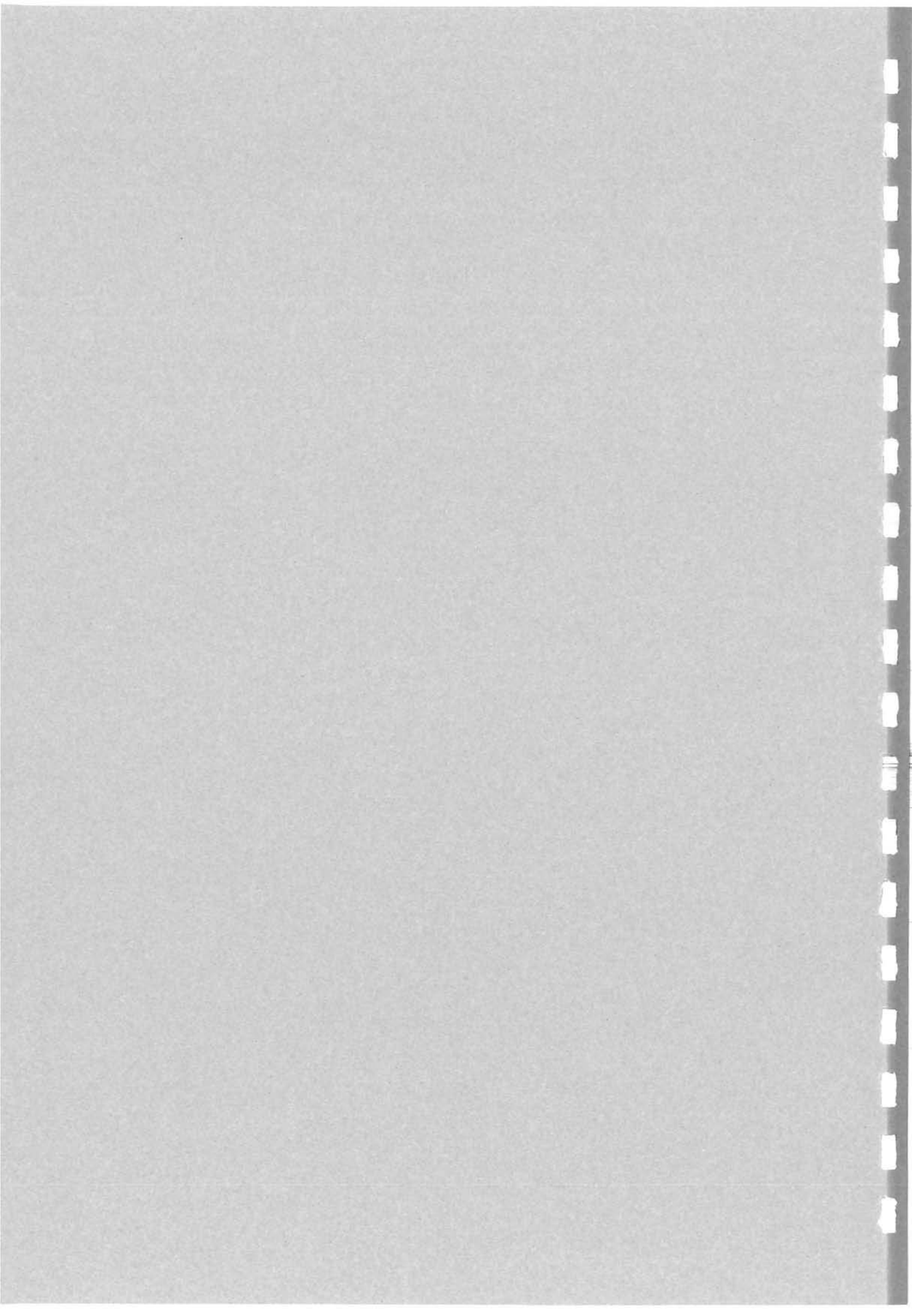
Dwarsprofiel bij km-paal 11.4

BIJLAGE 6b:**DWARSPROFIELEN VAN HET VERBREEDDE
KANAALVAK ($R_{as} = 935 \text{ m.}; B_{min} = 84.5 \text{ m.}$)
INGETEKEND IN DE HUIDIGE DWARSDOORSNEDEN**

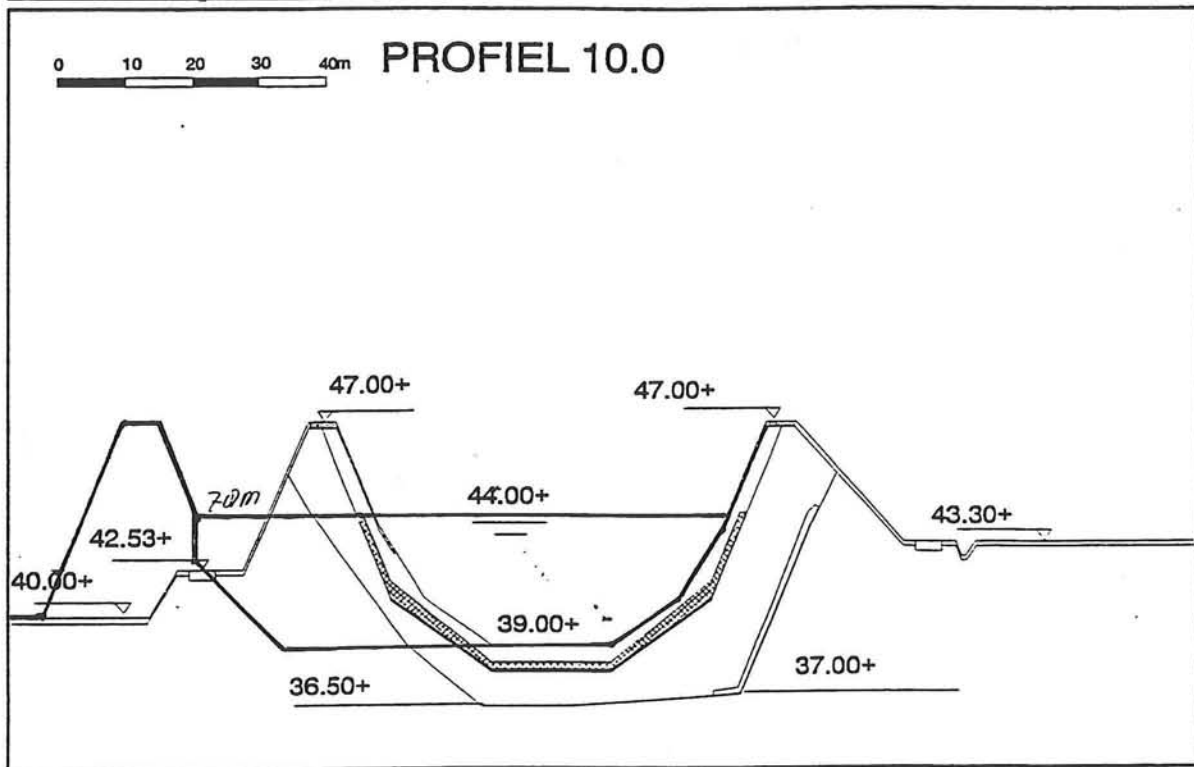
De breedte van het wateroppervlak op een hoogte van N.A.P. + 44 m. bedraagt bij kilometerpaal :

10.0	78 m.
10.1	83 m.
10.2	111 m.
10.3	137 m.
10.4	155 m.
10.5	165 m.
10.6	167 m.
10.7	160 m.
10.8	150 m.
10.9	130 m.
11.0	104 m.
11.1	83 m.
11.2	78 m.
11.3	73 m.
11.4	68 m.

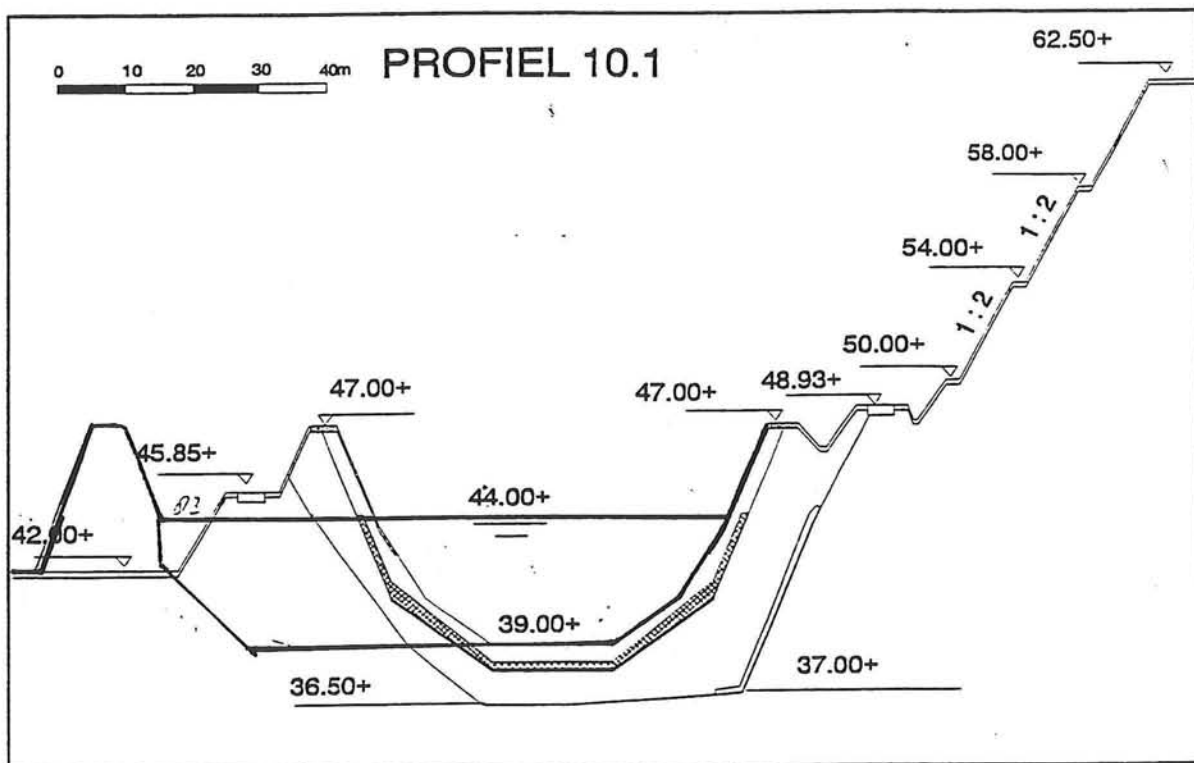
In de figuren op de volgende pagina's zijn de verbreedde profielen weergegeven met een dikke lijnen en de huidige kanaal constructie met dunne lijnen.



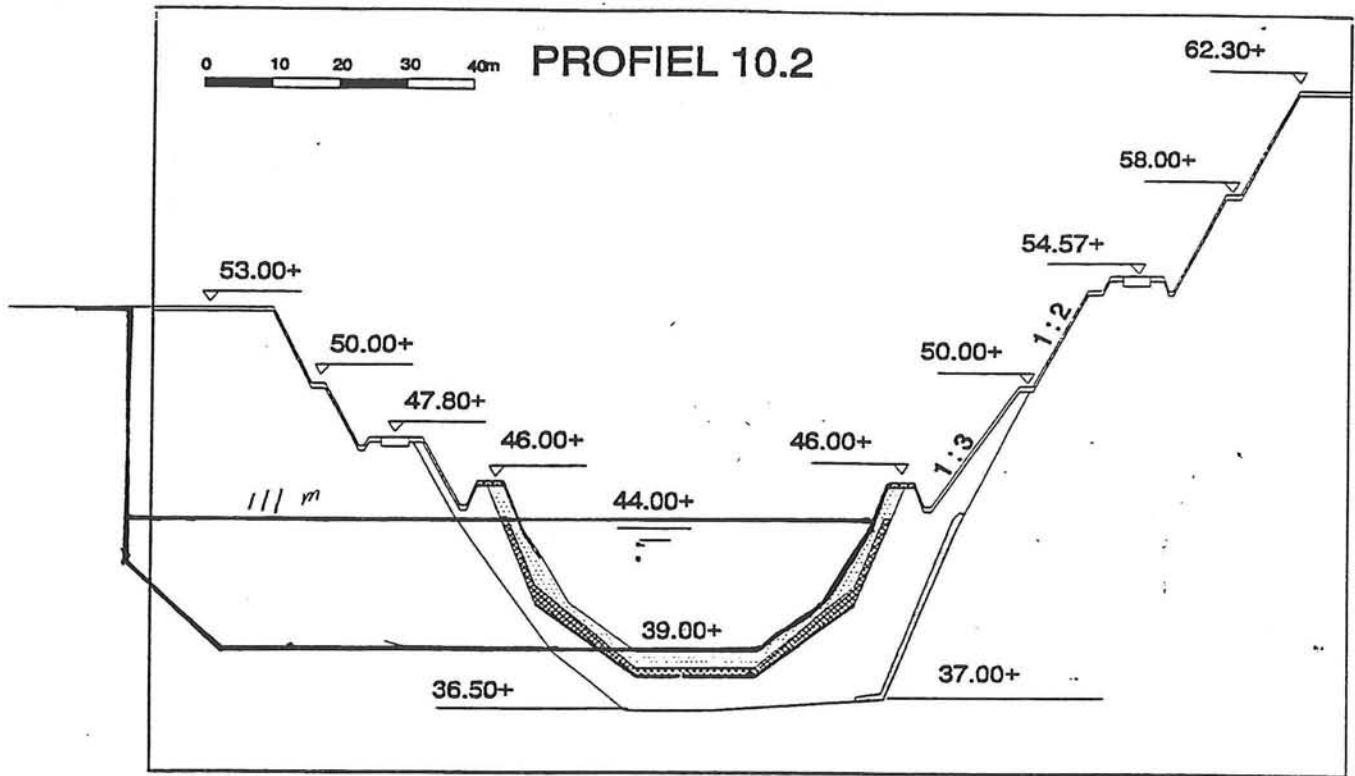
**DWARSPROFIELEN VAN HET JULIANAKANAAL IN DE BOCHT BIJ ELSLOO
TUSSEN km-paal 10.0 EN 11.4**



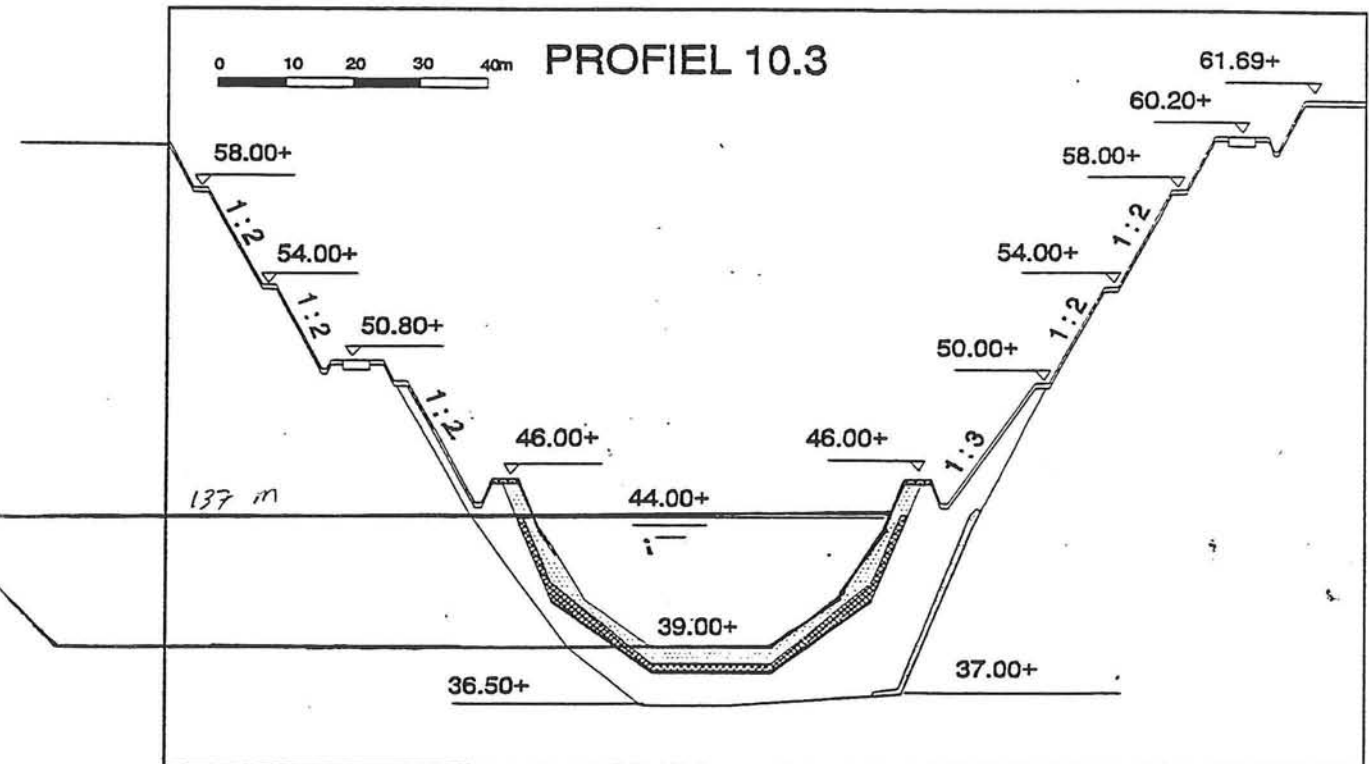
Dwarsprofiel bij km-paal 10.0



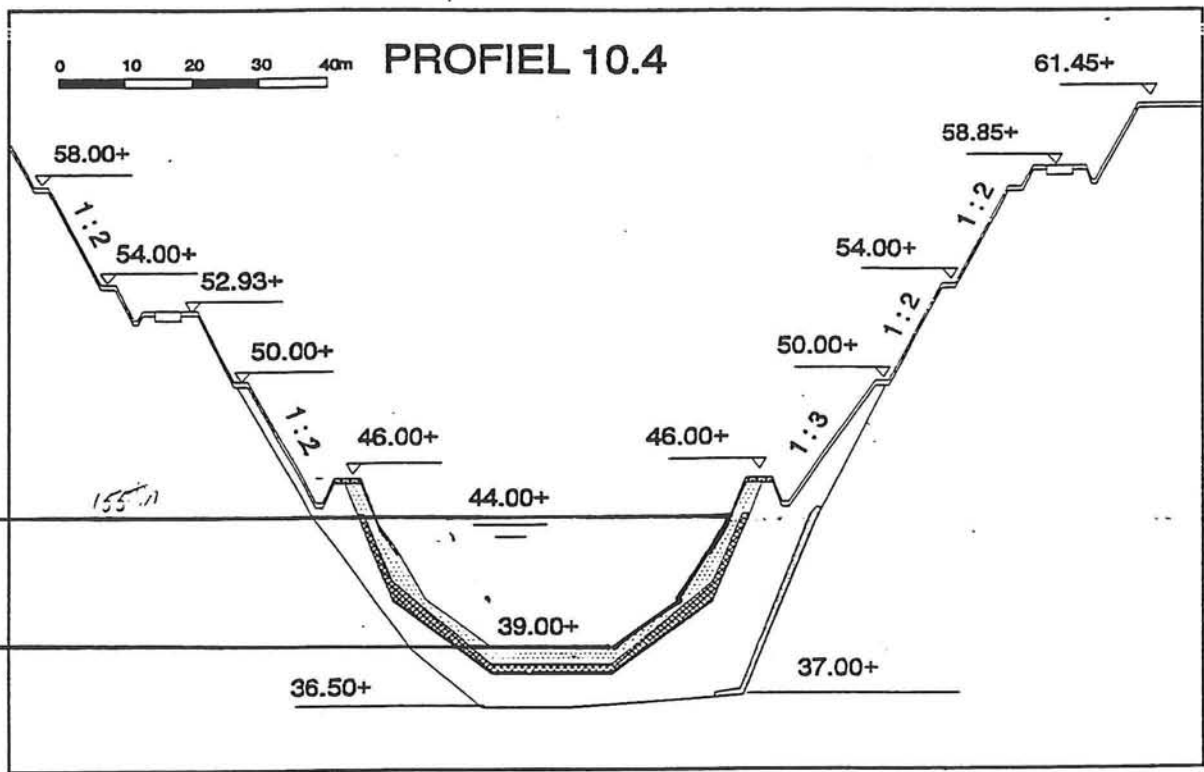
Dwarsprofiel bij km-paal 10.1



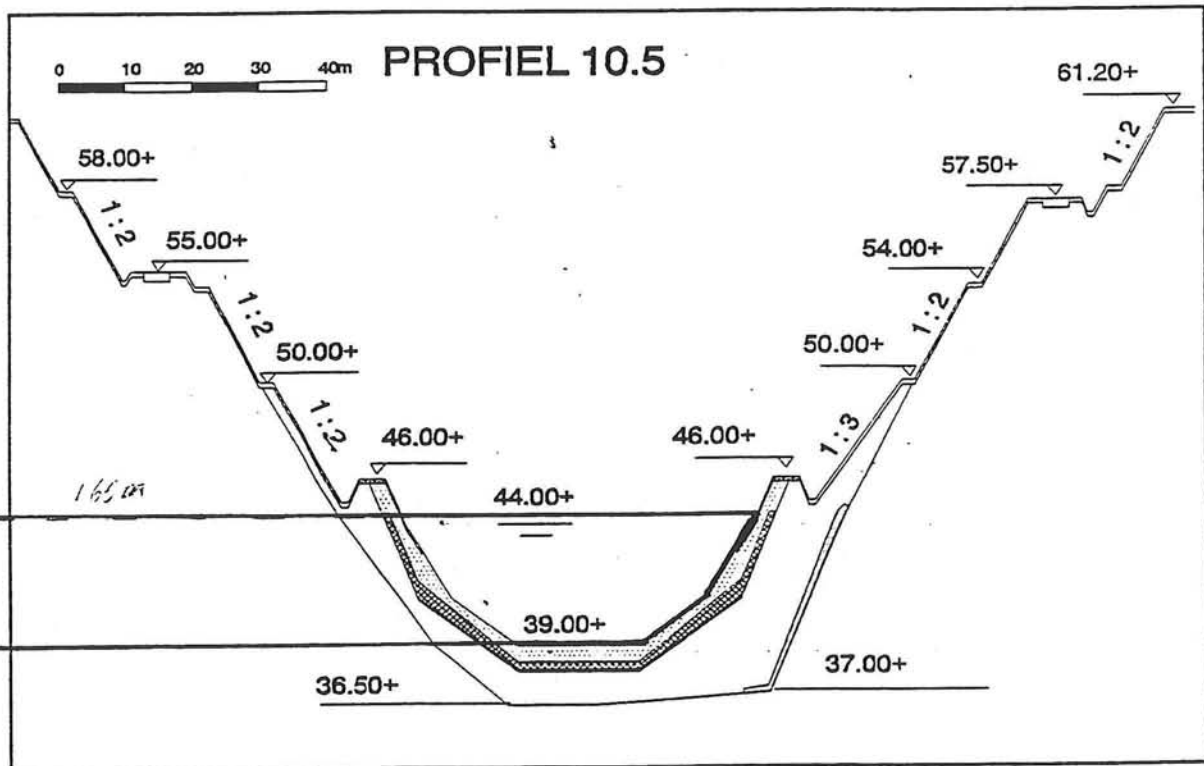
Dwarsprofiel bij km-paal 10.2



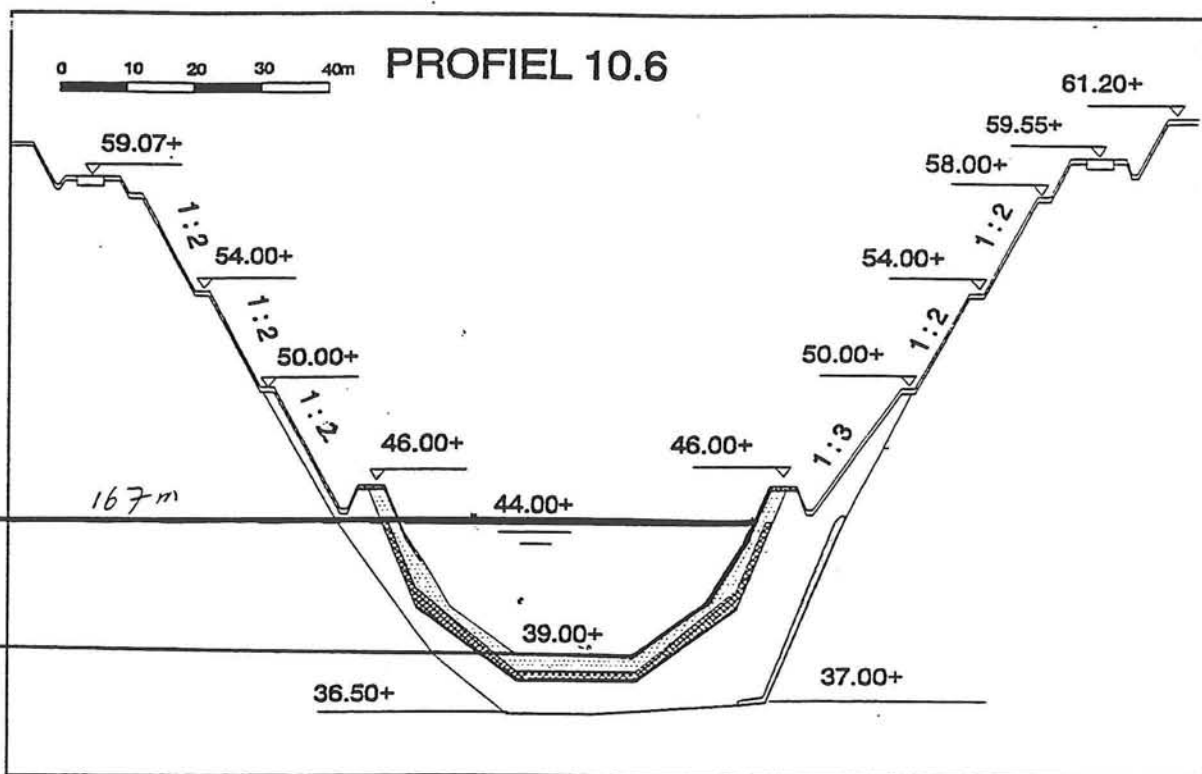
Dwarsprofiel bij km-paal 10.3



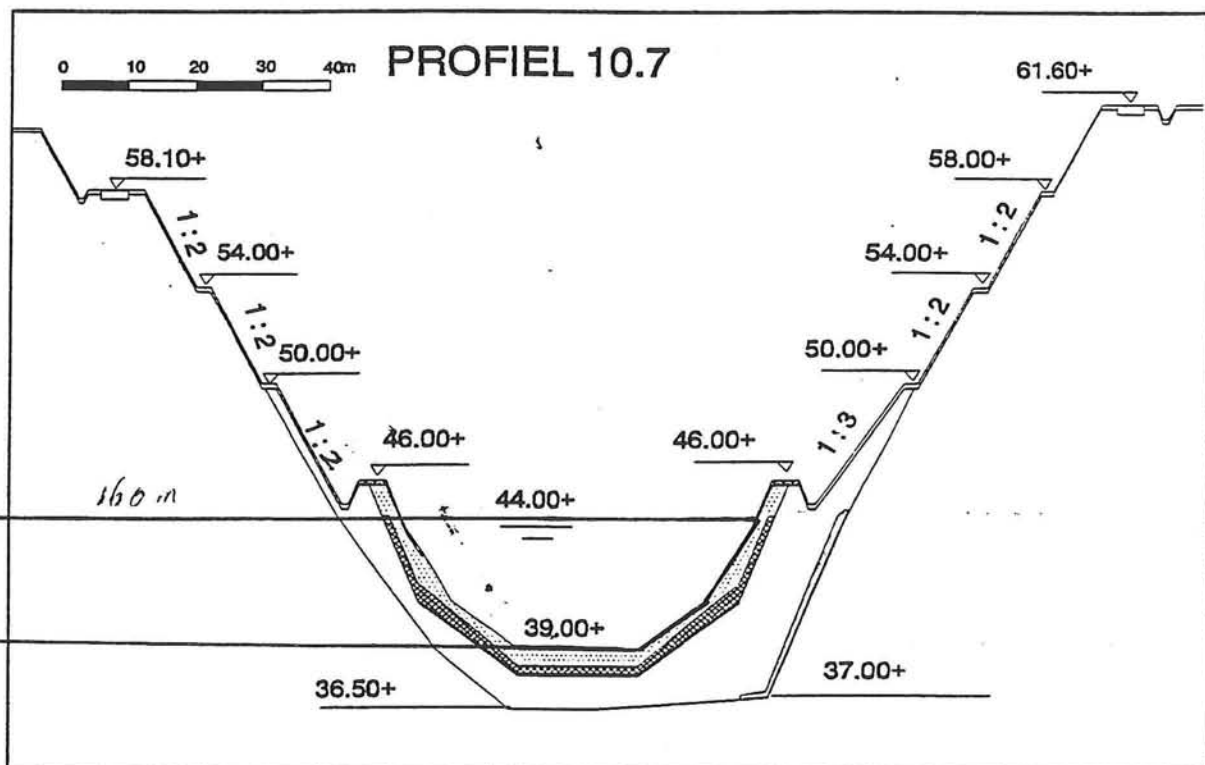
Dwarsprofiel bij km-paal 10.4



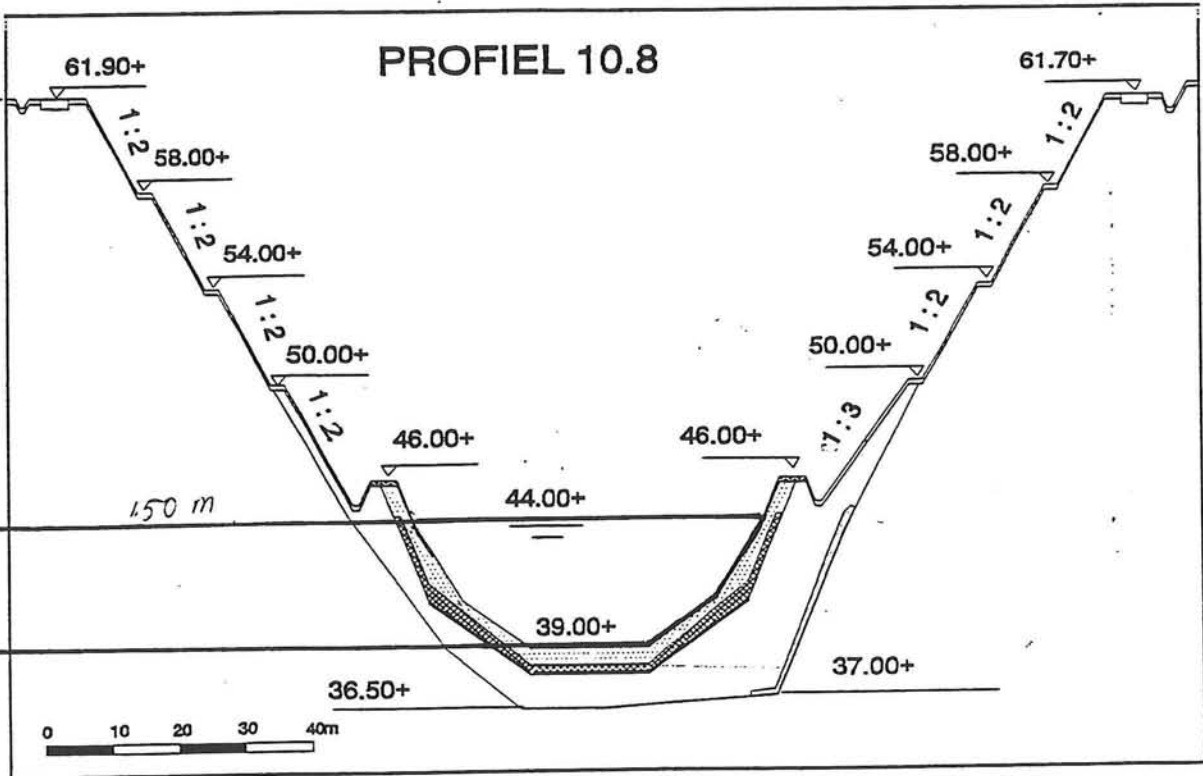
Dwarsprofiel bij km-paal 10.5



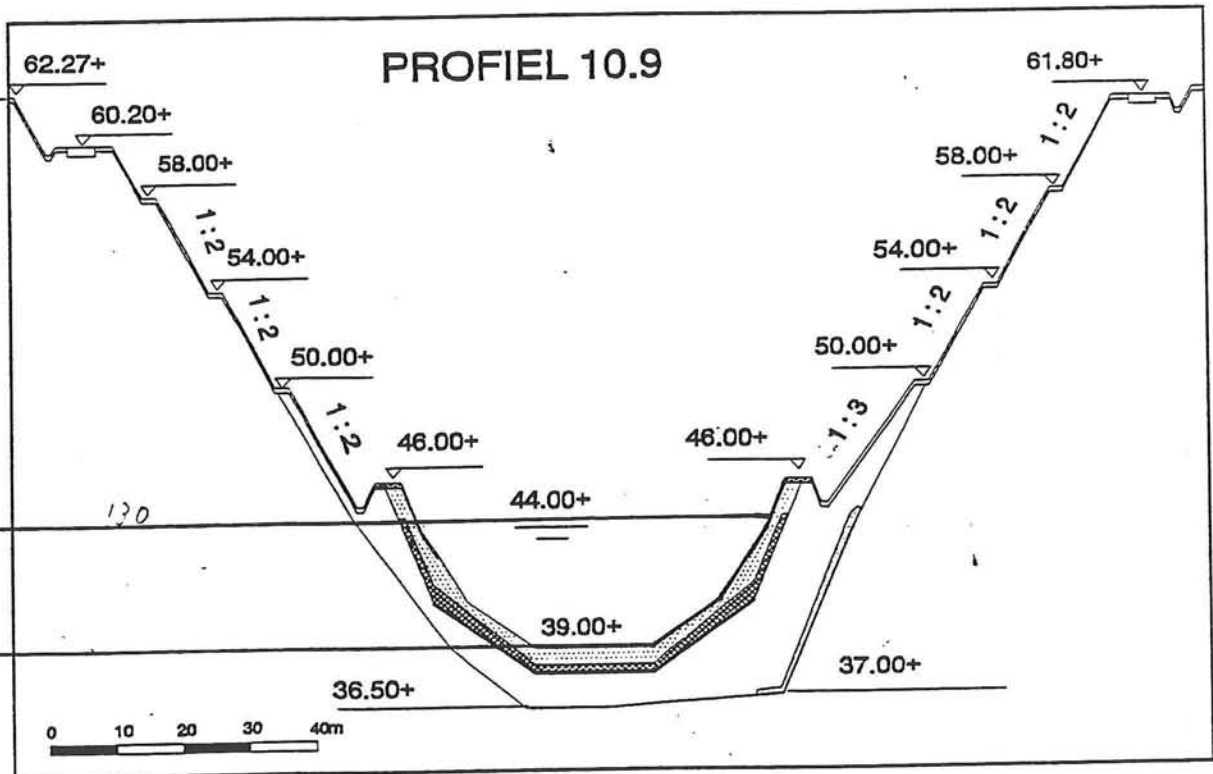
Dwarsprofiel bij km-paal 10.6



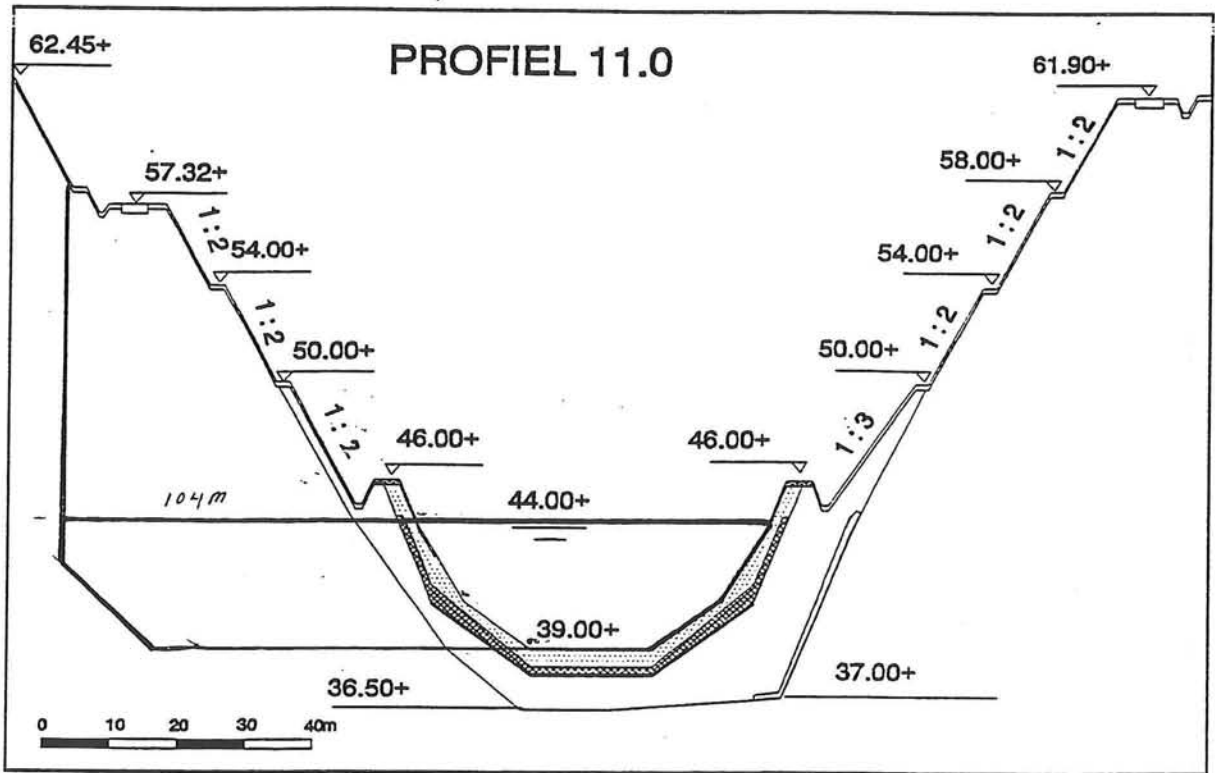
Dwarsprofiel bij km-paal 10.7



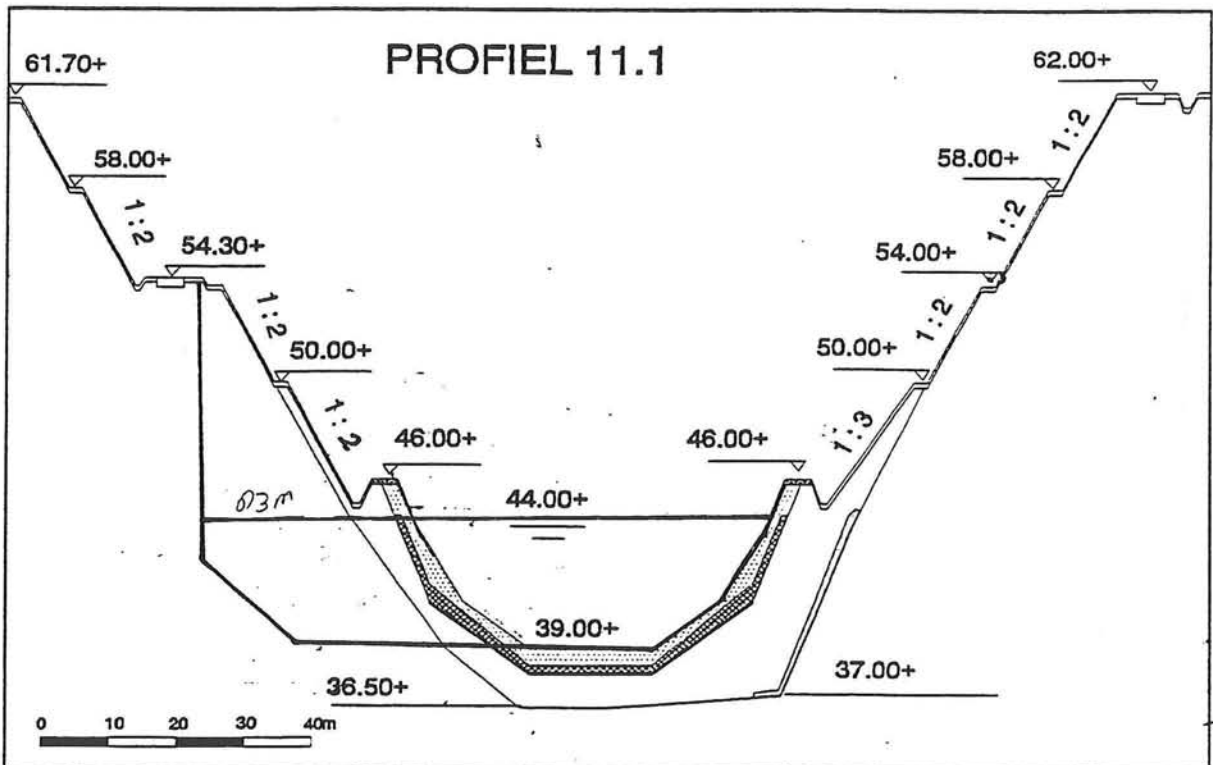
Dwarsprofiel bij km-paal 10.8



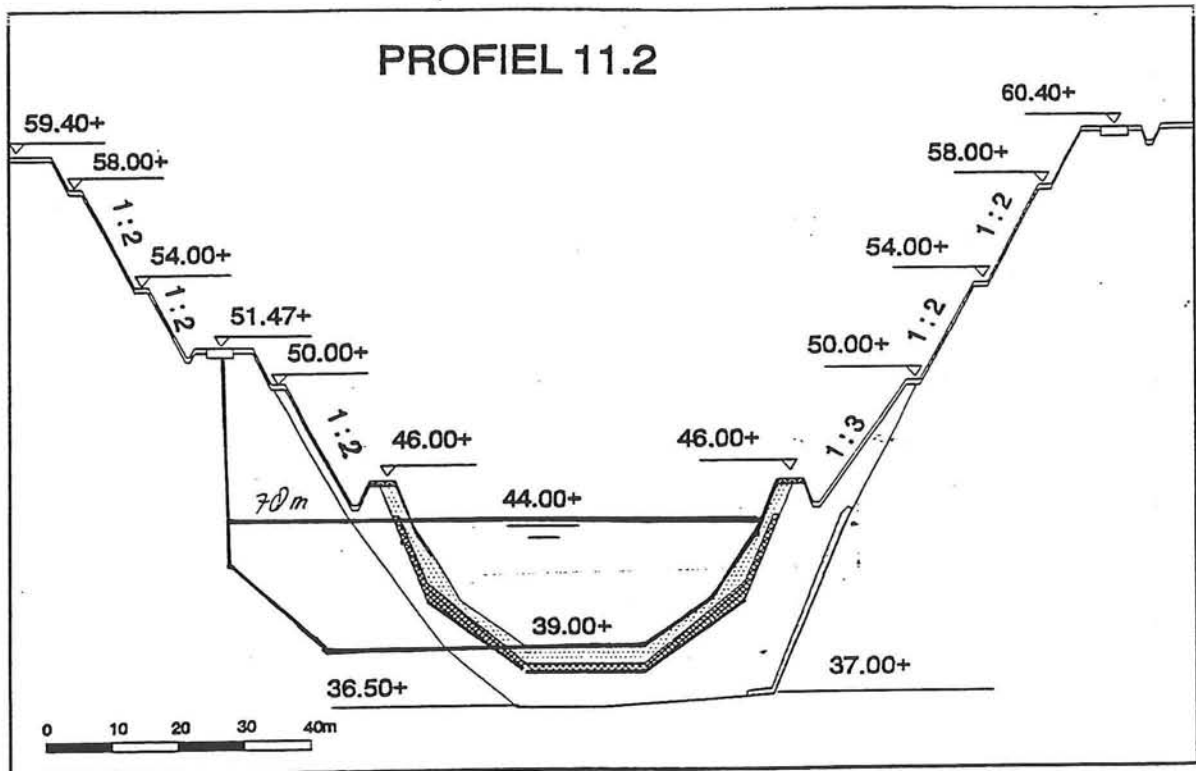
Dwarsprofiel bij km-paal 10.9



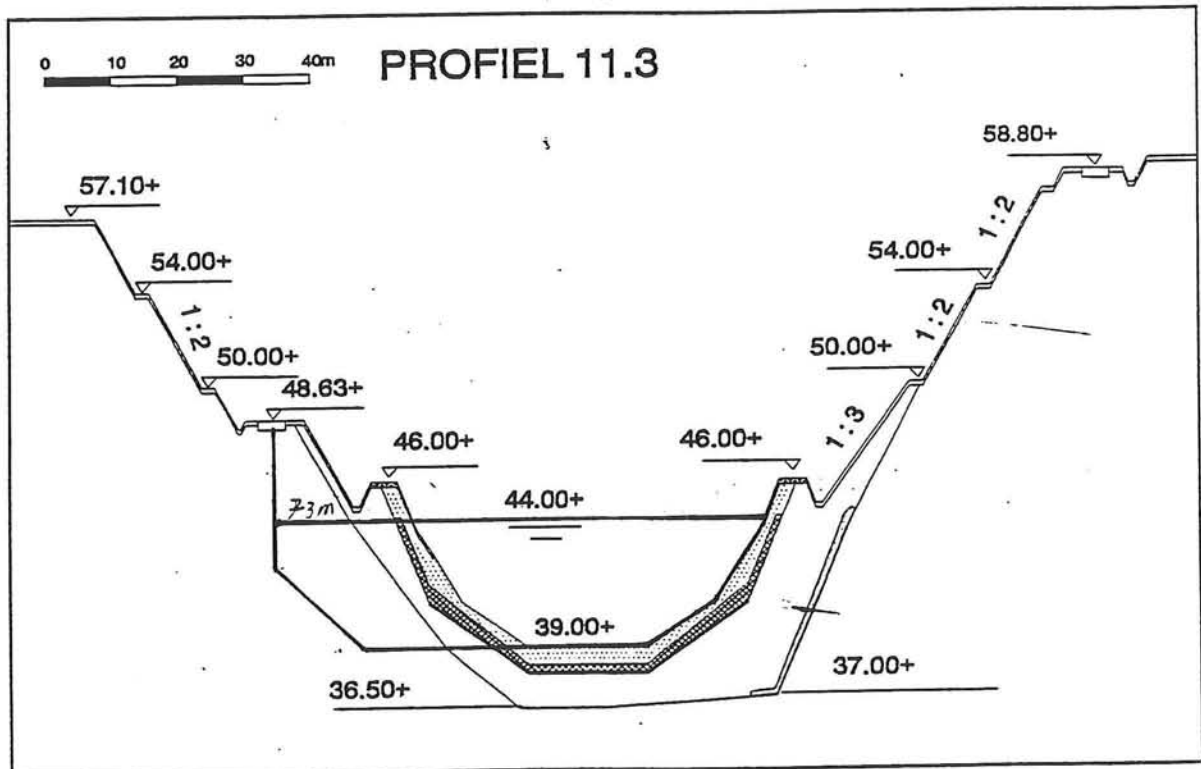
Dwarsprofiel bij km-paal 11.0



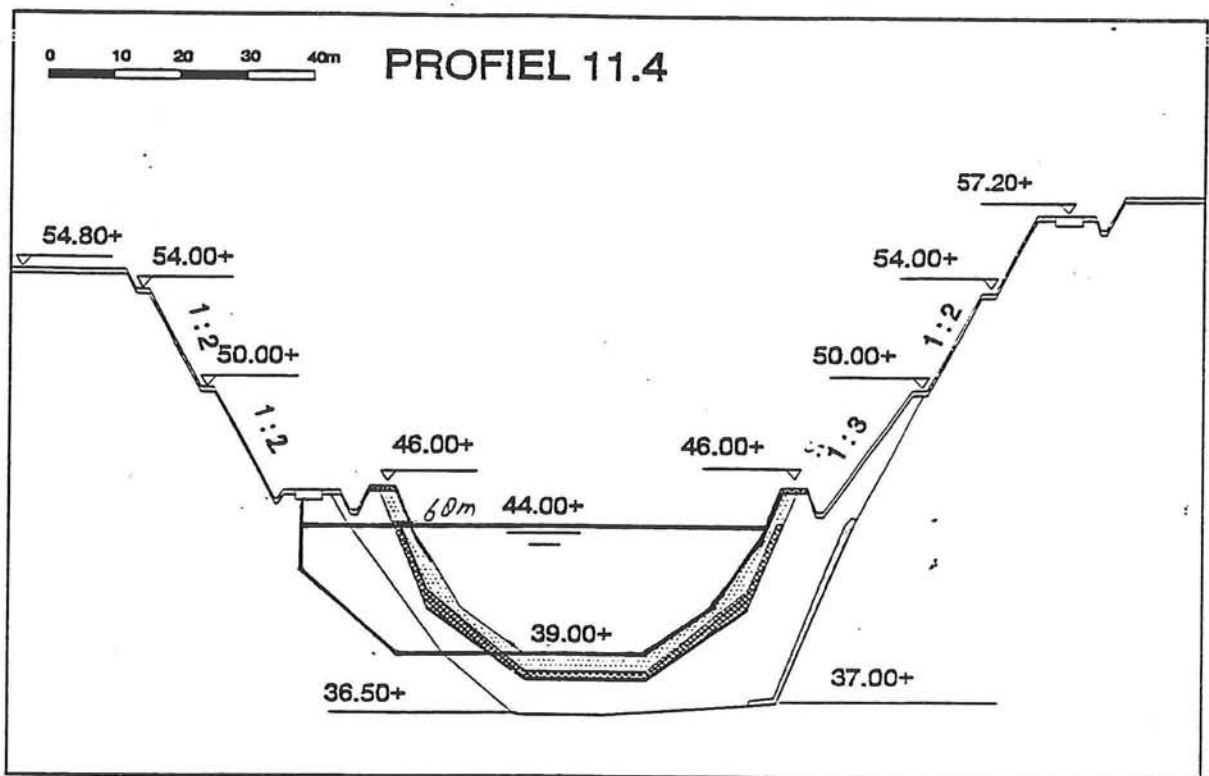
Dwarsprofiel bij km-paal 11.1



Dwarsprofiel bij km-paal 11.2



Dwarsprofiel bij km-paal 11.3



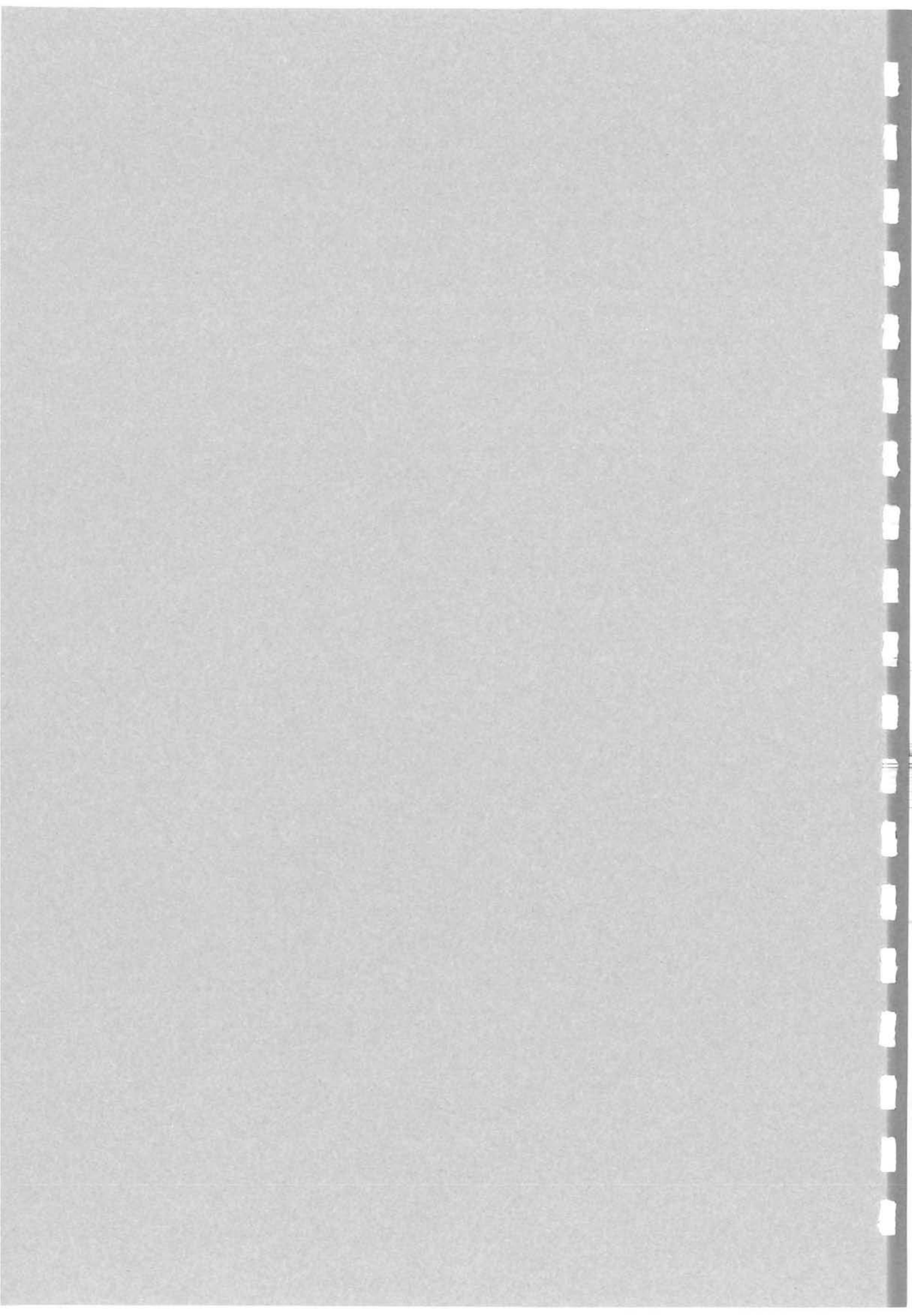
Dwarsprofiel bij km-paal 11.4

BIJLAGE 6c:**DWARSPROFIELEN VAN HET VERBREEDDE
KANAALVAK ($R_{as} = 600$ m.; $B_{min} = 60$ m.) INGETEKEND
IN DE HUIDIGE DWARSDOORSNEDEN**

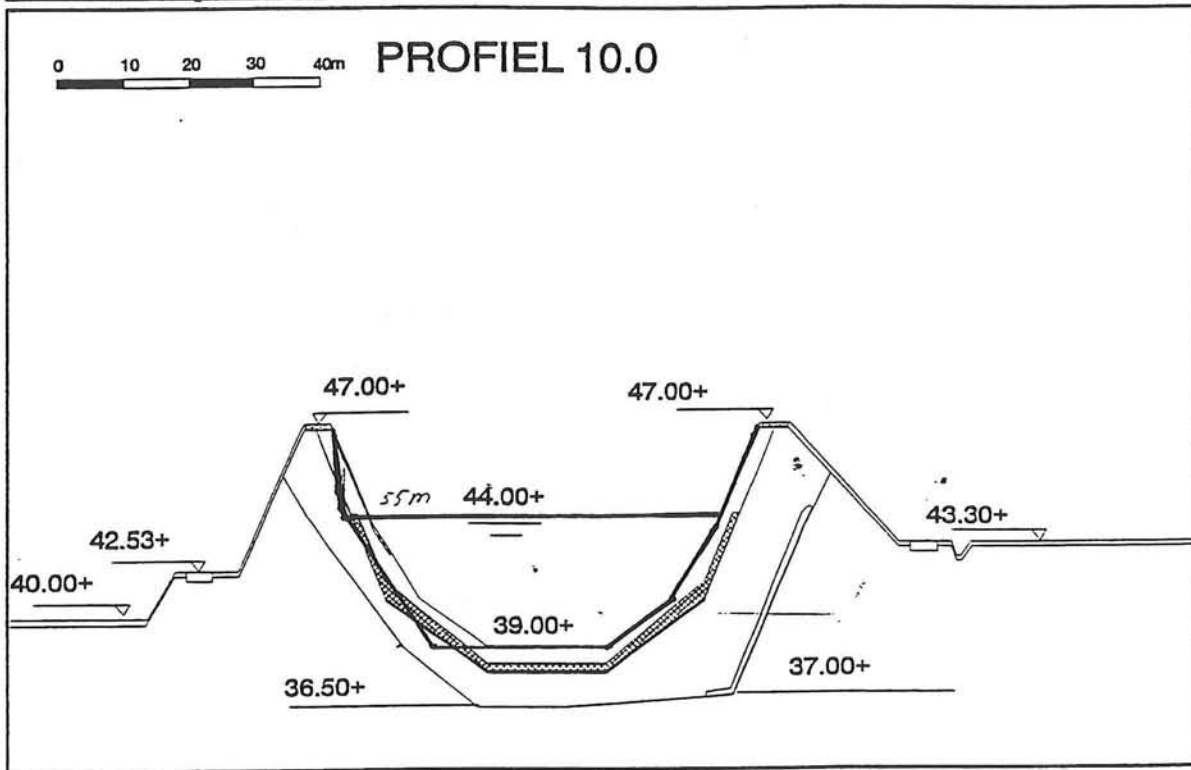
De breedte van het wateroppervlak op een hoogte van N.A.P. + 44 m. bedraagt bij kilometerpaal :

10.0	55 m.
10.1	60 m.
10.2	63 m.
10.3	63 m.
10.4	63 m.
10.5	63 m.
10.6	63 m.
10.7	63 m.
10.8	63 m.
10.9	63 m.
11.0	63 m.
11.1	60 m.
11.2	55 m.
11.3	51 m.
11.4	51 m.

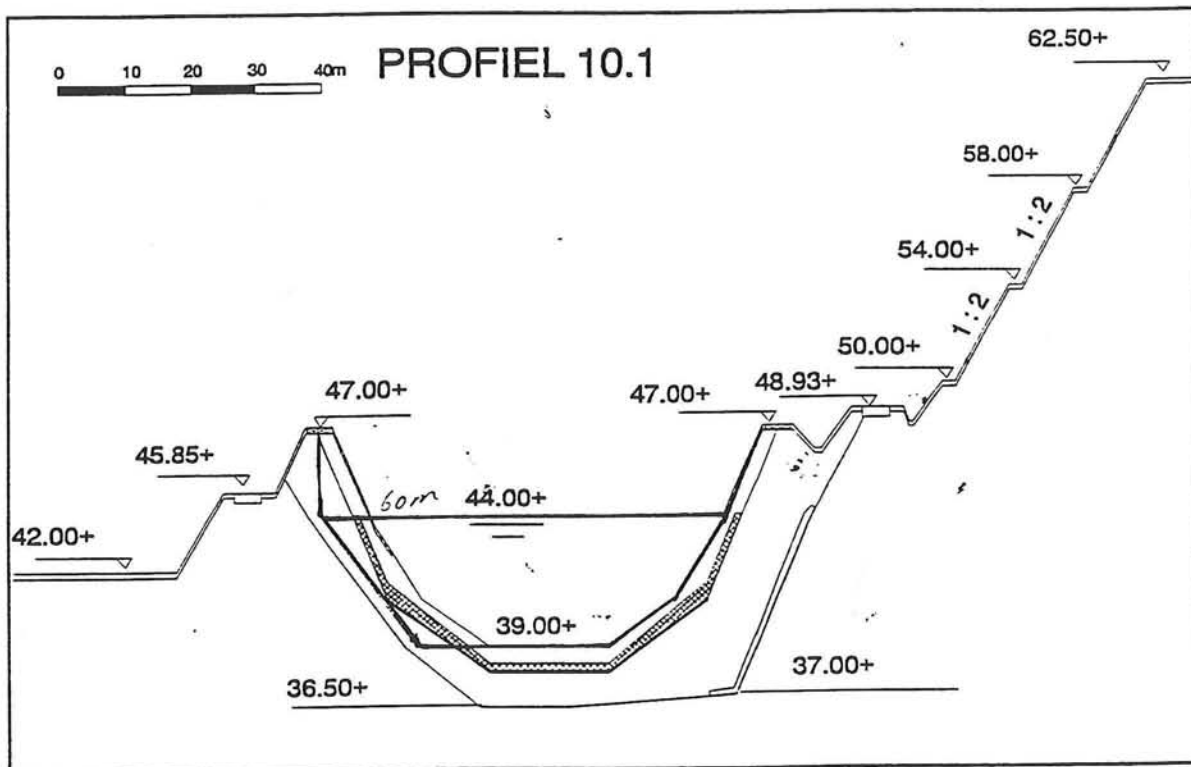
In de figuren op de volgende pagina's zijn de verbreedde profielen weergegeven met een dikke lijnen en de huidige kanaal constructie met dunne lijnen.



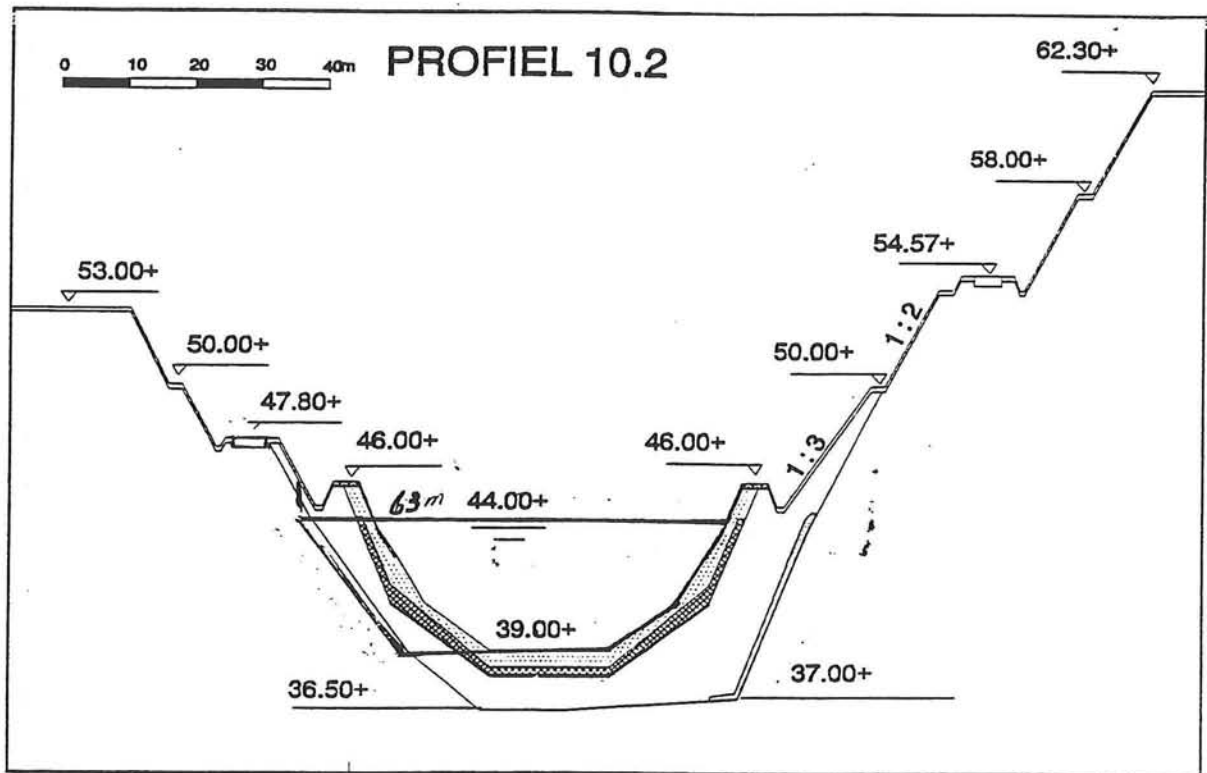
**DWARSPROFIELEN VAN HET JULIANAKANAAL IN DE BOCHT BIJ ELSLOO
TUSSEN km-paal 10.0 EN 11.4**



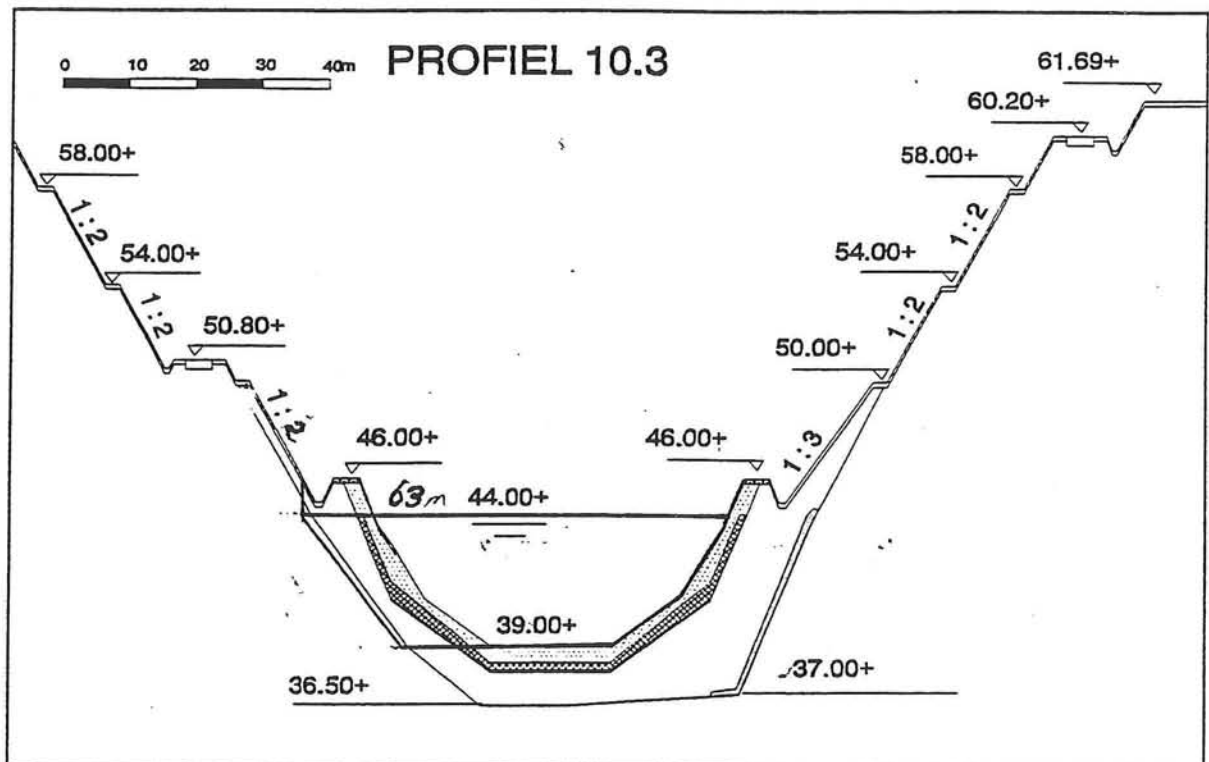
Dwarsprofiel bij km-paal 10.0



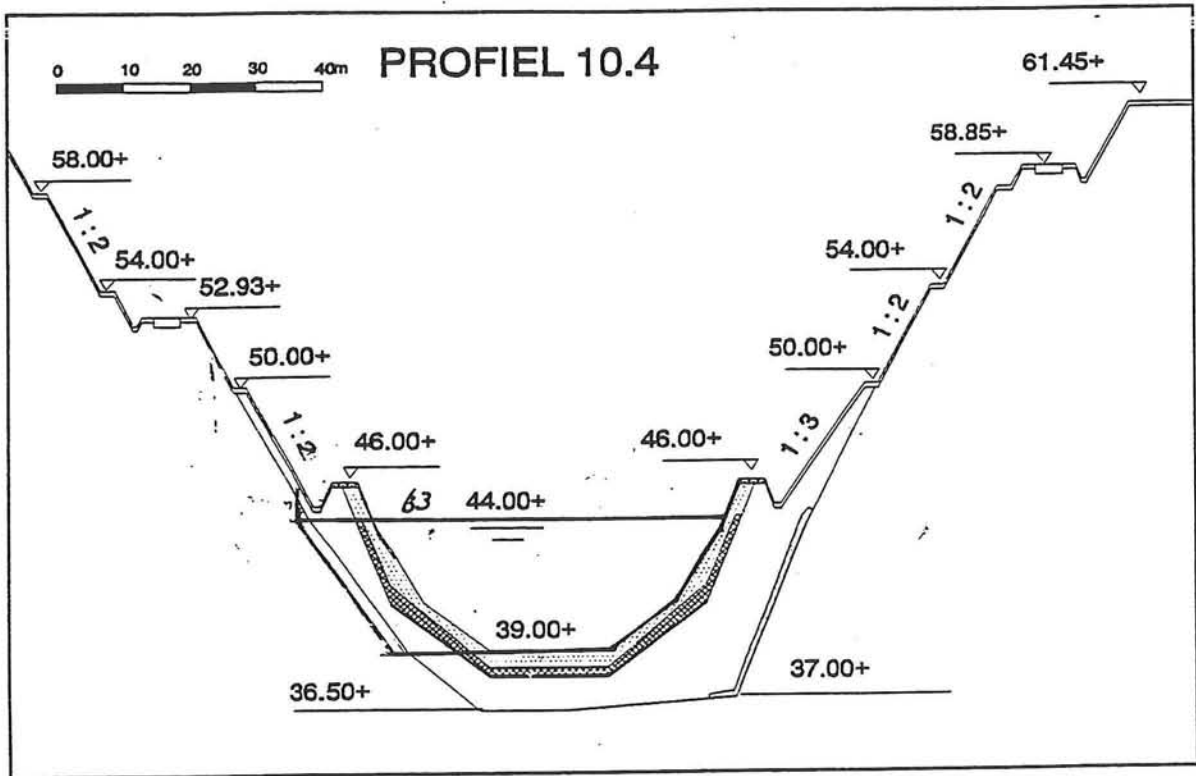
Dwarsprofiel bij km-paal 10.1



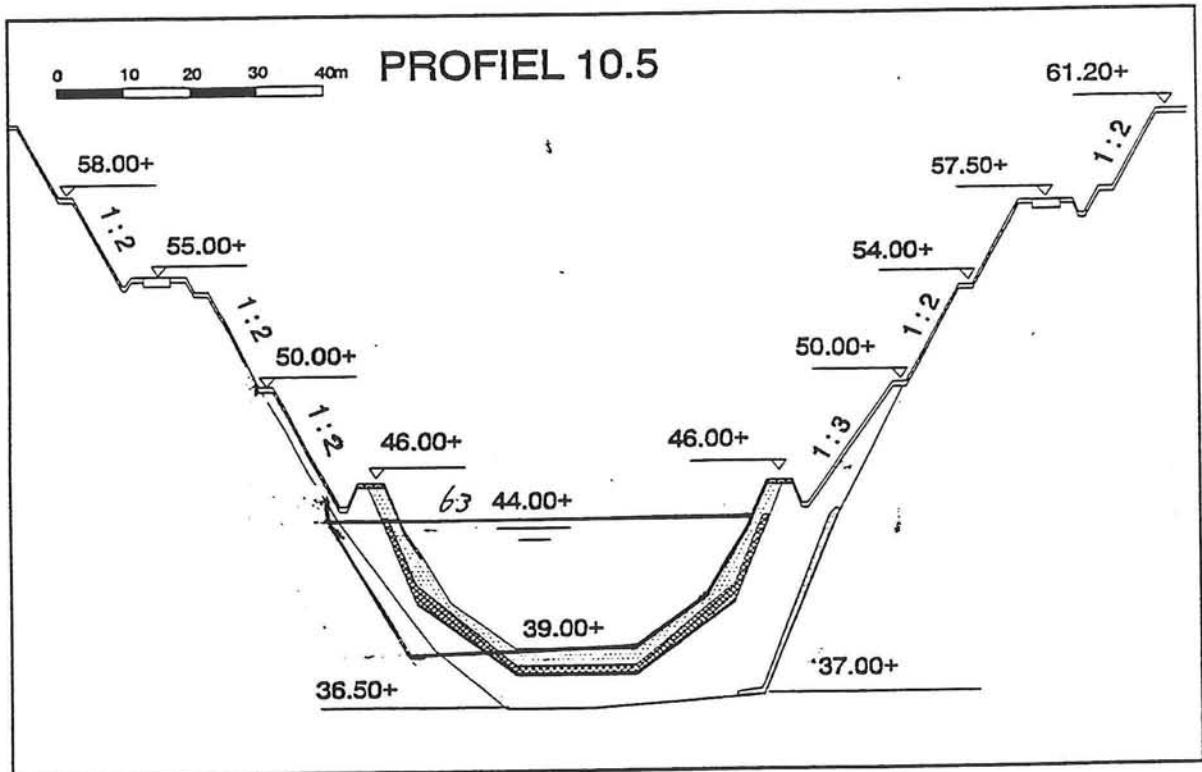
Dwarsprofiel bij km-paal 10.2



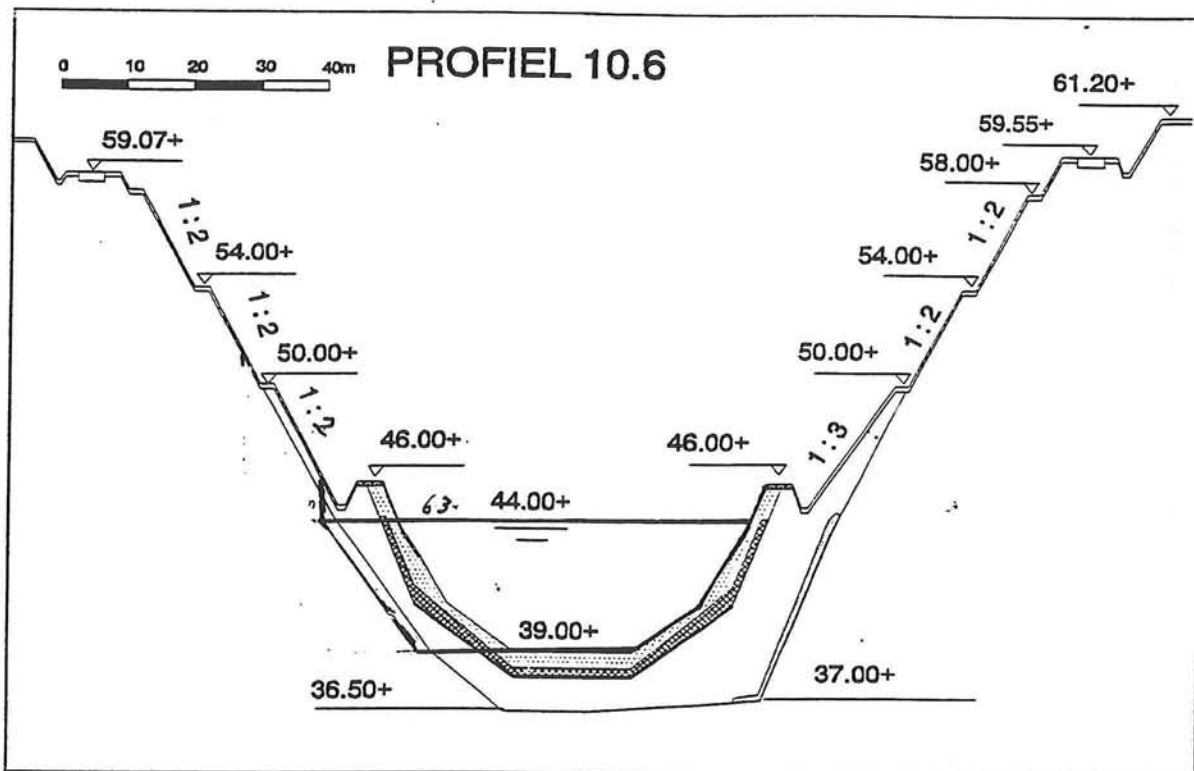
Dwarsprofiel bij km-paal 10.3



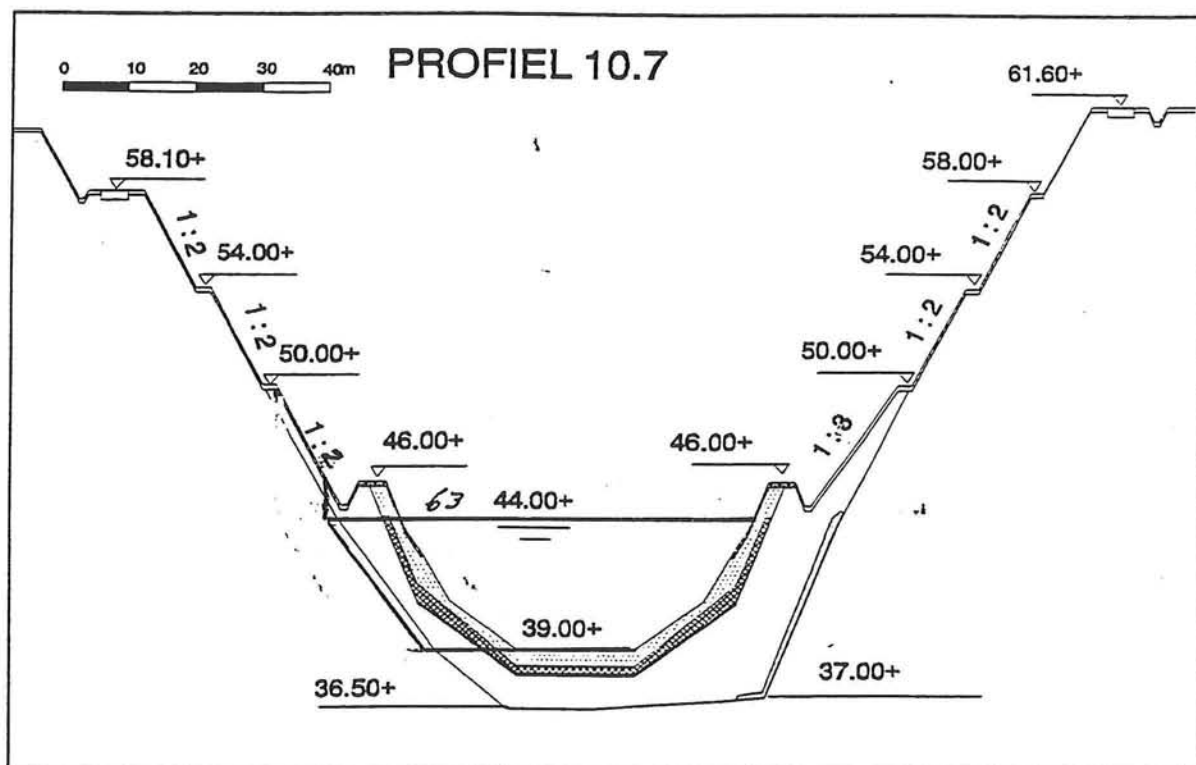
Dwarsprofiel bij km-paal 10.4



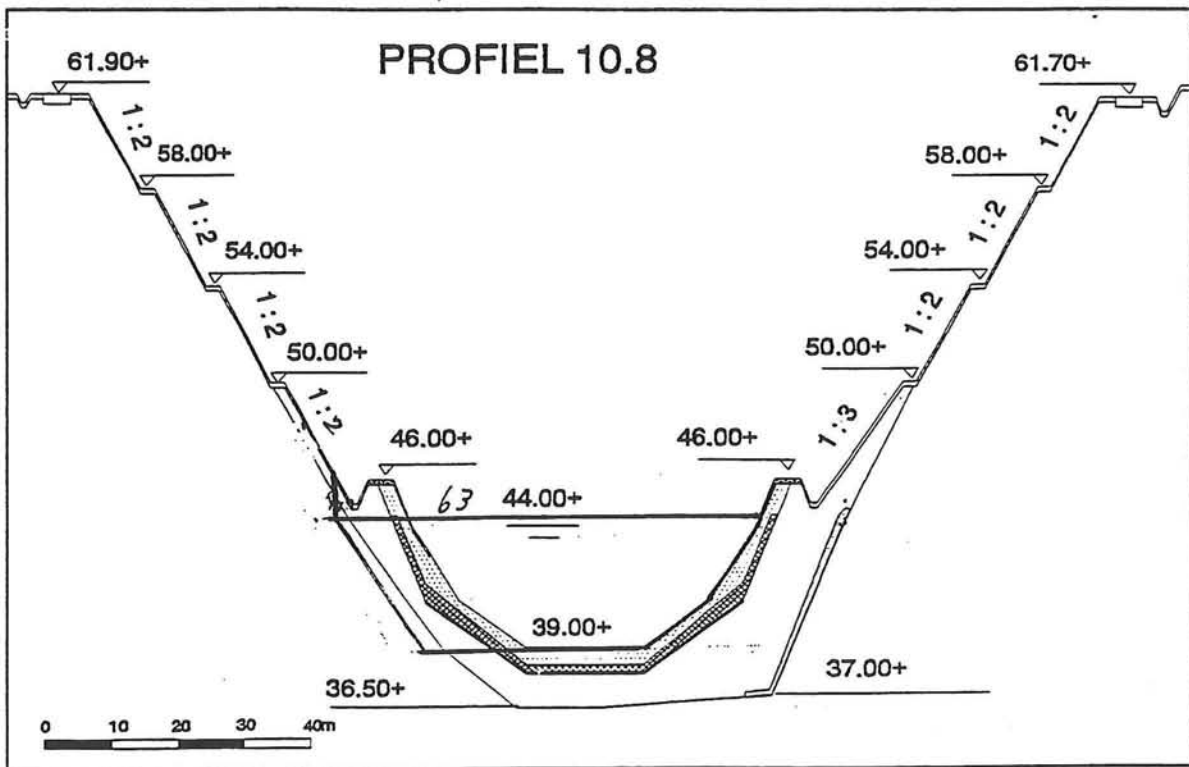
Dwarsprofiel bij km-paal 10.5



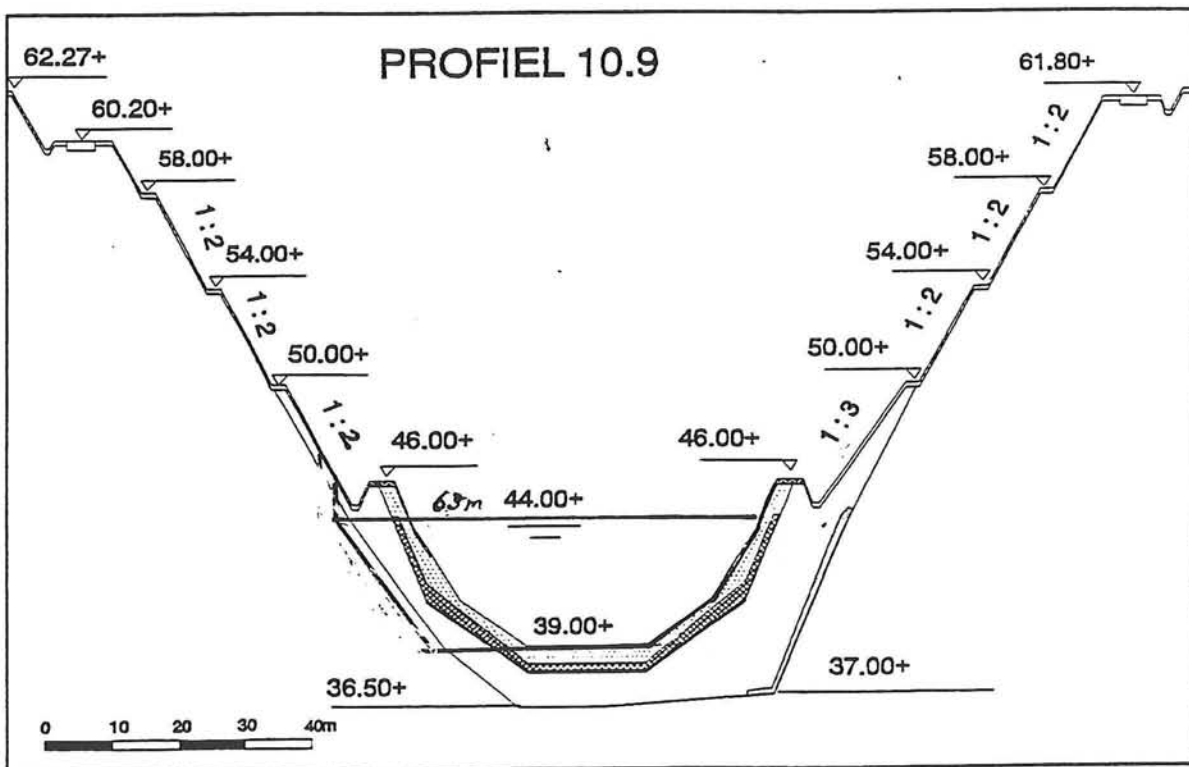
Dwarsprofiel bij km-paal 10.6



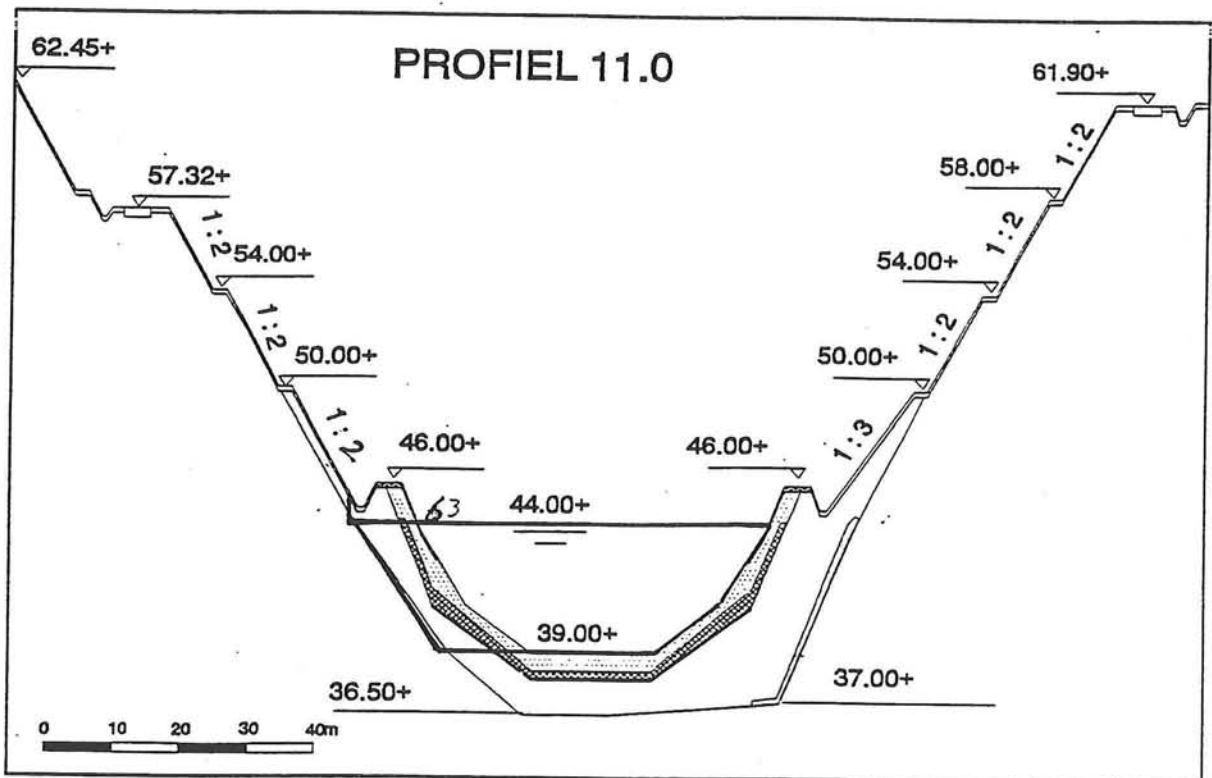
Dwarsprofiel bij km-paal 10.7



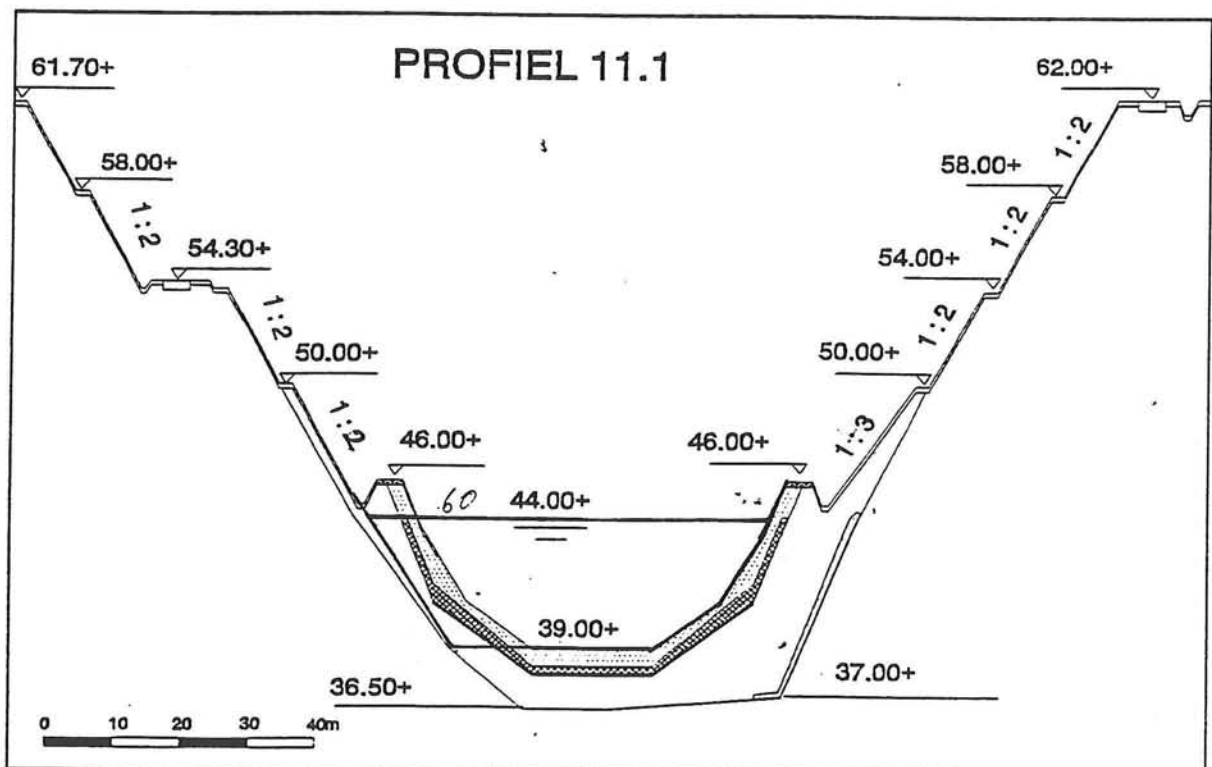
Dwarsprofiel bij km-paal 10.8



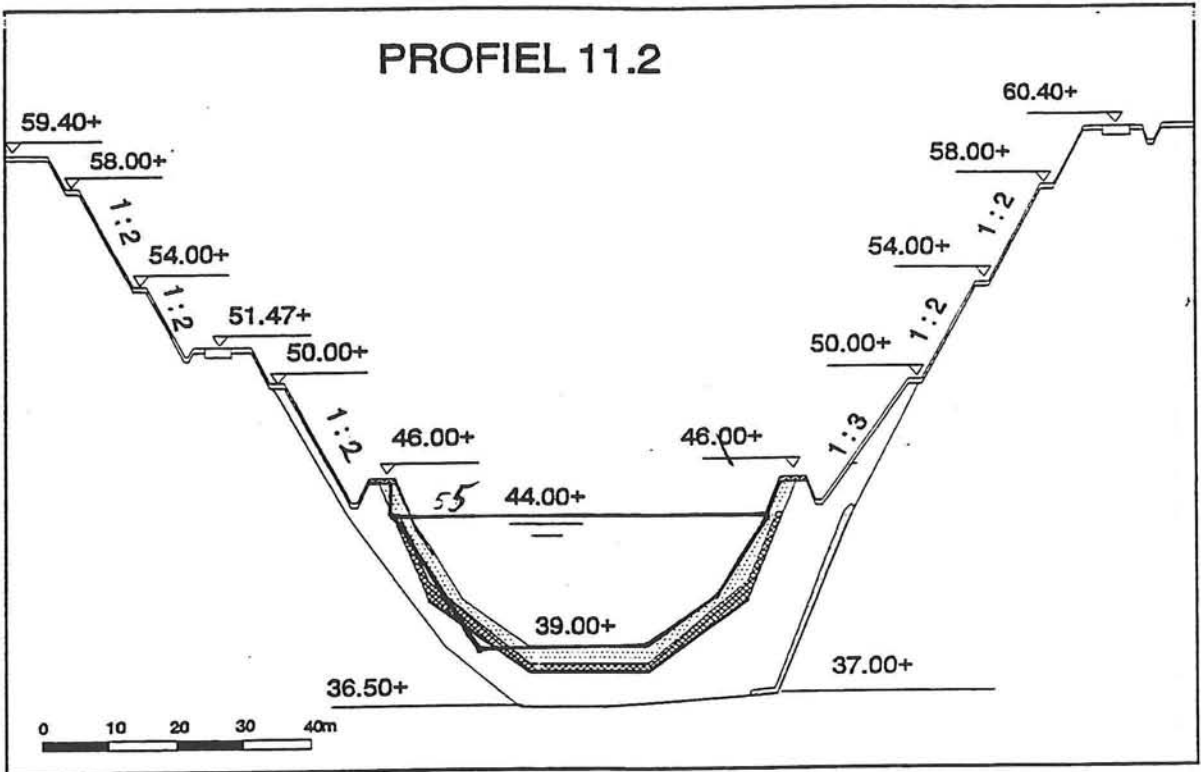
Dwarsprofiel bij km-paal 10.9



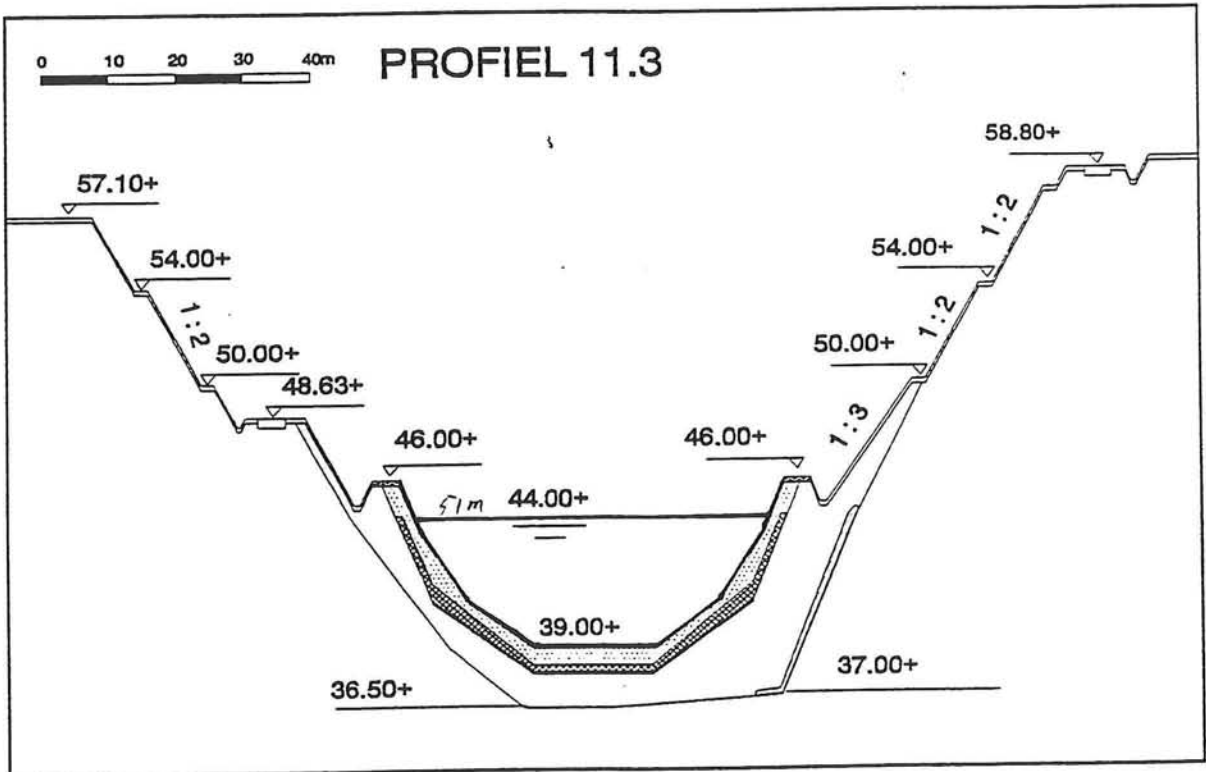
Dwarsprofiel bij km-paal 11.0



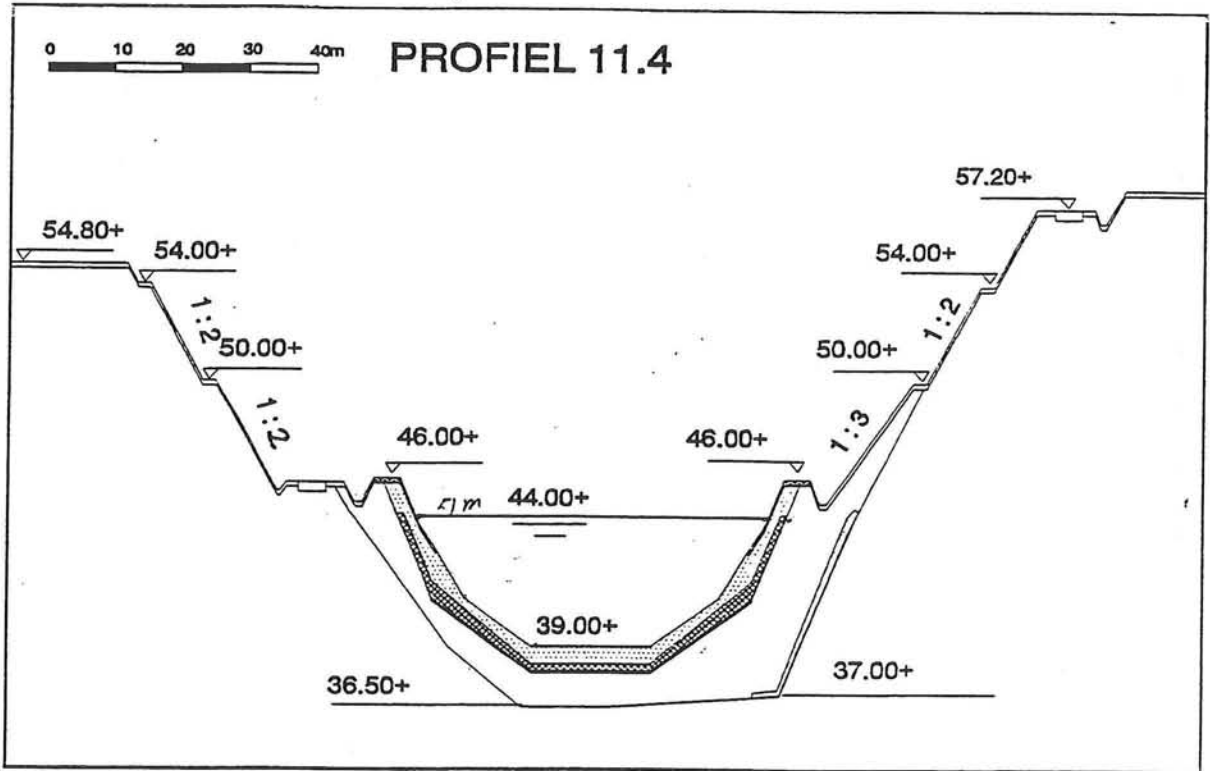
Dwarsprofiel bij km-paal 11.1



Dwarsprofiel bij km-paal 11.2



Dwarsprofiel bij km-paal 11.3



Dwarsprofiel bij km-paal 11.4

BIJLAGE 7

**GLOBALE ONTWERPBEREKENING VAN EEN AQUADUCT
GESCHIKT VOOR 2 RICHTINGS TWEEBAKSDUWVAART
(KLASSE VB)**



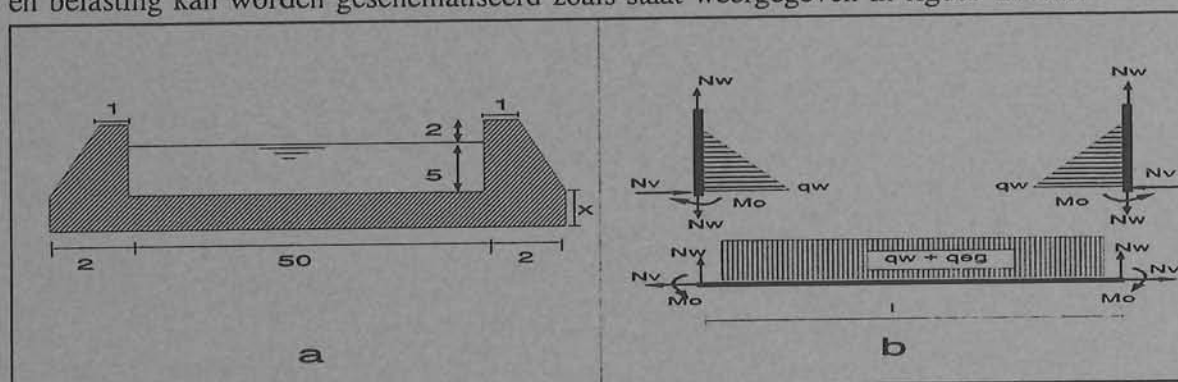
**Globale ontwerpberekening van een aquaduct
 geschikt voor 2 richtings tweebakduwvaart
 (Klasse VB)**

1. DWARSPROFIEL

Een recht kanaal dat geschikt moet zijn voor 2 richtings tweebakduwvaart, moet op elke diepte een breedte hebben van minimaal

$$(2 * (1.4 + 0.6) + 0.4) * B_{boot} \leq 4.4 * B_{boot} \approx 50 m.$$

en een diepte van 5 m. (zie hoofdstuk 5). Om te voorkomen dat er water over de rand wegstroomt als een schip door het kanaal vaart worden de wanden 2 m. hoger dan de waterdiepte. De bakconstructie ziet er uit als weergegeven in figuur B7.1a. De constructie en belasting kan worden geschematiseerd zoals staat weergegeven in figuur B7.1b.

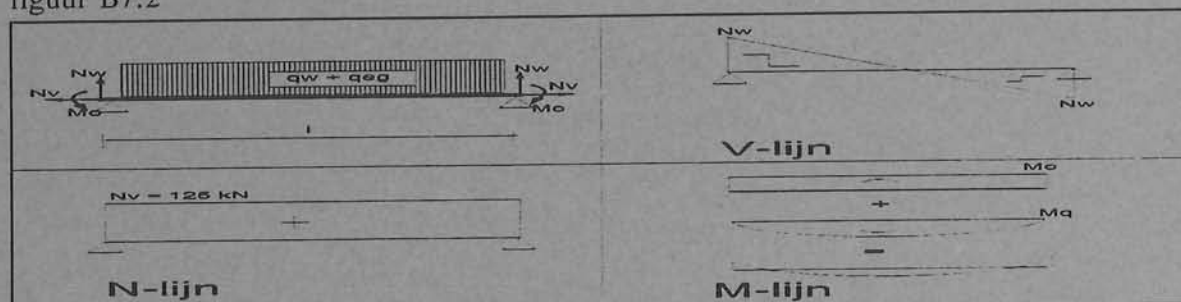


figuur B7.1 Schematisatie dwarsdoorsnede

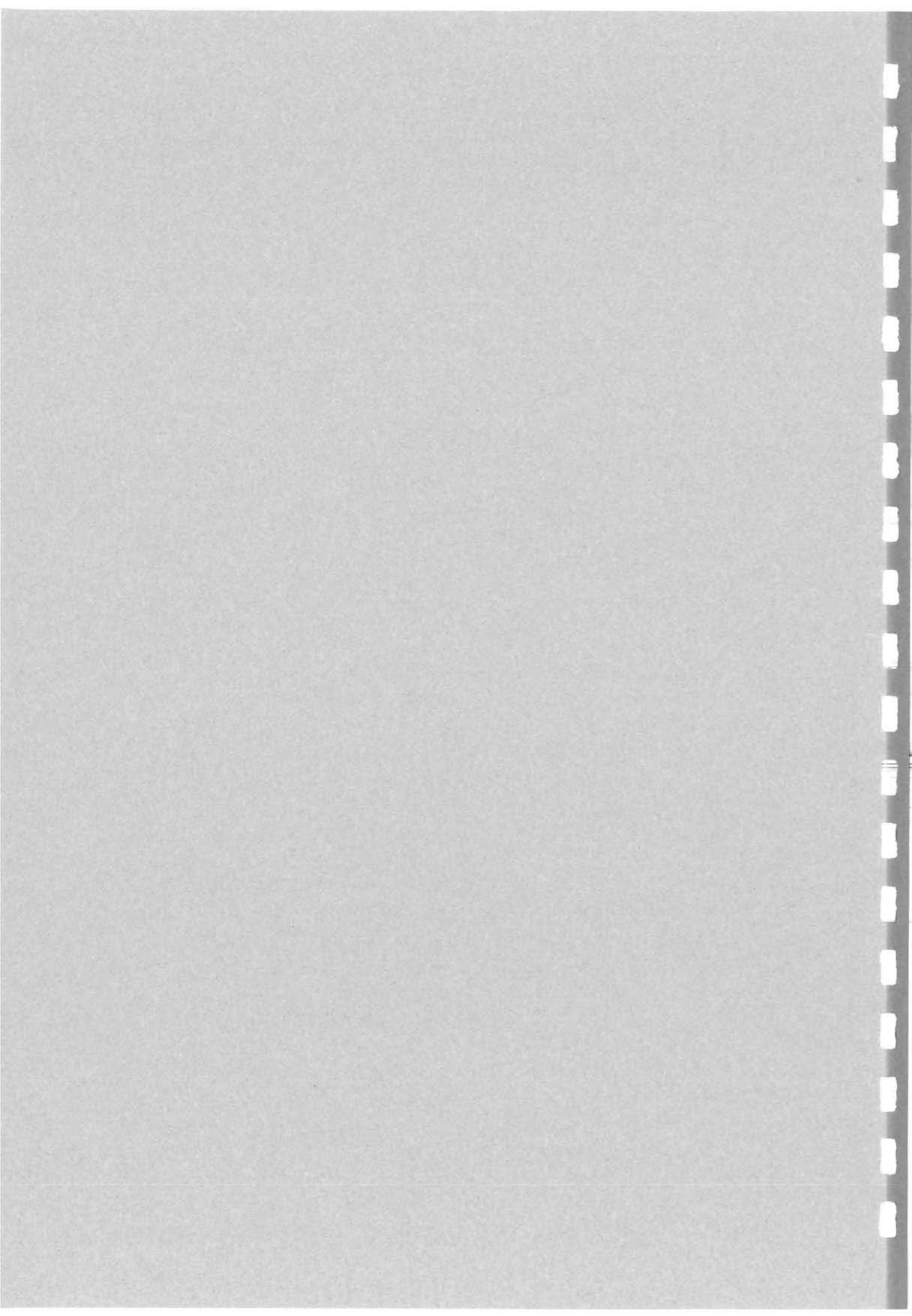
De belastingen per meter aquaduct zijn als volgt;

$$\begin{aligned} q_w &= 5 * 10 = 50 \text{ kN/m} \\ q_{eg} &= X * 25 \text{ kN/m} \\ N_w &= \frac{1}{2} * (q_w + q_{eg}) * 1 = (1250 + 675 * X) \text{ kN} \\ N_v &= \frac{1}{2} * q_w * 5 = 125 \text{ kN} \\ M_o &= \frac{1}{6} * q_w * 5^2 = 208.3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

De M-, N- en V-lijn van de bodem bij een oplegging op 2 steunpunten is weergegeven in figuur B7.2



figuur B7.2 M-, N, en V-lijn bodem

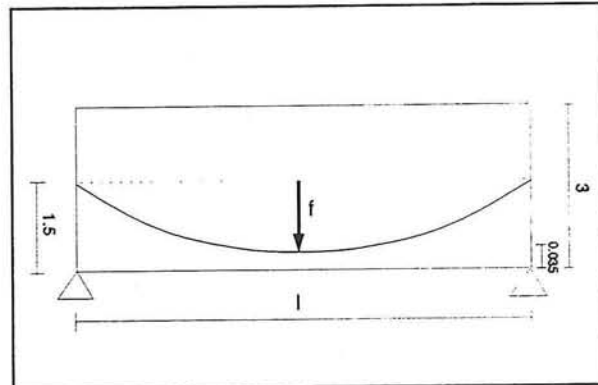


Voor het ontwerp wordt uitgegaan van een beperkte voorspanning. Dit houdt in dat het beton gaat scheuren op het moment dat een bepaalde trekspanning in het beton optreedt. Bij dit ontwerp is er van uitgegaan dat het beton gaat scheuren bij een trekspanning van 1140 kN/m² (B55).

Door de kromming van de voorspan kabels bestaat er een omhoog gerichte krommingsdruk q_p .

De berekening is uitgevoerd voor verschillende vloerdikten. Dit is gedaan m.b.v. een spreadsheet programma waarvan de laatste 3 bladzijden van deze bijlage een uitdraai zijn. Hier zal alleen de berekening worden gegeven voor een vloerdikte van 3 m. De waarden voor deze vloer zijn;

$$\begin{aligned}
 q_{eg} &= 75 \text{ kN/m} \\
 q_w &= 50 \text{ kN/m} \\
 N_v &= 125 \text{ kN} \\
 M_o &= 208.3 \text{ kNm} \\
 M_{eg} &= 1/8 * 75 * 54^2 = 27338 \text{ kNm} \\
 M_w &= 1/8 * 50 * 50^2 = 15625 \text{ kNm} \\
 l &= 54 \text{ m} \\
 A &= 3 * 1 = 3 \text{ m}^2 \\
 W &= 1/6 * 1 * 3^2 = 1.5 \text{ m}^3 \\
 f &= 1.465 \text{ m (zie figuur B7.3)} \\
 q_p &= (8*f)/(l^2) * F_p = 0.0040 * F_p \\
 M_p &= 1/8 * 0.0040 * F_p * 54^2 = \\
 &1.465 * F_p \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



figuur B7.3 Voorspankabel verloop bij 2 steunpunten

Op het moment dat de voorspankabels net gespannen zijn, bestaat de belasting alleen nog maar uit het eigen gewicht. Om scheurvorming te voorkomen moet gelden:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{boven} &= -\frac{F_{pi}}{A} - \frac{M_{eg}}{W} + \frac{M_p}{W} \leq 1140 \text{ kN/m}^2 \\
 &= -\frac{F_{pi}}{3} - \frac{27338}{1.5} + \frac{1.465 * F_{pi}}{1.5} \leq 1140 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$F_{pi} \leq 30101 \text{ kN/m}^2$$

Na een aantal jaren zal door krimp en kruip van het beton en relaxatie van het staal de voorspankracht verminderd zijn tot $\pm 80\%$ van de begin voorspankracht. In dit stadium moet gerekend worden met F_{pw} ($= 0.8 * F_{pi}$). Voor de spanningscontrole moeten nu alle belastingen op de vloer meegenomen worden. Scheurvorming wordt voorkomen indien wordt voldaan aan:

$$\sigma_{onder} = -\frac{F_{pw}}{A} + \frac{N_v}{A} + \frac{M_{eg}}{W} + \frac{M_w}{W} - \frac{M_P}{W} - \frac{M_o}{W} \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$= -\frac{F_{pw}}{3} + \frac{125}{3} + \frac{27338}{1.5} + \frac{15625}{1.5} - \frac{1.465 * F_{pw}}{1.5} - \frac{208.3}{1.5} \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{pw} \geq 20919 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{pi} \geq 26149 \text{ kN/m}^2$$

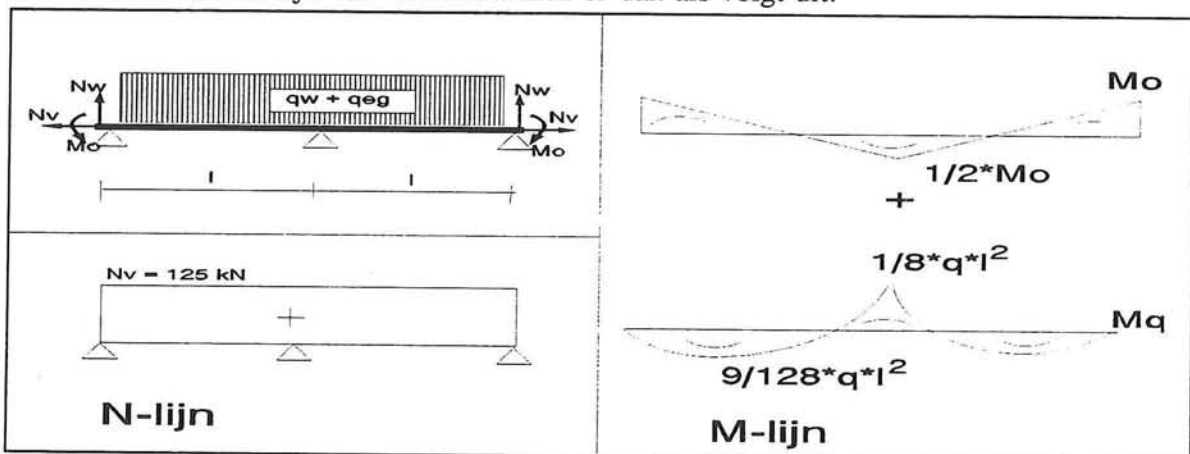
Uit economische overwegingen wordt F_{pi} zo klein mogelijk gekozen. In dit geval wordt F_{pi} 24885 kN. Worden hiervoor kabels gebruikt die bestaan uit 12 strengen Fep 1860 ($A_{streng} = 150 \text{ mm}$, $f_{pu,rep} = 1860 \text{ N/mm}^2$) dan zijn er per meter aquaduct

$$26149000 / (1860 * 12 * 150) = 8 \text{ kabels nodig.}$$

Voor de andere vloerdikten geldt:

Vloer dikte [m]	$F_{pi} \geq$ [kN]	$F_{pi} \leq$ [kN]	Aantal kabels per meter
2	31698	30055	NV
3	26149	30101	8
4	23231	30416	7
5	21349	30835	7
6	19980	31305	6

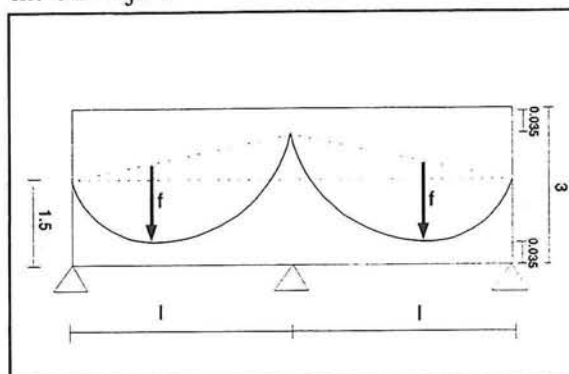
Het grote aantal kabels per meter dat nodig is, zal bij de uitvoering voor problemen zorgen. Een beter alternatief is de bak te ondersteunen op 3 steunpunten. De momenten en normaalkrachten lijn van de bodem zien er dan als volgt uit:



figuur B7.4 M- en N-lijn bodem

De aan te houden waarden bij een vloer van 3 m. dik zijn :

$$\begin{aligned}
 q_{eg} &= 75 \text{ kN/m} \\
 q_w &= 50 \text{ kN/m} \\
 N_v &= 125 \text{ kN} \\
 M_o &= 208.3 \text{ kNm} \\
 M_{egv} &= 9/128 * 75 * 27^2 = 3844 \text{ kNm} \\
 M_{egs} &= 1/8 * 75 * 27^2 = 6834 \text{ kNm} \\
 M_{wv} &= 9/128 * 50 * 25^2 = 2197 \text{ kNm} \\
 M_{ws} &= 1/8 * 50 * 25^2 = 3906 \text{ kNm} \\
 l &= 27 \text{ m} \\
 A &= 3 * 1 = 3 \text{ m}^2 \\
 W &= 1/6 * 1 * 3^2 = 1.5 \text{ m}^3 \\
 f &= 2.014 \text{ m (zie figuur B7.5)} \\
 q_p &= (8*f)/(l^2) * F_p = 0.0221 * F_p \\
 M_{pv} &= 9/128 * 0.0221 * F_p * 27^2 = 1.133 * F_p \text{ kNm} \\
 M_{ps} &= 1/8 * 0.0221 * F_p * 27^2 = 2.014 * F_p \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



figuur B7.5 Voorspankabel verloop bij 3 steunpunten

Op het moment dat de voorspankabels net gespannen zijn, moet voor zowel het veld als het steunpunt voldaan worden aan:

$$\sigma = -\frac{F_{pi}}{A} - \frac{M_{eg}}{W} + \frac{M_p}{W} \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

Na invullen van de waarden bleek het steunpunt maatgevend te zijn waardoor geldt:

$$F_{pi} \leq 5642 \text{ kN.}$$

Na verloop van tijd zullen ook nu weer spanningsverliezen optreden. In dit stadium moet gerekend worden met F_{pw} ($= 0.8 * F_{pi}$). Scheurvorming wordt voorkomen indien in beide doorsneden wordt voldaan aan:

$$\sigma = -\frac{F_{pw}}{A} + \frac{N_v}{A} + \frac{M_{eg}}{W} + \frac{M_w}{W} - \frac{M_p}{W} - \frac{M_o}{W} \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

Ook hier bleek het steunpunt maatgevend te zijn waardoor geldt: $F_{pi} \geq 4469 \text{ kN}$. Voor deze voorspankracht zijn 2 kabels die bestaan uit 12 strengen F_{ep} 1860 per meter aquaduct nodig.

Voor de andere vloerdikten geldt:

Vloer dikte [m]	$F_{pi} \geq$ [kN]	$F_{pi} \leq$ [kN]	Aantal kabels per meter
2	5752	5351	NV
2.3	5273	5431	2
2.5	5008	5489	2
3	4469	5642	2

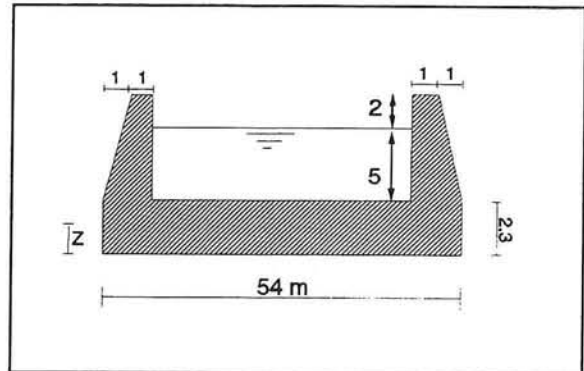
De constructie kan op deze manier minder hoog en met minder dwarsvoorspanning geconstrueerd worden. Voor de vloerdikte wordt gekozen een dikte van 2.3 m. Dit is de

kleinst mogelijke vloerdikte. Bij een kleinere dikte is de minimale voorspankracht groter dan de maximale. Vanaf hier wordt gerekend met een vloerdikte van 2.3 m.

2. LENGTERICHTING

Voor de betonnen troglijger kunnen nu de volgende waarden worden aangehouden (zie figuur B7.6):

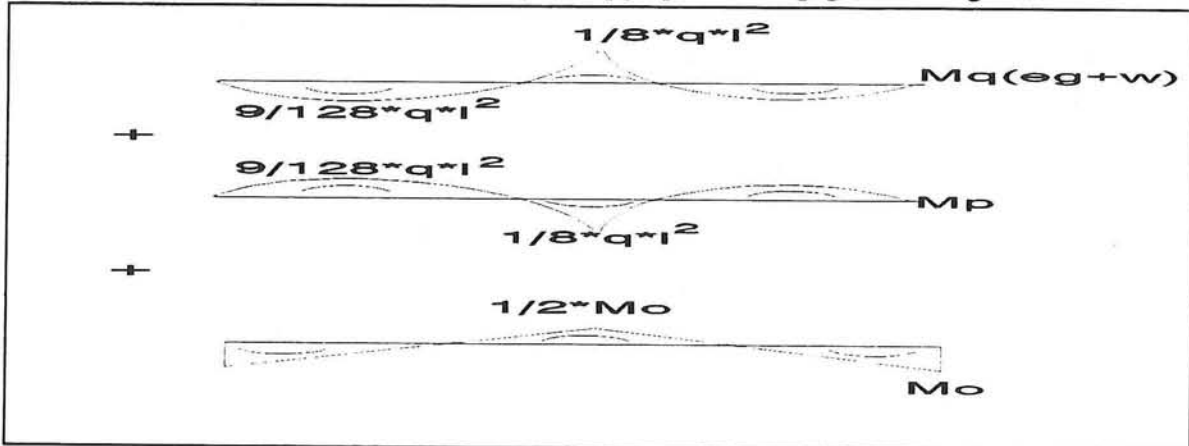
$$\begin{aligned}
 h_{\text{vloer}} &= 2.3 \text{ m.} \\
 h_{\text{wand}} &= 7 \text{ m.} \\
 B_{\text{vloer}} &= 54 \text{ m.} \\
 A &= 145.2 \text{ m}^2 \\
 Z &= 1.766 \text{ m.} \\
 I &= 464 \text{ m}^4 \\
 W_o &= 464/1.766 = 262 \text{ m}^3 \\
 W_b &= 464/(7-2+2.3-Z) = 84 \text{ m}^3 \\
 q_{\text{eg}} &= 145.2 * 25 = 3630 \text{ kN/m} \\
 q_w &= 5 * 50 * 10 = 2500 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



figuur B7.6 Dwarsdoorsnede kanaal

(W_b is het weerstandsmoment ter plaatse van de waterlijn.)

Nu is m.b.v. beperkte voorspanning de maximale overspanning in lengte richting voor deze troglijger bepaald bij een ondersteuning op 3 steunpunten. Met deze beperkte voorspanning is gerekend tot op de waterlijn. De bovenste 2 m. van de constructie mag eventueel een fijn scheurenpatroon vertonen. Dit is te verkrijgen door in de bovenste 2 m. voldoende "gewone" wapening te leggen. De voorspankabels worden in de wanden van het kanaal geplaatst om een zo groot mogelijke krommingsdruk te realiseren. Eigenlijk zou de voorspanning over de vloer en de wanden verdeeld moeten worden, maar voor het vergelijken van de verschillende alternatieven is dit niet nodig. In een later stadium zal hier wel rekening mee moeten worden gehouden. De kabels worden halverwege de constructie hoogte verankerd. Hierdoor ontstaat een extra moment in de ligger dat permanent aanwezig is. De momentenlijn is opgesplitst weergegeven in figuur B7.7.



figuur B7.7 M-lijnen in lengterichting kanaal

Bij de onderstaande berekening wordt een overspanningslengte van 26 m. aangehouden.
 Uit het eigengewicht en de water belasting ontstaat de volgende momentenverdeling in de constructie:

$$\begin{aligned} M_{egv} &= 9/128 * q_{eg} * l^2 = 172538 \text{ kNm} \\ M_{egs} &= 1/8 * q_{eg} * l^2 = 306735 \text{ kNm} \\ M_{wv} &= 9/128 * q_w * l^2 = 118828 \text{ kNm} \\ M_{ws} &= 1/8 * q_w * l^2 = 211250 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Door de voorspanning ontstaat er een normaaldrukkracht van F_p en de volgende momentenverdeling in de constructie:

$$\begin{aligned} f &= 6.35 \text{ m.} \\ q_p &= 8*f/l^2 * F_p = 0.0751 * F_p \\ M_{pv} &= 9/128 * q_p * l^2 = 3.57 * F_p \\ M_{ps} &= 1/8 * q_p * l^2 = 6.35 * F_p \\ M_o &= (0.5 * (h_{vloer} + h_{wand} - 2) - Z) * F_p = 2.88 * F_p \\ M_{ov} &= 1.262 * F_p \\ M_{os} &= 0.5 * M_o = 1.44 * F_p \end{aligned}$$

Op het moment van spannen van de kabels moet worden voldaan aan:

$$\sigma = -\frac{F_{pi}}{A} - \frac{M_{eg}}{W} + \frac{M_p}{W} - \frac{M_o}{W} \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

Bij het invullen van bovenstaande formule moet voor het veld W_b en voor het steunpunt W_o ingevuld worden, omdat de kritieke doorsnede zich in dit stadium aan de bovenzijde bevindt t.p.v. het veld en aan de onderzijde t.p.v. het steunpunt. Na het invullen van de juiste waarden blijkt het veld maatgevend te zijn ($F_{pi} \leq 154839 \text{ kN}$).

Als na verloop van tijd de spanningsverliezen zijn opgetreden moet worden voldaan aan:

$$\sigma = -\frac{F_{pw}}{A} + \frac{M_{eg}}{W} + \frac{M_w}{W} - \frac{M_p}{W} + \frac{M_o}{W} \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

Nu bevindt de kritieke doorsnede zich aan de onderzijde in het veld en aan de bovenzijde t.p.v. het steunpunt. Hierdoor moet bij de berekening van de voorspankracht voor het veld W_o en voor het steunpunt W_b ingevuld worden. Na invullen blijkt het steunpunt maatgevend te zijn. Voor het voorspannen van de troglijger met een overspanning van 26 m. is een aanvang voorspankracht nodig die voldoet aan:

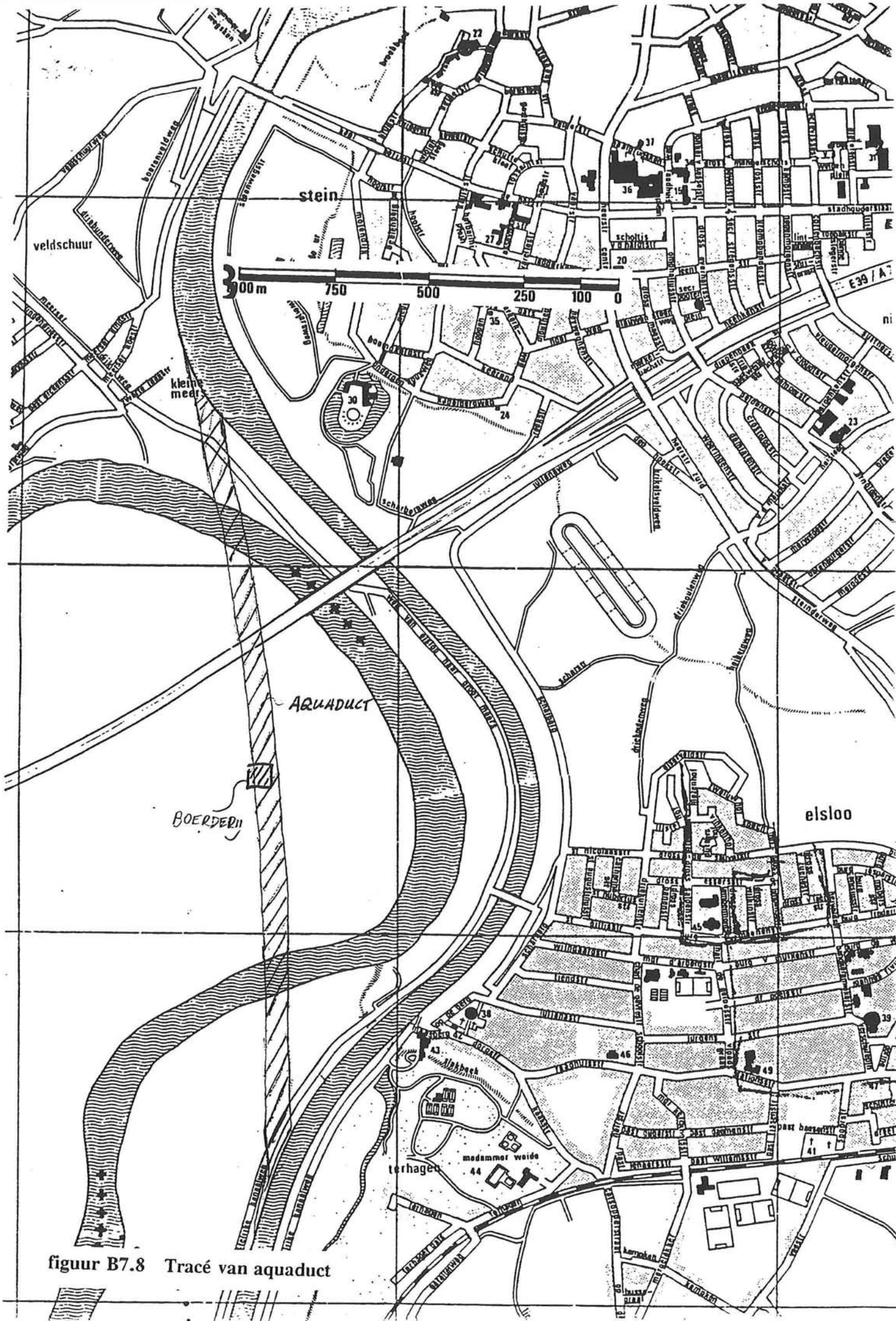
$$96364 \text{ kN} \leq F_{pi} \leq 154839 \text{ kN}$$

M.b.v. het spreadsheet zijn meerdere overspanningen berekend. Deze berekeningen gaven de volgende uitkomsten:

Overspannings- lengte [m]	Fpi \geq [kN]	Fpi \leq [kN]	Aantal kabels per meter
25	87451	147318	27
26	96368	154839	29
27	105626	162654	32
28	115238	170763	35
29	125200	179168	38

Uit bovenstaande tabel blijkt dat de overspanning maximaal 29 m. bedraagt. Deze lengte wordt ook gekozen als overspanning. Omdat 1 compartiment uit 2 overspanningen bestaat is de totale lengte van het compartiment $2 * 29 = 58$ m. De te overbruggen lengte van het aquaduct t.p.v. Elsloo is 2.4 km (zie figuur B7.8) zodat het aquaduct bestaat uit $2400/58 = 41$ compartimenten.

Op de laatste bladzijden van deze bijlage is een uitdraai van het spreadsheet gevoegd.



figuur B7.8 Tracé van aquaduct

VOORSPANNINGSBEREKENING VOOR EEN VLOER VAN EEN AQUADUCT OP 2 STEUNPUNTEN IN DWARSRICHTING

hwater = 5 m Smax = 1140 kN/m²
 hvloer = 3 m dekking = 35 mm
 L = 54 m
 qw = 50 kN/m R = 249 m
 qeg = 75 kN/m A = 3 m²
 Mo = 208.33 kNm W = 1.5 m³
 N = 125 kN I = 2.25 m⁴

 Meg = 27338 kNm qp = 0.0040 * Fp
 Mw = 15625 kNm Mqp = 1.465 * Fp

Kabel verloopt volgens de functie:
 $y = C1 * x^2$
 met oorsprong in laagste punt van de kabel en $C1 = 0.00201$
 $R = 1/(2 * C1)$

t = 0 ; geen water belasting

$$\sigma = -Fpi/A - Meg/W + (Fpi * L^2)/(8 * R * W) \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$(-1/3 + 0.977) * Fpi \leq 1140 + 18225$$

$$Fpi \leq 30101 \text{ kN}$$

t = - ; met water belasting en Fpw (=0.8 * Fpi)

$$\sigma = -Fpw/A - (Fpw * L^2)/(8 * R * W) - Mo/W + (Mw + Meg)/W + N/A \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$(-1/3 - 0.977) * Fpw \leq 1140 + 139 - 28642 - 42$$

$$Fpw \geq 20919 \text{ kN} \quad \text{--->} \quad Fpi \geq 26149 \text{ kN}$$

$$26149 \text{ kN} \leq Fpi \leq 30101 \text{ kN}$$

1 kabel = 12 strengen (Astreng = 150 mm² fpurep = 1860 N/mm²)

Aantal kabels = 8 per meter

VOORSPANNINGSBEREKENING VOOR EEN VLOER VAN EEN AQUADUCT OP 3 STEUNPUNTEN IN DWARSRICHTING

hwater = 5 m	Smax = 1140 kN/m ²
hvloer = 2.3 m	dekking = 35 cm
L = 27 m	
qw = 50 kN/m	f = 1.53 m
qeg = 57.5 kN/m	A = 2.3 m ²
Mo = 208.33 kNm	W = 0.882 m ³
Mov = 91.15 kNm	I = 1.014 m ⁴
Mos = 104.17 kNm	
N = 125 kN	
Megv = 2947 kNm	Mpv = 0.862 * Fp kNm
Megs = 5240 kNm	Mps = 1.533 * Fp kNm
Mwv = 2197 kNm	
Mws = 3906 kNm	

t = 0 ; geen water belasting
veld

$$\sigma = -Fpi/A - Megv/W + Mpv/W \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$(-1/2 + 0.978) * Fpi \leq 1140 + 3343$$

$$Fpi \leq 8251 \text{ kN}$$

t = - ; met water belasting en Fpw (=0.8*Fpi)
veld

$$\sigma = -Fpw/A - Mpv/W - Mov/W + (Mwv+Megv)/W + N/A \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$(-1/2 - 0.978) * Fpw \leq 1140 + 103 - 5835 - 54$$

$$Fpw \geq 3288 \text{ kN} \quad \text{--->} \quad Fpi \geq 4110 \text{ kN}$$

steunpunt

$$\sigma = -Fpi/A - Megs/W + Mps/W \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$(-1/2 + 1.739) * Fpi \leq 1140 + 5943$$

$$Fpi \leq 5431 \text{ kN}$$

steunpunt

$$\sigma = -Fpw/A - Mps/W - Mos/W + (Mws+Megs)/W + N/A \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$(-1/2 - 1.739) * Fpw \leq 1140 + 118 - 10373 - 54$$

$$Fpw \geq 4219 \text{ kN} \quad \text{--->} \quad Fpi \geq 5273 \text{ kN}$$

5273 kN <= Fpi <= 5431 kN
1 kabel = 12 strengen (Astreng = 150 mm² fpurep = 1860 N/mm²)
Aantal kabels = 2 per meter

VOORSPANNINGSBEREKENING VOOR AQUADUCT OP 3 STEUNPUNTEN IN LENGTERICHTING

hwater =	5 m	Smax =	1140 kN/m ²
hvloer =	2.3 m	dekking =	35 cm
b =	54 m		
L =	29 m	f =	6.35 m
qw =	2500 kN/m	A =	145.2 m ²
qeg =	3630 kN/m	Z =	1.766 m
Megv =	214652 kNm	I =	464 m ⁴
Megs =	381604 kNm	Wo =	262.4 m ³
Mwv =	147832 kNm	Wb =	83.8 m ³
Mws =	262813 kNm		
Mpv =	3.569 * Fp kNm	Mpo =	2.88 * Fp kNm
Mps =	6.346 * Fp kNm	Mpov =	1.26 * Fp kNm
		Mpos =	1.44 * Fp kNm

t = 0 ; geen water belasting
veld

$$\sigma = -F_{pi}/A - Megv/Wb + Mpv/Wb - Mov/Wb \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$(-1/145 + 0.043 - 0.015) * F_{pi} \leq 1140 + 2563$$

$$F_{pi} \leq 179168 \text{ kN}$$

t = - ; met water belasting en Fpw (=0.8*Fpi)
veld

$$\sigma = -F_{pw}/A - Mpv/Wo + Mov/Wo + (Mwv+Megv)/Wo \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$(-1/145 - 0.014 + 0.005) * F_{pw} \leq 1140 - 1381$$

$$F_{pw} \geq 15394 \text{ kN} \quad \text{--->} \quad F_{pi} \geq 19242 \text{ kN}$$

steunpunt

$$\sigma = -F_{pi}/A - Megs/Wo + Mps/Wo - Mos/Wo \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$(-1/145 + 0.024 - 0.005) * F_{pi} \leq 1140 + 1454$$

$$F_{pi} \leq 219838 \text{ kN}$$

steunpunt

$$\sigma = -F_{pw}/A - Mps/Wb + Mos/Wb + (Mws+Megs)/Wb \leq 1140 \text{ kN/m}^2$$

$$(-1/145 - 0.076 + 0.017) * F_{pw} \leq 1140 - 7694$$

$$F_{pw} \geq 100160 \text{ kN} \quad \text{--->} \quad F_{pi} \geq 125200 \text{ kN}$$

125200 kN <= Fpi <= 179168 kN
1 kabel = 12 strengen (Astreng = 150 mm² fpurep = 1860 N/mm²)
Aantal kabels = 38 per overspanning

TWEEBAKSDUWVAART IN DE BOCHT VAN HET JULIANAKANAAL BIJ ELSLOO

DEELRAPPORT 2: Constructieve uitwerking

Augustus 1995

P.J.C. Mooijman



TU Delft

Technische Universiteit Delft

Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde
Sectie Geotechniek



TWEEBAKSDUWVAART IN DE BOCHT VAN HET JULIANAKANAAL BIJ ELSLOO

Afstudeerrapport deel 2
Constructieve uitwerking

P.J.C. Mooijman

Augustus 1995

AFSTUDEER COMMISSIE

Afstudeer hoogleraar: Prof. Ir. A.F. van Tol

Begeleiders: Ir. K.G. Bezuyen
Ir. J.P. Oostveen
Ir. B. Polen

T.U. Delft, Faculteit de Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde
Sectie Geotechniek



VOORWOORD

Dit rapport omvat het tweede deel van het door mij als afstudeerwerk gemaakte ontwerp, dat is uitgevoerd ter afronding van mijn studie Civiele Techniek aan de T.U. Delft. In dit deel wordt het constructieve ontwerp beschreven voor de bochtverbreding in het Julianakanaal bij Elsloo. De aanleiding tot dit werk is het MOMARO project van Rijks Waterstaat, waarin een verbetering van het Hoofdvaarwegennet wordt nagestreefd, met name de modernisering van de Maasroute. Tot deze Maasroute behoort ook het Julianakanaal, waarin men Tweebaksduwvaart in gestrekte formatie wil toelaten. Een van de knelpunten die in dit traject voorkomen is de bocht bij Elsloo.

Op deze plaats wil ik alle personen die mij de afgelopen maanden geholpen hebben bij het afronden van mijn studie bedanken voor hun ondersteuning. Speciale dank gaat uit naar mijn afstudeer commissie waar ik op ieder moment terecht kon met vragen of problemen. Met name Dhr. Oostveen, die in deze laatste fase van mijn afstudeerwerk zelfs zijn kamer en computer aan mij afstond voor het maken van de berekeningen met PLAXIS door zelf op vakantie te gaan, ben ik dank verschuldigd. Dankzij al deze mensen heb ik dit werk tot een goed einde gebracht.

Rotterdam, 31 augustus 1995

Pascal Mooijman



SAMENVATTING

Voor het verbreden van de bocht in het Julianakanaal bij Elsloo tot een waterspiegelbreedte van 60 m. komen vele constructies in aanmerking. Gekozen is om een ontwerp voor de verbreding te maken waarin deze wordt uitgevoerd met behulp van een damwand- of een gabion-constructie. De keuze is op deze constructies gevallen door hun eenvoudige manier van aanbrengen en de kleine benodigde ruimte tijdens de bouw. Het uitgraven van de verbreding en het aanbrengen van de constructies geschiedt in den droge, door een damwandscherm in het huidige kanaal te plaatsen en het water aan de binnenzijde van de bouwplaats weg te pompen. Op deze manier kan de bodem waterdicht worden gemaakt voordat de verbinding met het overige kanaal tot stand komt. Het scherm wordt zo geplaatst dat nog voldoende ruimte in het bevaarbare kanaal gedeelte overblijft om enkelstrooks (dus zonder ontmoetingen) de bocht met een schip te passeren.

Aan de hand van de doorsnede van het kanaal ter plaatse van km-paal 10.5 wordt volgens "het stappen plan voor het ontwerpen van damwanden" van de CUR een damwand-constructie voor deze doorsnede ontworpen. Daar van de grond alleen de benamingen van de verschillende lagen en hun diepte ligging bekend zijn, zijn m.b.v. een tabel uit de norm (NEN 6740 tabel 1) de parameters voor deze lagen vastgesteld.

Uit de berekeningen volgens de methode van Blum en met het computerprogramma MSHEET werd een verankerd DWU 4300 ARBED damwandprofiel van 8.25 m. lang gevonden. Met het eindige elementen programma PLAXIS is vervolgens de bouw en gebruikstoestand gecontroleerd. De constructie bleek te voldoen. Ook voor de meeste andere doorsneden van de bocht blijkt dat ze op dezelfde manier uitgevoerd kunnen worden. Omdat deze koudgewalste profielen over het algemeen moeilijk te verwerken zijn is voor de uitvoering gekozen voor het kleinste warmgewalste ARBED profiel namelijk het LARSSSEN PU 6 profiel. Alleen het damwandprofiel voor de doorsnede bij de fundering van de brug over het kanaal moet met een zwaarder (LARSSSEN PU 20 ARBED) profiel worden uitgevoerd. Ook de verankering moet zwaarder worden uitgevoerd.

De gabion-constructie is ontworpen aan de hand van de voorschriften van een Terre Armée wand. De totale breedte van de constructie en sterkte van de verankering zijn bepaald door de constructie op 2 interne en 4 externe bezwijkmechanismen te controleren. De interne mechanismen zijn : Uittrekken en breken van de verankering. De externe mechanismen zijn: Horizontaal afschuiven over de basis, rotatie om de teen van de constructie, onvoldoende draagkracht van de grond en afschuiven over cirkelvormige schuifvlakken in de grond. Uiteindelijk bleken de controles op draagkracht van de grond en het breken van de verankering maatgevend te zijn. Uit de berekening met PLAXIS, waarbij de bouw van de constructie werd gesimuleerd bleek dat voor de ontwerp doorsnede gabions met een breedte van 2 m., een hoogte van 0.75 m. en een lengte is 3 m. nodig zijn met een verankering naar achteren.

Uit een zeer globale afweging tussen deze twee constructies, lijkt de gabion-constructie de beste oplossing te zijn.

INHOUD**VOORWOORD****SAMENVATTING**

1.	<u>INLEIDING</u>	7
2	<u>DAMWANDEN</u>	9
2.1	INLEIDING	9
2.2	BEZWIJKMECHANISMEN	9
2.3	STAPPEN PLAN VAN DE CUR	10
2.4	UITVOERING VAN DE DAMWANDCONSTRUCTIE	15
2.4.1	Uitvoering van de verbreding van het kanaalprofiel	15
2.4.2	Uitvoering van de definitieve damwand constructie	16
2.5	ONTWERP BEREKENING	17
2.5.1	Stap 1 en 2 schematisering en parameter bepaling	17
2.5.2	Stap 3 Berekening met partiële veiligheidsfactoren van de minimale inbeddingsdiepte met de methode BLUM	19
2.5.3	Stap 4 Optimaliseren met het veren model MSHEET	24
2.5.4	Stap 5 Controle op moment	27
2.5.5	Stap 6 Controle op ankerkracht	27
2.5.6	Stap 7 Controle op vervorming	28
2.5.7	Stap 8 Controle overige mechanismen	28
2.6	OVERIGE PROFIELEN	32
2.6.1	Krachten en verplaatsingen	32
2.6.2	Overall stabiliteit controle van de damwanden met MSTAB	33
2.7	UITVOERINGSWAND	33
2.8	SAMENVATTING	34
3	<u>DAMWANDBEREKENING MET PLAXIS versie 5.3</u>	35
3.1	INLEIDING	35
3.2	MODELLERING IN HET PROGRAMMA PLAXIS	35
3.2.1	Mesh-opbouw	35
3.2.2	Materiaal eigenschappen	36
3.3	BEREKENDE STAPPEN MET HET PROGRAMMA PLAXIS	39
3.4	RESULTATEN VAN DE MAATGEVENDE STAPPEN	41
3.5	VEILIGHEID ANALYSE MET PLAXIS	42
3.6	VERGELIJKING PLAXIS MET MSHEET	43
3.7	ANDERE BOUWMETHODEN	43
3.8	CONCLUSIE	44



4	<u>GABION CONSTRUCTIE</u>	45
4.1	INLEIDING	45
4.2	VOORSCHRIFTEN	46
4.2.1	Benamingen en Parameters	46
4.2.2	Faalmechanismen	46
4.2.3	Veiligheidsfactoren en belastingscombinaties	47
4.2.4	Extern evenwicht	49
4.2.5	Intern evenwicht	53
4.3	ONTWERPBEREKENING	56
4.3.1	Materiaal eigenschappen en schematisatie	56
4.3.2	Extern ontwerp	57
4.3.3	Intern ontwerp	60
5	<u>GABION CONSTRUCTIE IN PLAXIS</u>	63
5.1	INLEIDING	63
5.2	GEVOLGDE BOUWMETHODE	63
5.3	INVOER VOOR PLAXIS	64
5.3.1	Mesh opbouw	64
5.3.2	Grond opbouw	64
5.3.3	Geo-kunststoffen	66
5.3.4	Beginspanningen	67
5.4	BEREKENDE STAPPEN MET HET PROGRAMMA PLAXIS	67
5.5	RESULTATEN VAN DE MAATGEVENDE STAPPEN	69
5.6	CONCLUSIE	70
6	<u>CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN</u>	71

LITERATUUR LIJST

BIJLAGEN

- BIJLAGE 1 Doorsneden voor het nieuwe kanaalprofiel
 - BIJLAGE 2 Representatieve waarden voor grondeigenschappen uit NEN 6740
 - BIJLAGE 3 Uitvoer van het programma blum
 - BIJLAGE 4 Uitvoer van msheet voor profiel 10.5 T/m 11.0
 - BIJLAGE 5 Grafische uitvoer msheet voor alle overige profielen
 - BIJLAGE 6 Knikberekening voor de schuine uitvoeringsstempel
 - BIJLAGE 7 Momenten en verplaatsingen voor variant met geheide paal
 - BIJLAGE 8 Momenten en verplaatsingen voor variant met stempel over hele bouwplaats
 - BIJLAGE 9 Uitdraai van de Terre Armée berekening met LOTUS 123
-



Figuur 1.1 **Positie verbreed kanaal**

1. INLEIDING

Omdat de multicriteria analyse van deelrapport 1 voor elk alternatief nagenoeg dezelfde waarde gaf, is op dit moment nog niet te zeggen welk alternatief de beste oplossing voor het probleem van de bocht in het Julianakanaal bij Elsloo is. Een meer diepgaande analyse met een koste bepaling is hiervoor noodzakelijk. Gekozen is om in dit rapport 1 van de 6 alternatieven nader te beschouwen. Het alternatief waar het om gaat is alternatief 3: Een verbreding van het huidige bocht-profiel tot een minimale breedte van 60 m. In de toekomst zullen dan alle schepen t/m Klasse IV dubbelstrooks door de verbreedde bocht kunnen varen, terwijl de Klasse V schepen enkelstrooks de bocht kunnen passeren. Ontmoetingen met Klasse V schepen moeten worden vermeden. Om de scheepvaart door dit kanaalvak in goede banen te leiden is een speciale verkeersregeling noodzakelijk. Alle schepen die de bocht naderen zullen zich moeten melden via de marifoon. Indien een Klasse V schip in de buurt is, moeten de kleinere schepen de bocht vrij maken, door voor de bocht te wachten tot het Klasse V schip gepasseerd is. De Klasse V schepen moeten op hun beurt wachten tot dat de bocht vrij is alvorens de bocht in te varen. In figuur 1.1 is de ligging van het verbreedde kanaal aangegeven. In bijlage 1 van dit rapport zijn de verschillende dwarsprofielen van de westelijke oever afgebeeld op een schaal van 1 : 500. De getrokken lijnen geven het verbreedde kanaal weer terwijl de huidige situatie wordt weergegeven m.b.v. een gestreepte lijn.

Vanuit dit alternatief is het 'eenvoudig' om naar alternatief 6 van deelrapport 1 over te stappen. Het verschil met alternatief 3 is, dat bij alternatief 6 een extra aquaduct aangelegd wordt om de Klasse V schepen gescheiden van de andere klassen te kunnen afhandelen. De verbreding is in dat alternatief gelijk aan dat van alternatief 3. Door het aanleggen van het extra aquaduct wordt de doorstroming in het kanaal vergroot, wat economisch gezien aantrekkelijk is. In dat geval zullen Klasse V schepen enkelstrooks door het aquaduct moeten varen terwijl de kleinere schepen de bocht via het verbreedde kanaalgedeelte passeren.

Door het gedetailleerd uitwerken van de verbreding tot minimaal 60 m. worden dus zowel alternatief 3 als een gedeelte van alternatief 6 uit deelrapport 1 uitgewerkt. Uiteindelijk zal dan moeten worden bekeken of het aanleggen van het extra aquaduct zoveel economisch voordeel biedt, dat dit opweegt tegen de koste die gemaakt moeten worden om het te realiseren. In dit rapport is dit laatste niet uitgewerkt.

Een tweede rede voor de keuze van alternatief 3 is, dat dit alternatief als het meest realistische beschouwd wordt. Door de kleine verbreding zijn bijna geen extra maatregelen nodig voor de inpassing in de huidige situatie. Alleen op de plaats waar de brug gefundeerd is, zal extra aandacht moeten worden besteed om de stabiliteit van de brug te kunnen garanderen. Daarbij komt nog dat door het gebruik van een steilbouw constructie (damwanden, Terre Armée, enz.) geen schade wordt aangebracht aan het Steilrand bos dat zoveel mogelijk gespaard dient te worden (paragraaf 2.4.2 van deelrapport 1).



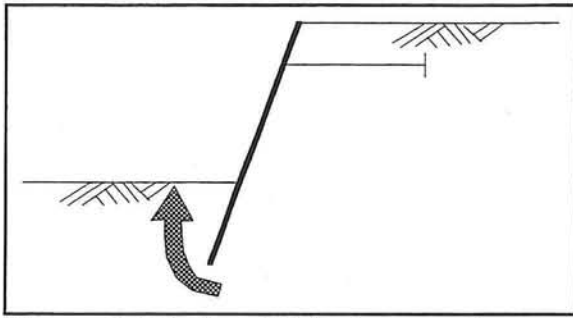
In dit deel rapport zal de nadruk liggen op het verbreden van de bocht tot een minimale breedte van 60 m. m.b.v. een steile wand constructie. De constructies die ontworpen zullen worden zijn een damwand en een steilwand m.b.v. gabions. Bij iedere constructie zal worden gekeken naar de mogelijkheid van toepassen m.b.t. de stabiliteit van de constructie maar ook uitvoeringstechnisch. De voor dit deel van het ontwerp van belang zijnde randvoorwaarden en uitgangspunten zijn hierna nog eens vermeld (zie ook hoofdstuk 2 van deelrapport 1).

Randvoorwaarden

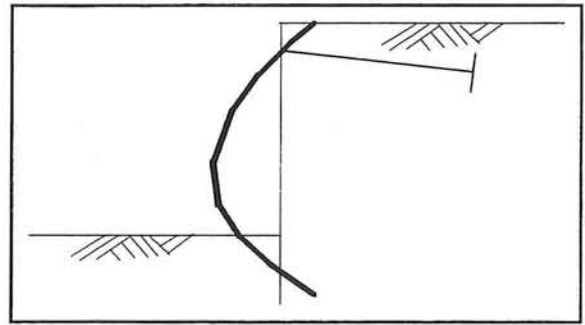
- * Het profiel moet voldoen aan de richtlijnen van de Commissie Vaarwegbeheerders (CVB)
- * De kanaal bodem moet zo goed mogelijk waterdicht worden gemaakt, zodat geen water uit het kanaal verloren gaat door afvloeien naar de omliggende bodem.
- * De constructie moet bestand zijn tegen schroefstralen, golf en stroomaanval t.g.v. scheepvaart, ijsgang en ijsbreken, aanvaringen, afschuiving enz.
- * Bodemgesteldheid zoals deze is vermeld in paragraaf 3.2 van deelrapport 1
- * De aangepaste bocht moet aansluiten op het oude tracé van het kanaal.
- * De bebouwing van Elsloo mag niet worden geschaad.
- * Het scheepvaartverkeer moet doorgang kunnen blijven vinden, ook tijdens de bouw.

Uitgangspunten

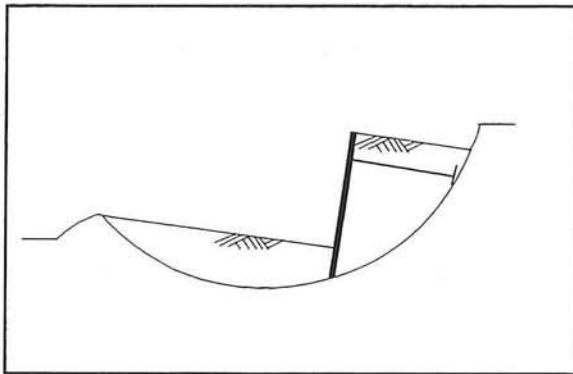
- * Het te onderzoeken gebied (= de bocht bij Elsloo) bevindt zich tussen kilometerpaal 10.0 en 11.4 (RW 76).
- * Doordat de CVB-richtlijnen nog niet voorzien in klasse V schepen worden de "Gewenste vaarweg-afmetingen voor klasse V en tweebaksduwvaart op de Maasroute" als richtlijnen beschouwd.
- * Er moet een verbinding blijven tussen de oostelijke en westerlijke oever van het kanaal voor het verkeer tussen Elsloo en Meers.
- * Het "Steilrandbos" tussen de Maas en het kanaal moet zoveel mogelijk worden gehandhaafd.



Figuur 2.2.1 Instabiele damwand



Figuur 2.2.2 Uitbuiging damwand



Figuur 2.2.3 Afschuiving damwand

2 DAMWANDEN

2.1 INLEIDING

De eerste constructie die ontworpen wordt is de stalen damwand. Damwanden worden al vele jaren in allerlei constructievormen gebruikt. Een groot voordeel van deze constructie is, dat het ruimtebeslag in zowel de bouw als de gebruikersfase zeer gering is. Dit komt goed van pas in de situatie bij Elsloo. Door een geschikte bouwmethode te gebruiken, kan de constructie aangebracht worden zonder al te veel hinder voor alle verkeersstromen. Allereerst zullen de bezwijkmechanismen van een damwand worden besproken, waarna het stappen plan van het Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR) [Lit. 7] voor het ontwerpen van damwanden, voor zover het van belang is voor de situatie bij Elsloo, behandeld worden. Dit is de methode waarmee de damwanden ontworpen zijn. Vervolgens zal een algehele bouwmethode worden gegeven, waarna stapsgewijs de ontwerpberekening voor de doorsneden bij km-paal 10.5 wordt beschreven.

2.2 BEZWIJKMECHANISMEN

Bij het ontwerp van een damwand moet de constructie worden gecontroleerd op sterkte en stabiliteit. Hierbij zijn 4 bezwijkmechanismen van belang:

- 1) De damwand mag niet onderuit schuiven (zie figuur 2.2.1).
- 2) De damwand mag niet gaan vloeien (zie figuur 2.2.2).
- 3) De totale grondconstructie mag niet afschuiven (zie figuur 2.2.3).
- 4) Het anker mag niet breken

ad 1) Om onderuit schuiven van een stijve damwand, door het overschrijden van de maximaal te mobiliseren passieve gronddruk (grondbreuk), te voorkomen, is het in eerste instantie nodig om de damwand voldoende inheidiepte te geven. Dit is de afstand van de onderkant van de damwand tot aan het onderste maaiveld. Door de horizontale gronddruk op de wand zal de wand de neiging hebben om naar links te verplaatsen. Hierdoor zal aan de hoge kant de gronddruk de actieve druk naderen. Aan de lage kant zal zich een passieve gronddruk ontwikkelen. Door de aanwezigheid van de verankering zal de damwand ter plaatse van het anker op zijn plaats willen blijven waardoor de wand rond dit punt roteerd. Bij voldoende inheidiepte kan de wand als een aan de onderzijde verend ingeklemde staaf gezien worden.



- ad 2) Bij een slappe damwand kunnen de vervormingen erg groot worden. Bij die grote vervormingen kunnen grote spanningen in de damwand ontstaan en zelfs tot vloeien van het staal leiden waardoor de wand bezwijkt. Ook is het voor de schippers een angstaanjagend gezicht als zij langs een wand moeten varen die duidelijk schuin over het kanaal heen steekt. Om dit te voorkomen wordt een maximum vervorming aangenomen van 15 mm. per meter hoogte overbrugging met een maximum van 100 mm. Dit houdt in dat bij een hoogte verschil van 3 m. de bovenkant van de damwand een verplaatsing van 45 mm. t.o.v. de onderkant mag ondervinden. Ook bij dit faalmechanisme kunnen ankers of stempels gebruikt worden om de vervormingen te reduceren.
- ad 3) Na het plaatsen van de damwand dient de totale doorsnede inclusief de verankering stabiel te zijn. Ook afschuiving langs een glijvlak onder de damwand door mag niet optreden. Dit zal voor de doorsneden worden gecontroleerd met de methode van Bishop zoals deze staat beschreven in hoofdstuk 4 van deelrapport 1.

2.3 STAPPEN PLAN VAN DE CUR

De CUR heeft een ontwerpmethode ontwikkeld waarmee aan de hand van een stappen plan een damwand ontworpen kan worden. Het stappen plan bestaat uit de volgende stappen:

Stap 1

Schematisering

In deze stap wordt de werkelijke geometrie zo goed mogelijk geschematiseerd. Voor deze geschematiseerde situatie wordt vervolgens vastgesteld met welke bouwfases rekening moet worden gehouden om de maatgevende situatie te vinden. Tevens wordt in deze stap bepaald tot welke veiligheidsklasse de te ontwerpen constructie moet worden gerekend. De volgende indeling wordt voorgesteld:

VEILIGHEIDSKLASSE VOLGENS CUR	
klasse	gevolgen van bezwijken
1	Geen kans op levensgevaar en/of geringe materiële schade (oeverbeschoeiing)
2	Kleine kans op levensgevaar en/of aanzienlijke materiële schade (bouwput)
3	Grote kans op levensgevaar en/of grote materiële schade (kademuur, sluiswand)

Tabel 2.1 Veiligheidsklasse volgens de CUR



Stap 2 Parameterbepaling

Voor de geschematiseerde situatie dienen in deze stap de parameters te worden bepaald. Welke parameters dit zijn hangt af van de rekenmethode die gevolgt gaat worden. De belangrijkste parameters zijn:

PARAMETERS VOOR HET ONTWERPEN VAN EEN DAMWAND		
	parameter	omschrijving
Per laag	γ_{droog}	Soortelijk gewicht van de droge grond in kN/m^3
	γ_{nat}	Soortelijk gewicht van de met water verzadigde grond in kN/m^3
	c	Cohesie van de grond in kN/m^2
	ϕ	Hoek van inwendige wrijving in $^\circ$
	δ	Wrijvingshoek tussen grond en kerende wand in $^\circ$
Per belasting geval	k	Beddingsconstante van de grond in kN/m^3
	q	Bovenbelasting op het maaiveld in kN/m^2
Per geometrie	h_{top}	Positie van de bovenkant van de damwand t.o.v. het referentie peil
	Δh	Kerende hoogte in m.
	H	Positie grondwaterstand t.o.v. het referentie peil

Tabel 2.2 Parameters voor het ontwerp van een damwand



Stap 3

Berekening van de minimale inbeddingsdiepte met partiële veiligheidsfactoren voor de uiterste grenstoestand

Om in het ontwerp enige veiligheid in te bouwen tegen onvoorziene omstandigheden, worden door de CUR-commissie de volgende partiële veiligheidsfactoren aanbevolen:

PARTIËLE VEILIGHEIDSFACTOREN VOLGENS DE CUR						
	veiligheidsklasse					
	1		2		3	
Sterkte van de grond $X_d = X_{rep} / \gamma$						
Cohesie	0.90		1.00		1.10	
Wrijvingshoek	1.05		1.15		1.20	
Geometrie $X_d = X_{gem} \pm \gamma \sigma_x$ of $X_d = X_{gem} \pm \Delta$						
	γ	Δ	γ	Δ	γ	Δ
Kerende hoogte	1.60	0.20	2.20	0.30	2.60	0.35
Grondwater lage zijde	1.30	0.15	1.70	0.20	2.10	0.25
Grondwater hoge zijde	0.65	0.05	0.85	0.05	1.50	0.05

Tabel 2.3 Partiële veiligheidsfactoren volgens de CUR

De norm (NEN 6740) geeft hier alleen een partiële factor voor de volumieke massa van de grond van 1.1 indien verhoging van de waarde tot een gunstiger resultaat zal leiden. De overige factoren in de norm hebben betrekking op de fundering van gebouwen. Omdat de damwand niet als fundering van gebouwen dienst doet, is de methode die aanbevolen worden door de CUR gebruikt voor het bepalen van de rekenwaarde voor de verschillende parameters.



Vervolgens is door de CUR een minimum gesteld aan de boven belasting die op het maaiveld aangrijpt.

BOVENBELASTING VOOR HET ONTWERPEN VAN EEN DAMWAND		
Veiligheidsklasse	Type constructie	Rekenwaarde [kN/m ²]
1	Oever bescherming	5 - 10
2	Sluis; Kade; Bouwput	10 - 20
3	Kade zeehavens; Dijkversterking	> 20

Tabel 2.4 **Bovenbelasting voor het ontwerpen van een damwand**

De berekening voor de minimale inbeddingsdiepte moet worden uitgevoerd volgens de methode BLUM zoals deze in paragraaf 2.5.2 wordt beschreven.

Stap 4 **Optimaliseren met een veren model**

Na de berekening van de minimale inbeddingsdiepte kan m.b.v. een veren model de optimale inbeddingsdiepte met het oog op de momenten in de kerende wand worden bepaald. Deze berekening zal met het computerprogramma MSHEET , dat in paragraaf 2.5.3 wordt beschreven, worden uitgevoerd.

Stap 5 **Controle op moment**

Het maximale moment dat berekend is bij stap 4 (M_d) zal niet groter mogen zijn dan het maximaal opneembare moment van de damwand (M_{max}) waarvoor geldt:

$$M_{max} = \sigma_y * W_{wand}$$

Met σ_y = Vloeispanning van het gebruikte staal
 W_{wand} = Weerstandsmoment van de damwand



Stap 6 Controle op ankerkracht

De controle van de ankerkracht wordt gesplitst in 2 delen:

- 1) Controle van het ankershot of groutanker
- 2) Controle van de ankerstaaf

ad 1) De verankering moet de maximale ankerkracht over kunnen brengen op de grond. Om dit te kunnen garanderen moet de verankering voldoen aan :

$$1.1 * F_{a,max} \leq F_{a,max;gr;d}$$

ad 2) De ankerstaaf mag bij het optreden van de maximale ankerkracht nog niet vloeien. Om dit te kunnen garanderen moet worden voldaan aan :

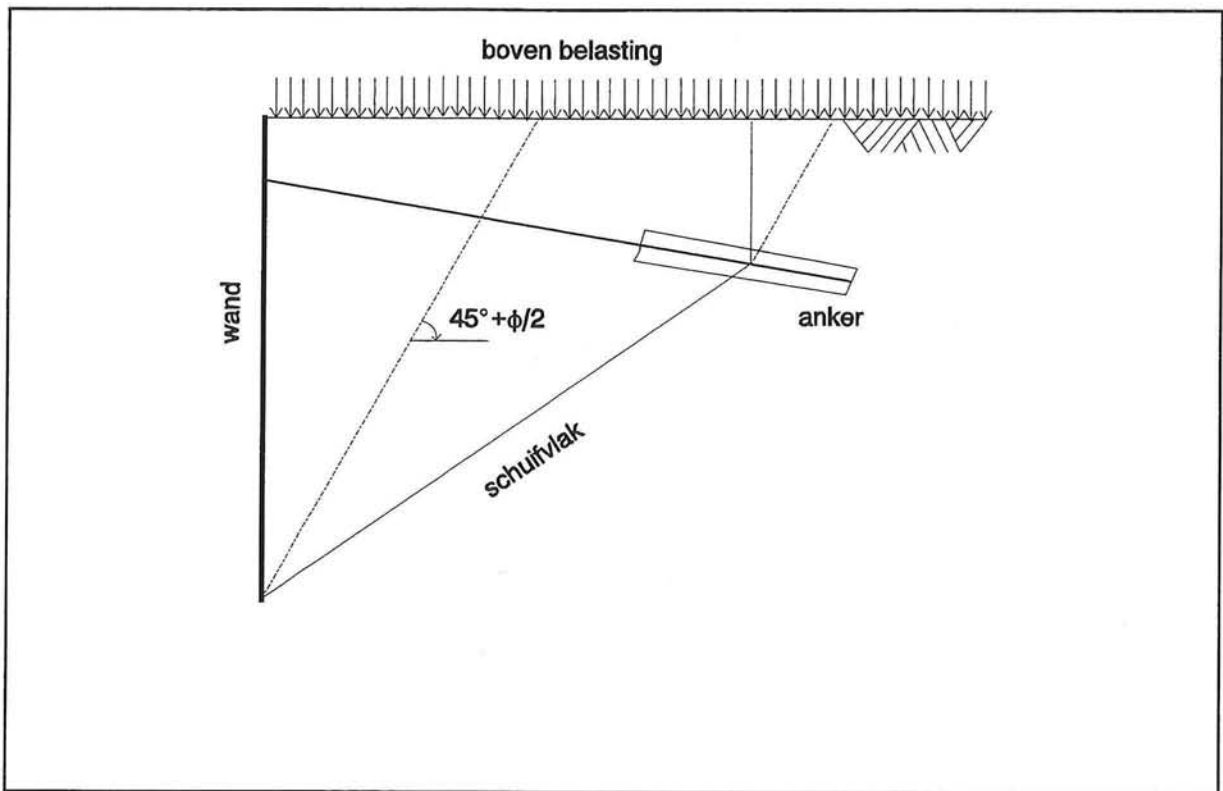
$$1.25 * F_{a,max} \leq F_y \text{ met } F_y \text{ als vloeikracht van de staaf}$$

Stap 7 Controle op vervorming

De vervorming van een constructie mag niet te groot worden. In NEN 6740 wordt onderscheid gemaakt in een 3 tal bezwijk klasseringen:

- 1A Het bezwijkmechanisme treedt op in de grond of op de grens tussen grond en constructie.
- 1B De vervorming van de constructie wordt zo groot dat er schade optreedt aan de constructie dan wel naastgelegen constructies
- 2 De vervorming in de gebruiksfase is te groot waardoor de bruikbaarheid ernstig geschaad wordt.

De klasse 1A en 1B hebben betrekking op de uiterste grenstoestand terwijl klasse 2 op de bruikbaarheidstoestand betrokken moet worden. Bij deze stap moet gekeken worden of de vervormingen die bij stap 4 zijn berekend voldoen aan de eisen van klasse 1A en 1B. Wordt ook voldaan aan klasse 2 dan kan verder gegaan worden met stap 8. Indien niet aan klasse 2 wordt voldaan maar wel aan 1A en 1B, dan dient de berekening nog eens uitgevoerd te worden voor de bruikbaarheidstoestand met partiële veiligheidsfactoren van 1.0 voor alle parameters.



Figuur 2.3.1 Kranz stabiliteit

Stap 8 Controle overige mechanismen

- a) Voor een met ankers verankerde damwand dient de Kranz stabiliteit [Lit. 1,7 & 8] te worden gecontroleerd (zie figuur 2.3.1). Bij korte ankers zal een diep gelegen glijvlak ontstaan dat loopt van de onderkant van de vrij opgelegde damwand naar het hart van de verankering. Voor voldoende stabiliteit dient te worden aangetoond dat de, uit de damwandberekening gevonden rekenwaarde voor de ankerkracht kan worden opgenomen door de grond tussen de damwand en de verankering met representatieve waarden voor de schuifweerstand eigenschappen.
- b) De totale stabiliteit dient te worden gecontroleerd met de methode van Bishop zoals deze is beschreven in hoofdstuk 4 van deelrapport 1.
- c) De gording langs de wand moet zo ontworpen zijn dat deze een kracht van $1.1 \cdot F_{a, \max}$ op kan nemen.

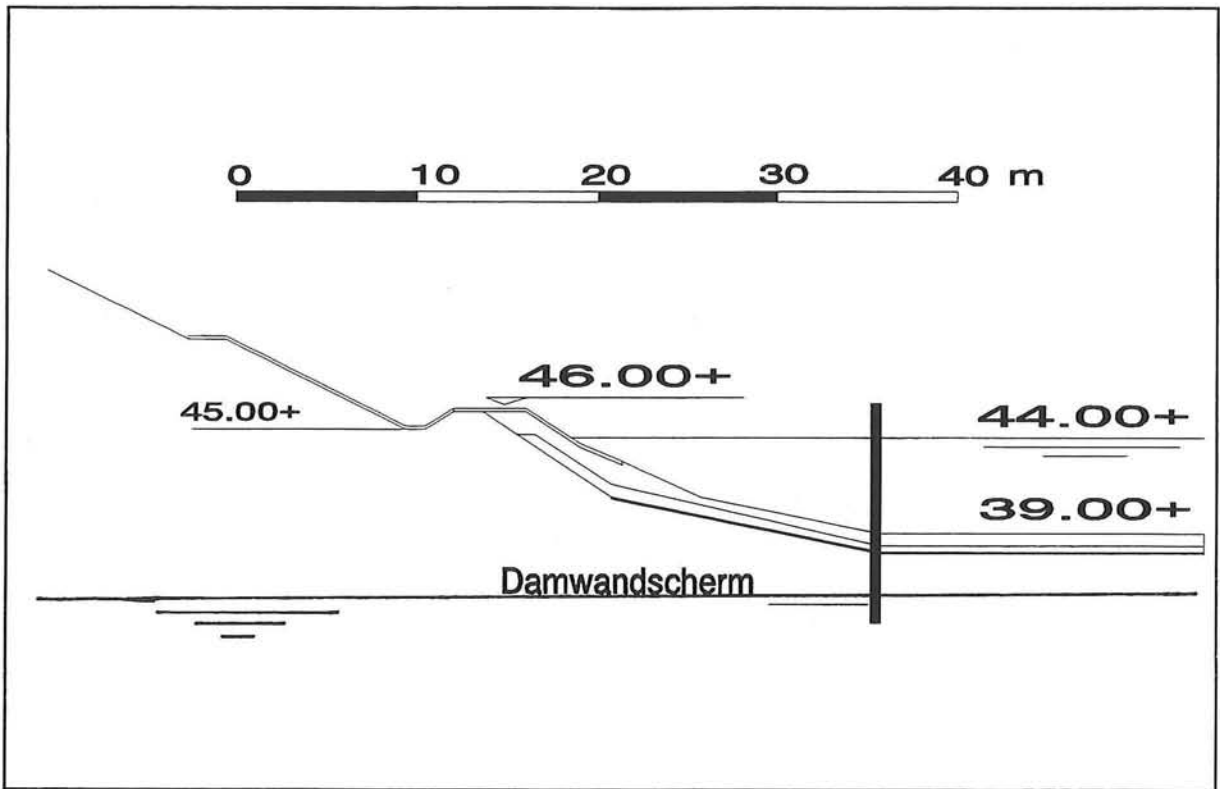
2.4 UITVOERING VAN DE DAMWANDCONSTRUCTIE

Voordat gerekend kan worden aan een ontwerp, zal bekend moeten zijn welke belastingen op de damwand op kunnen treden. Hiervoor is inzicht nodig in de bouwstrategie die gevolgt gaat worden om de wand aan te brengen. In deze paragraaf wordt daarom een bouw volgorde voorgesteld. Bij de gemaakte berekeningen is uitgegaan van deze uitvoeringsmethode.

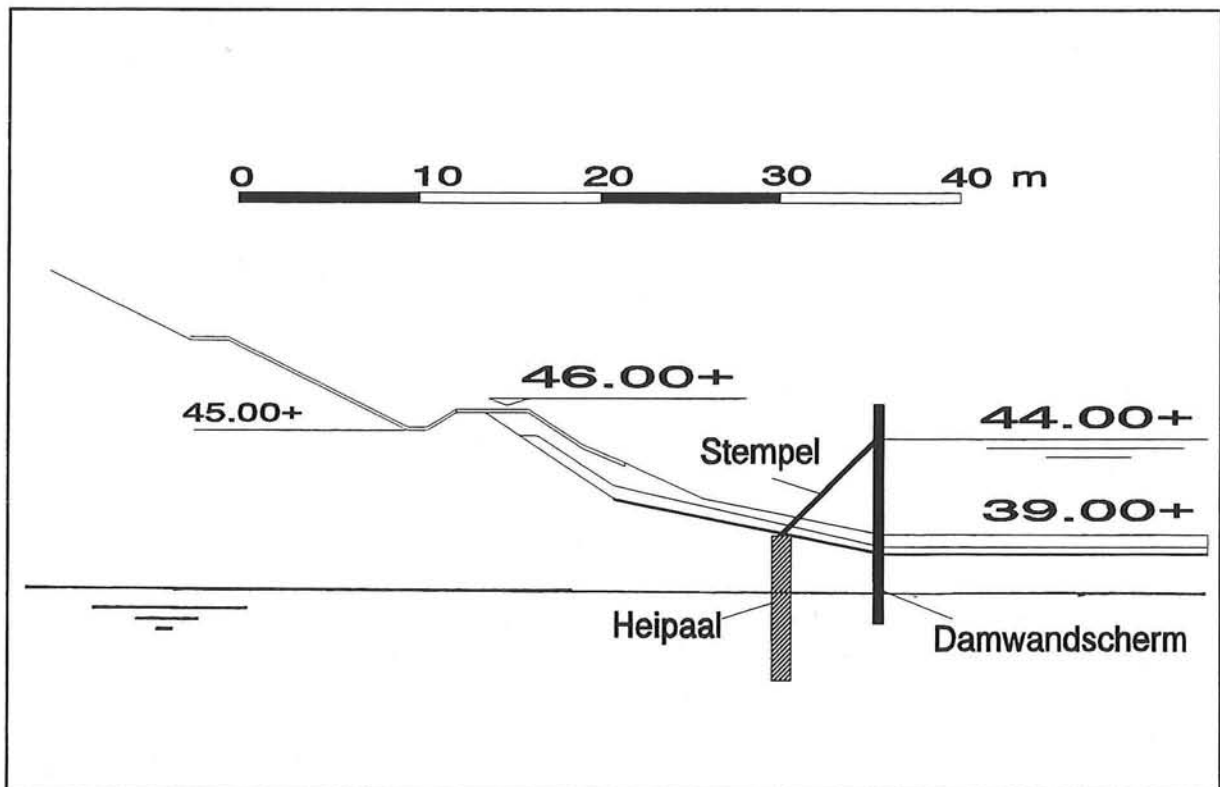
2.4.1 Uitvoering van de verbreding van het kanaalprofiel

Op dit moment vindt tussen het kanaal en de omgeving geen water uitwisseling plaats. Dit komt omdat de bodem overal bedekt is met een dikke laag klei. Ter plaatse van de bocht bij Elsloo is zelfs nog een extra laag asfalt op de bodem gelegd om deze waterdichtheid te garanderen. Ook na de verbreding van de bocht moet het kanaal weer een op zich zelf staand hydrologisch systeem zijn. Daarom is het de bedoeling om ook in het nieuw te graven gedeelte een laag asfalt toe te passen, net als in de rest van de bocht.

Omdat de weg te graven grond, goed waterdoorlatend is, zal het nieuwe gedeelte eerst "waterdicht" gemaakt moeten worden voordat het in contact gebracht wordt met het huidige kanaal. Dit houdt in dat de verbreding in den droge gerealiseerd dient te worden of dat de grond van te voren moet worden geïnjecteerd om een water ondoorlatende laag te creëren. Uit gegaan wordt van de aanleg in den droge. Hiervoor moet een damwandscherm in het huidige kanaalprofiel aangebracht worden over de totale lengte van het te verbreden kanaalvak. Dit aanbrengen dient te gebeuren in een periode waarin geen regen verwacht wordt en de waterstand van de Maas laag is, om het gevaar van zettingsvloeiing (zie hoofdstuk 4 van deelrapport 1) zo klein mogelijk te houden. Aan het begin en het eind van de verbreding moet de wand geleidelijk naar de oever geplaatst worden zodat een afgesloten bouwplaats ontstaat. Het scherm moet geplaatst worden op de plaats waar het huidige kanaalbodemprofiel van een helling van 1 : 5 overgaat in een



Figuur 2.4.1 Positie Uitvoerings damwand



Figuur 2.4.2 Afstempeling uitvoerings damwand

horizontaal vlak op N.A.P. + 39 m. (zie figuur 2.4.1). Op deze manier blijft er nog een waterspiegel breedte van 34.75 m. over voor de scheepvaart. Dit is voldoende om Klasse Va schepen enkelstrooms de bocht te laten passeren. Tijdens de bouw zal extra scherp opgelet moeten worden door de schippers. Aanbevolen wordt om ontmoetingen met schepen groter of gelijk aan Klasse III te voorkomen door voor de bocht op elkaar te wachten.

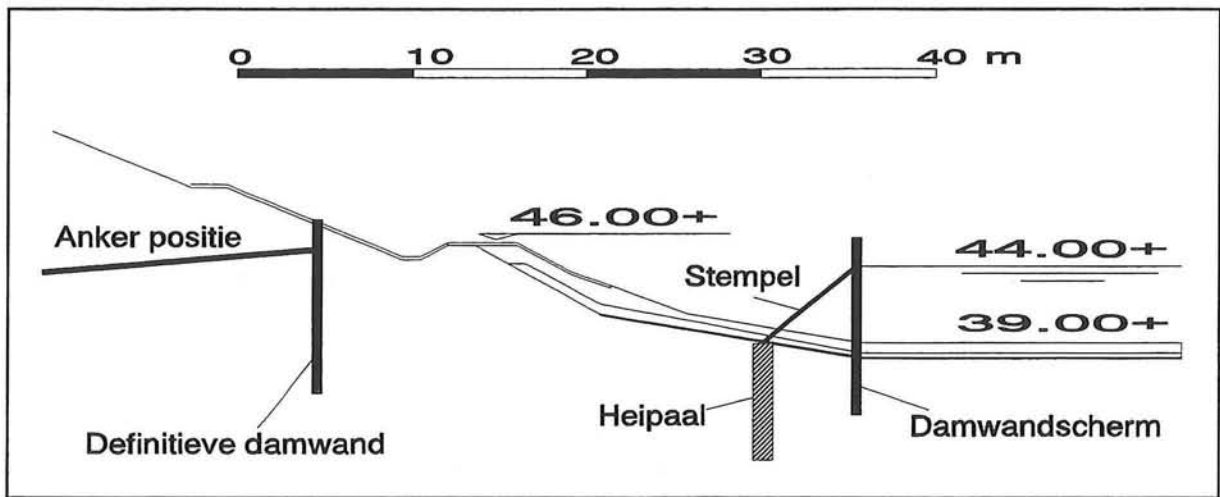
De lengte van de wand moet zo ontworpen worden dat het scherm nog 1 m. boven het water oppervlak uitsteekt om wateroverslag te voorkomen.

Om te voorkomen dat het damwandscherm in het kanaal teveel vervormt of omvalt op het moment dat de "bouwkuip" droog gepompt wordt dient deze afgestempeld te worden aan de kant van de verbreding (figuur 2.4.2). Bij verankering in de richting van de buitenbocht zouden de kabels door de vaarroute lopen waardoor scheepvaart onmogelijk wordt. Aan de onderkant worden de stempels tegen van te voren ingeheide palen op een diepte van N.A.P. + 39 m. afgestempeld. Eventueel kan deze paal schuin in de grond aangebracht worden in het verlengde van de stempel.

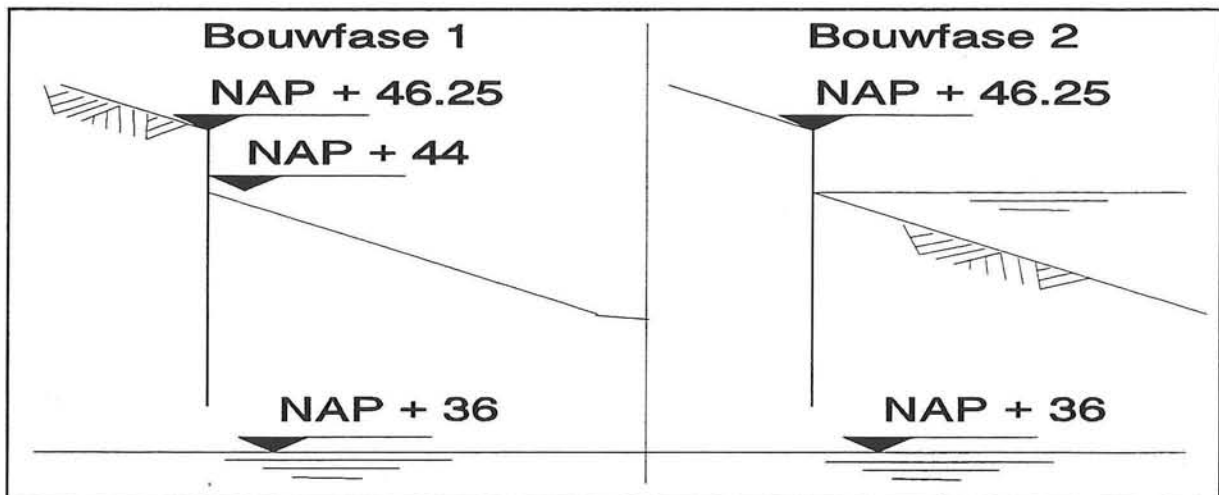
Na het plaatsen van de stempels kan de bouwkuip droog gezet worden en het nieuwe kanaal profiel worden gegraven. Vervolgens kan de asfalt laag worden gestort. Na verharding wordt de verbreding met water gevuld, de stempels verwijderd, het scherm getrokken en de ontstane opening in de waterdichte asfaltlaag geïnjecteerd, zodat de 2 kanaaldelen een kanaal vormen.

2.4.2 Uitvoering van de definitieve damwand constructie (zie figuur 2.4.3)

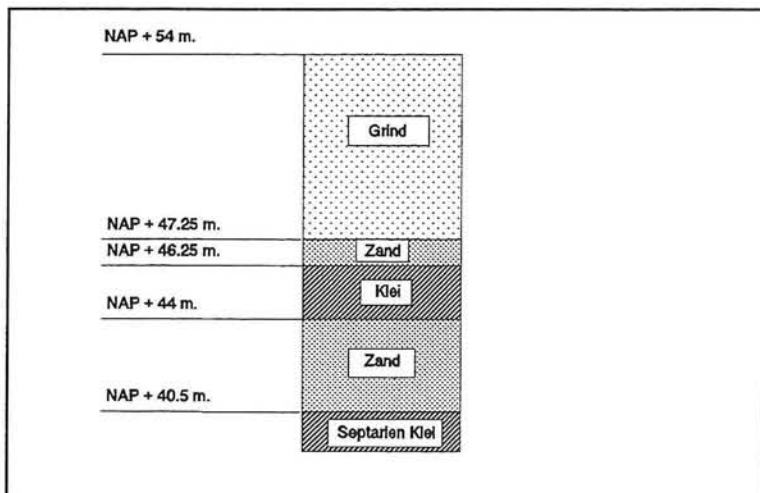
Om het gevaar van zettingsvloeiing zo gering mogelijk te maken dient het aanbrengen van de damwanden in een periode zonder regen te gebeuren. Tevens dient eerst het scherm uit de vorige paragraaf geplaatst te zijn. Dit is nodig omdat bij een eventuele zettingsvloeiing een grote hoeveelheid grond verschuift, die bij aanwezigheid van dit scherm wordt opgevangen voordat het gevaar oplevert voor het bevaarbare gedeelte van het kanaal. De damwanden dienen dus te worden aangebracht na het aanbrengen van het scherm en voor het uitgraven van de verbreding. Eventueel kan in een natte periode een tijdelijke vacuum bemaling worden toegepast in het talud. De verankering kan worden aangebracht op het moment dat de verankeringsdiepte is bereikt met ontgraven. Na het aanbrengen van de ankers kan het kanaal verder worden ontgraven en afgewerkt zoals hiervoor is beschreven.



Figuur 2.4.3 Positie definitieve damwand



Figuur 2.5.1 Bouwfases



Figuur 2.5.2 Grond opbouw

2.5 ONTWERP BEREKENING

2.5.1 Stap 1 en 2 schematisering en parameter bepaling

Verondersteld wordt dat bij bezwijken geen directe kans op levensgevaar aanwezig is maar de schade hoog op kan lopen. Zo zal bij bezwijken de verbindingsweg tussen Geulen a/d Maas en Meers kunnen verzakken. Ook de grond onder de fundering van de brug over het kanaal zal kunnen afschuiven waardoor de brug kan bezwijken. De verkeersstromen over de brug en de weg zijn niet erg groot en afschuiven van de grond en bezwijken van de damwand zal voorafgegaan worden door grote vervormingen in het landschap en de betrokken constructies, zodat deze vroegtijdig ontruimd kunnen worden. De damwanden in de situatie bij Elsloo worden daarom ingedeeld in klasse 2.

Als ontwerpdoorsnede wordt de doorsnede bij km-paal 10.5 genomen. Deze doorsnede is vrijwel gelijk aan de doorsneden tussen km-paal 10.6 t/m 11.0 zodat de berekening voor km-paal 10.5 geldt voor het hele kanaalvak tussen km-paal 10.5 en 11.0.

Tijdens de bouw zijn in eerste instantie twee maatgevende bouwfases te onderscheiden (zie figuur 2.5.1):

- 1) De maximale ontgravingsdiepte tot op de plaats waar de waterdichte laag aangebracht dient te worden, is bereikt.
- 2) Het kanaal is klaar voor gebruik. In het kanaal staat 5 m. water en de bodem is waterdicht.

De grondopbouw wordt geschematiseerd zoals is weergegeven in figuur 2.5.2. Omdat alleen de grondboringen op tekening aanwezig zijn, waar wel de grondsoort maar niet de kenmerkende parameters uit gehaald kunnen worden (bijlage 2 van deelrapport 1) is voor de verschillende grondsoorten tabel 2.5 aangehouden. Deze waarden voor de volumieke massa's van de grondsoorten, de hoeken van inwendige wrijving en de cohesie zijn afkomstig uit tabel 1 van NEN 6740 uit september 1993, die is opgenomen in bijlage 2:

GROND PARAMETERS UIT NEN 6740				
Grond soort	ϕ [°]	c [kN/m ²]	γ_{droog}	γ_{nat}
Grind	37.5	0.0	18.0	20.0
Zand	35.0	0.0	17.0	19.0
Klei	22.5	10.0	18.0	18.0
Septariën klei	24.0	12.0	18.0	18.0

Tabel 2.5 Grond parameters uit NEN 6740



Met de CUR publikatie 166 "Damwandconstructies" zijn de waarden voor de beddingsconstante k en de wrijvingshoek δ bepaald.

GROND PARAMETERS UIT CUR PUBLIKATIE 166		
Grond soort	δ [°] ($0.33 * \phi$)	k [kN/m ²]
Grind	12.5	20000
Zand	11.7	12000
Klei	7.5	4000
Septariën klei	8.0	6000

Tabel 2.6 Grond parameters uit CUR publikatie 166

Voor de bepaling van δ is uitgegaan van een matig ruwe wand waarvoor geldt dat

$$\delta = 0.33 * \phi$$

De bovenbelasting q wordt gevormd door de vorm van het profiel achter de damwand. Tijdens de bouw kan de grond tussen de damwand en het huidige kanaal gebruikt worden als werkplaats zodat de bouwbelasting zich aan de lage zijde van de damwand bevindt. Doordat dit een positieve uitwerking op de lengte van de damwand heeft, wordt hier in de berekening rekening mee gehouden en is q gelijk gesteld aan 0 kN/m². Voor de overige waarden geldt:

- h_{top} = N.A.P + 46.25 m. (bovenkant damwand)
- Δh = 2.25 m. (kerende hoogte)
- H = N.A.P. + 36 m. (grondwaterstand)



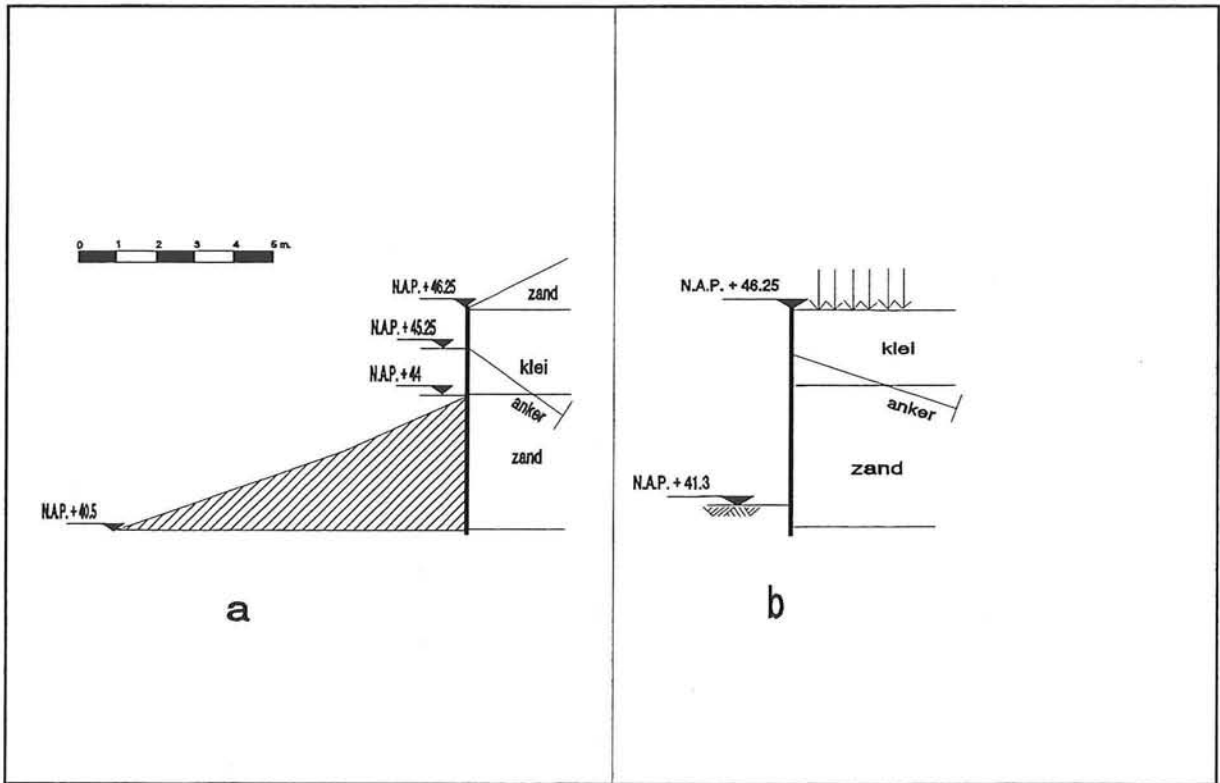
2.5.2 Stap 3 Berekening met partiële veiligheidsfactoren van de minimale inbeddingsdiepte met de methode BLUM

De damwanden in de situatie bij Elsloo worden ingedeeld in veiligheidsklasse 2. Voor de materiaalfactoren gelden volgens de CUR de waarden die staan vermeld in tabel 2.7.

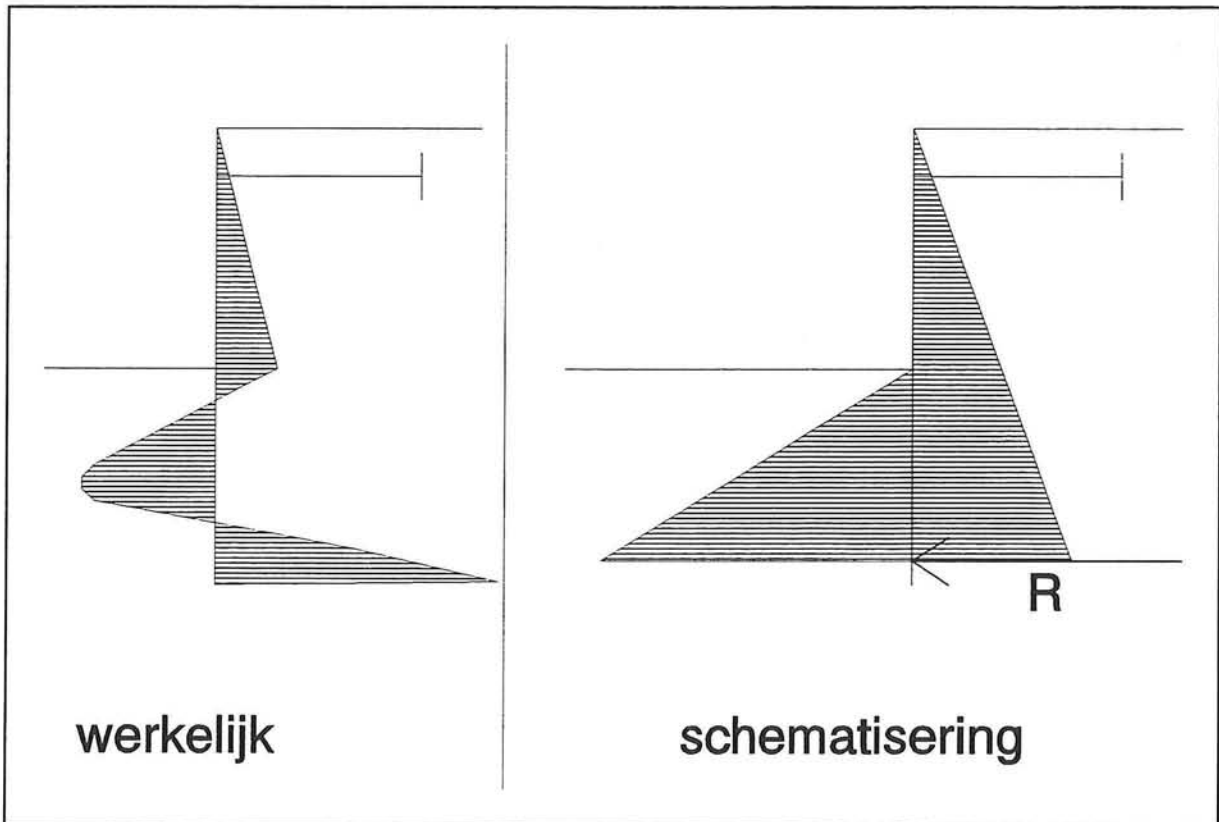
MATERIAALFACTOREN VOLGENS CUR VEILIGHEIDSKLASSE 2 (γ_m)			
Parameter	grenstoestand		
	uiterste		bruikbaarheid
	gunstig ¹⁾	ongunstig ²⁾	
hoek van inwendige wrijving ϕ	1.15	1	1
wrijvingshoek δ	1.15	1	1
cohesie c	1.0	1	1
beddingsconstante	1.3	1	1
kerende hoogte	$X+0.3^{3)}$	1	1
grondwater lage zijde	$X-0.2^{3)}$	1	1
grondwater hoge zijde	$X+0.05^{3)}$	1	1
buigend moment	1.5	1	1
ankerkracht in staaf	1.25	1	1
ankerkracht in ankerschot	1.1	1	1

- 1) "Gunstig": als een verhoging van de waarde van de betreffende parameter tot een gunstiger resultaat leidt.
- 2) "Ongunstig": als een verhoging van de waarde van de betreffende parameter tot een ongunstiger resultaat leidt.
- 3) "X" is de gemiddelde waarde van de parameter

Tabel 2.7 **Materiaalfactoren volgens cur veiligheidsklasse 2 (γ_m)**



Figuur 2.5.3 Bouwfase 1 en schematisering



Figuur 2.5.4 Schematisering BLUM

Na toepassing van deze factoren op de representatieve waarden van paragraaf 2.5.1 worden de rekenwaarde van tabel 2.8 gevonden.

REKENWAARDEN VOOR DE GRONDPARAMETERS						
Soort	ϕ_d [°]	c_d [kN/m ²]	$\gamma_{droog;d}$ [kN/m ³]	$\gamma_{nat;d}$ [kN/m ³]	δ_d [°]	k_d [kN/m ²]
Grind	32.6	0	18	20	10.9	15380
Zand	30.4	0	17	19	10.1	9230
Klei	19.6	10	18	18	6.5	3080
Septariën	20.9	12	18	18	7.0	4620

Tabel 2.8 Rekenwaarden voor de grondparameters

De overige rekenwaarden zijn:

$$q_d = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{top;d} = \text{N.A.P.} + 46.25 \text{ m.}$$

$$\Delta h_d = 2.55 \text{ m.}$$

$$H_{hoog;d} = \text{N.A.P.} + 36.05 \text{ m.}$$

$$H_{laag;d} = \text{N.A.P.} + 35.80 \text{ m.}$$

Omdat het computerprogramma "BLUM" van Prof. Verruijt (1992) niet met damwanden in scheve taluds werkt, is de situatie voor bouwfase 1 geschematiseerd zoals is weergegeven in figuur 2.5.3b. De bestaande bodem is "recht getrokken" op een hoogte van N.A.P. + 41.3 m. Deze hoogte is de zwaartelij van het gearceerde deel van figuur 2.5.3a.

De berekening van Blum gaat als volgt:

Aangenomen wordt dat de damwand uit veiligheid overwegingen iets langer is dan strikt noodzakelijk. Hierdoor zal de onderkant van de damwand de neiging hebben om naar de actieve kant te verplaatsen en zodoende aan die kant een passieve druk op te bouwen (zie figuur 2.5.4).

Begonnen wordt met aan beide zijden van de damwand de verticale gronddruk (= waterdruk + korreldruk) te berekenen.



Vervolgens worden de horizontale korrelspanningen bepaald met [Lit. 3]:

$$\begin{aligned} \sigma_a &= K_a * \sigma_v - 2 * c * \sqrt{K_a} \\ \sigma_p &= K_p * \sigma_v + 2 * c * \sqrt{K_p} \end{aligned} \tag{2.1}$$

met: σ_a = *aktieve korrelspanning*
 σ_p = *passieve korrelspanning*
 σ_v = *verticale korrelspanning*

De horizontale belasting op de wand wordt bepaald door de horizontale korrelspanning en de waterdruk bij elkaar op te tellen.

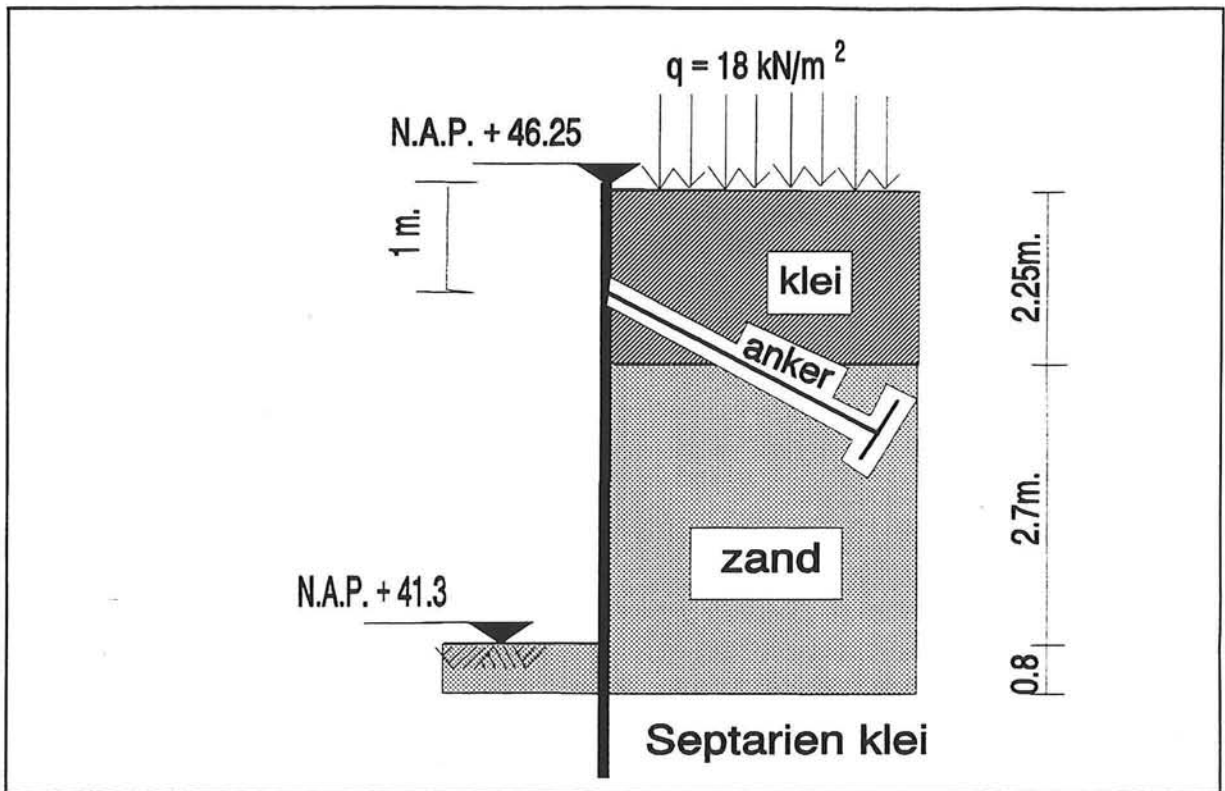
Om het scheve talud van de te keren grond in rekening te brengen is de grond die boven de damwand ligt, geschematiseerd tot een bovenbelasting van 18 kN/m². Dit is het gemiddelde eigengewicht van deze grond per m³. Door het scheve talud wordt maar een extra hoogte van 1 m. voor deze grond in rekening gebracht. Overige bovenbelastingen worden buiten beschouwing gelaten, doordat het bouwverkeer op het stuk grond tussen het huidige kanaal en de te plaatsen damwand kunnen staan en op die manier een gunstige invloed hebben op de belasting van de damwand.

De gronddruk coëfficiënten die in de berekening zijn gebruikt zijn weergegeven in tabel 2.9 en berekend m.b.v. NEN 6740.

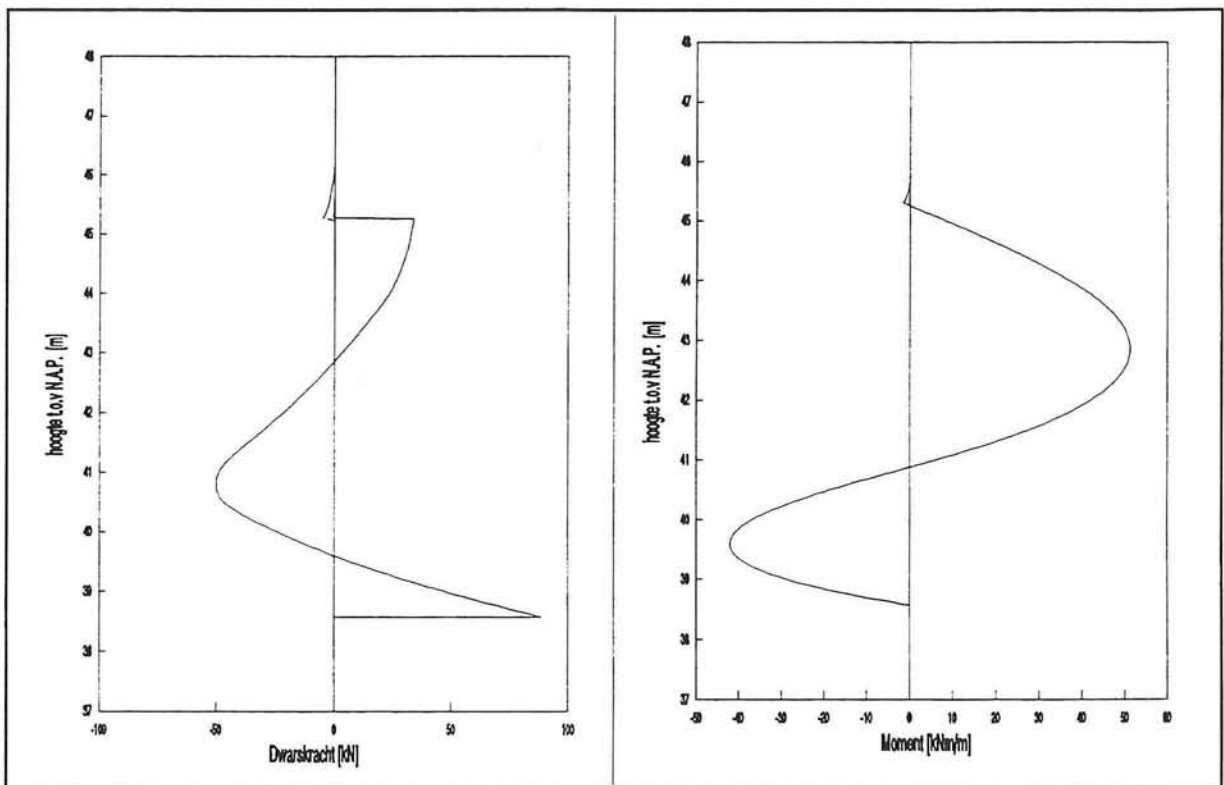
GRONDDRUK COËFFICIËNTEN				
Grond soort	ϕ_d [°]	δ_d [°]	K_a	K_p
Grind	32.6	10.9	0.27	4.50
Zand	30.4	10.1	0.30	3.97
Klei	19.6	6.5	0.46	2.31
Septariën klei	20.9	7.0	0.44	2.45

Tabel 2.9 Gronddruk coëfficiënten

De extra passieve druk aan de onderkant van de damwand wordt geschematiseerd tot een reactie kracht (R). Bij de berekening wordt er van uitgegaan, dat de damwand aan de onderkant volledig is ingeklemd maar het buigend moment gelijk is aan nul. De dwarskracht aan de onderzijde is dan gelijk aan R.



Figuur 2.5.5 Invoer BLUM



Figuur 2.5.6 Dwarskrachten en Momenten lijn damwand volgens BLUM

Na het bepalen van de momentenlijn kunnen m.b.v. de differentiaalvergelijking uit de toegepaste mechanica

$$\frac{d^2w}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \quad (2.2)$$

de verplaatsingen van de wand worden bepaald. Op het moment dat de verplaatsing ter plaatse van het anker, met inbegrip van de vervorming t.g.v de ankerkracht, gelijk is aan nul, is de damwand in evenwicht en de lengte minimaal.

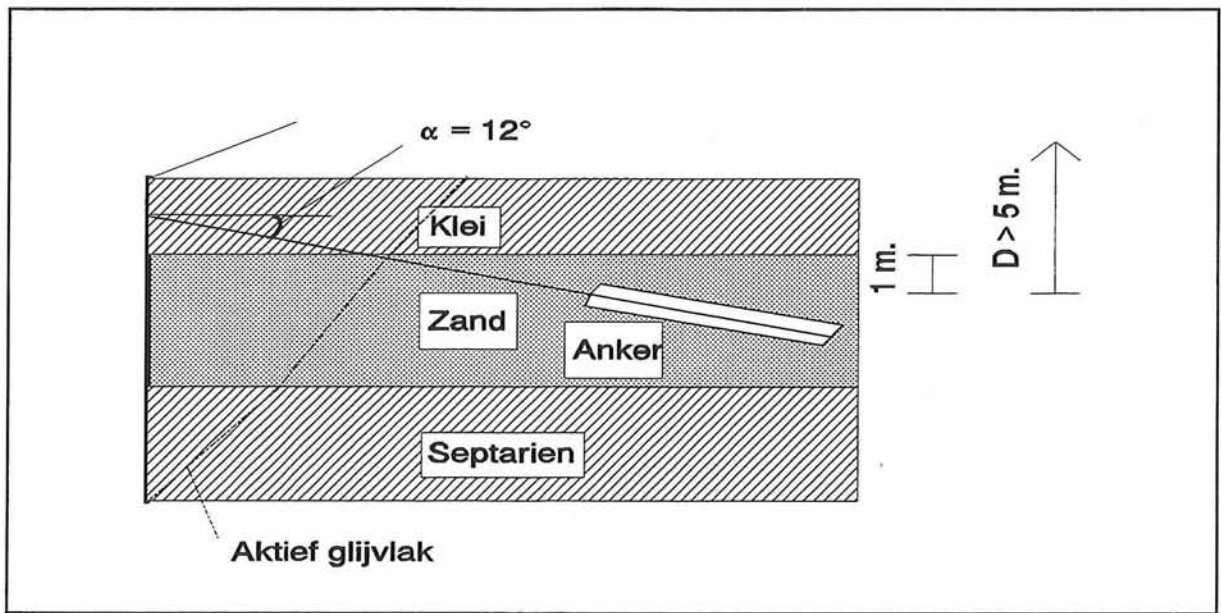
De geconcentreerde reactie kracht R is eigenlijk de resultante van een passieve gronddruk. De damwand moet dan ook iets langer gekozen worden dan de berekende waarde. In de praktijk wordt de wand vaak verlengd met $\pm 20\%$ van de inheidiepte.

Het programma BLUM berekende met de invoer van figuur 2.5.5 een benodigde lengte van 7.68 m. De inheidiepte is dan $7.68 - (46.25 - 41.3) = 2.73$ m. De totale lengte van de damwand wordt inclusief de verlenging van 20% van de inheidiepte 8.25 m. De damwand moet worden geheid tot op een diepte van N.A.P. + 38 m. In bijlage 3 is de uitvoer van het programma afgedrukt.

Uit de berekeningen bleek dat de momenten in de damwand minimaal zijn als het anker op 1.5 m. onder de top van de damwand wordt geplaatst. Omdat de kerende hoogte in deze schematisatie groter is dan in werkelijkheid, zal de gunstigste positie voor het anker hoger liggen dan 1.5 m. onder de top van de damwand. Het anker wordt dan ook op een diepte van 1 m. geplaatst. De bijbehorende momenten- en dwarskrachten-lijn zijn afgebeeld in figuur 2.5.6. Het maximale moment is gelijk aan 51.25 kNm. Om dit op te kunnen nemen is een damwand met een weerstandsmoment van minimaal

$$\begin{aligned} W_{\min} &= \frac{\gamma_m * M}{\sigma_y} \\ &= \frac{1.5 * 51.25 * 10^6}{355} \\ &= 217 * 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned} \quad (2.3)$$

nodig. Hierbij is uit gegaan van een damwand van Fe 510 staal met een vloeispanning van 355 N/mm^2 [NEN 6770].



Figuur 2.5.7 Anker positie

Aan de hand van dit weerstandsmoment is gekozen voor één van de lichtste profielen die op de markt is; een koudgewalst DWU 4700 R (ARBED) profiel waarvoor geldt:

DWU 4700 R (ARBED) PROFIEL				
weerstandsmoment [mm ³] x 10 ³	massa per m ² [kg]	wanddikte v/d plank [mm]	samengestelde wandhoogte [mm]	traagheidsmoment [mm ⁴] x 10 ⁶
239	75.81	7.0	186	11.42

Tabel 2.10 Kenmerken van een DWU 4700 R ARBED profiel

Aangenomen wordt dat de ankers om de 5 m. worden geplaatst. Hierdoor wordt de op te nemen ankerkracht gelijk aan $5 * 34.3 = 172$ kN. Voor het opnemen van deze ankerkracht is een staaf met een minimale diameter van:

$$\begin{aligned}
 \phi_{\min} &= \sqrt{\frac{4 * F_a * 10^3 * \gamma_m}{\pi * \sigma_y}} \\
 &= \sqrt{\frac{4 * 172 * 10^3 * 1.25}{\pi * 355}} \\
 &= 28\text{mm}
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

nodig. Gekozen wordt voor een staaf met een diameter van 30 mm.

De lengte van het anker moet zo groot zijn dat de verankering zich buiten het gebied van de actieve grond bevindt, zodanig dat ook de passieve gronddruk voor de verankering gemobiliseerd kan worden (zie figuur 2.5.7). Het schuifvlak van de actieve grond loopt onder een hoek $45^\circ + \phi/2$ vanaf de onderkant van de damwand omhoog [Lit. 8].

De bevestiging van het anker aan de damwand bevindt zich op een hoogte van N.A.P. + 45.25 m. waardoor dit punt in de klei-laag is gelegen. Volgens de CUR moet de bovenkant van het groutlichaam van een groutanker 1 m. diep in het zand liggen. Door het anker onder een helling van $\pm 12^\circ$ met de horizontaal te plaatsen kan het groutlichaam beginnen op een lengte van 9 m. Tevens wordt in de CUR een minimale lengte van het groutlichaam aanbevolen van 5 m. zodat de totale lengte van het anker 14 m. wordt.



2.5.3 Stap 4 Optimaliseren met het veren model MSHEET

De lengte van 8.25 m., berekend volgens de methode Blum, is vervolgens ingevoerd in het programma MSHEET van Grondmechanica Delft. Uit de praktijk is bekend dat de verplaatsingen door dit programma goed kunnen worden berekend. In dit programma wordt de grond geschematiseerd als ongekoppelde veren met een stijfheid gelijk aan de beddingsconstante van de grond. Hierdoor wordt de damwandconstructie vereenvoudigd tot een verend ondersteunde buigligger. Doordat de veren niet gekoppeld zijn, zullen de schuifspanningen die in de grond optreden in de berekening buiten beschouwing worden gelaten. Ook boogwerking wordt hierdoor niet meegenomen. Dit heeft tot gevolg dat de grond te weinig respons levert en de wand meer werk moet doen. Verwacht mag dan ook worden dat het programma iets te grote momenten in de damwand zal berekenen.

Door in het programma voor de actieve en de passieve toestand met de "Culman"-methode te rekenen en voor de neutrale korreldruk de horizontale spreidingsformules van Boussinesq met een afstands-afhankelijke factor toe te passen, is het mogelijk om met taluds voor en achter de damwand te rekenen [Lit. 10]. De methode bepaalt de kracht die een grondmassief op een starre wand uitoefent, door het evenwicht te beschouwen van het grondmassief dat begrenst wordt door de wand, het maaiveld en een recht glijvlak. Voor deze theorie van Coulomb heeft Culman een grafische methode ontwikkeld. Voor de actieve toestand wordt het glijvlak zo berekend dat de maximale kracht op de wand wordt uitgeoefend. In de passieve toestand de minimale kracht. Het programma bepaalt zo op een aantal niveaus langs de wand de drukverdeling en de glijvlakken voor zowel de actieve als de passieve toestand.

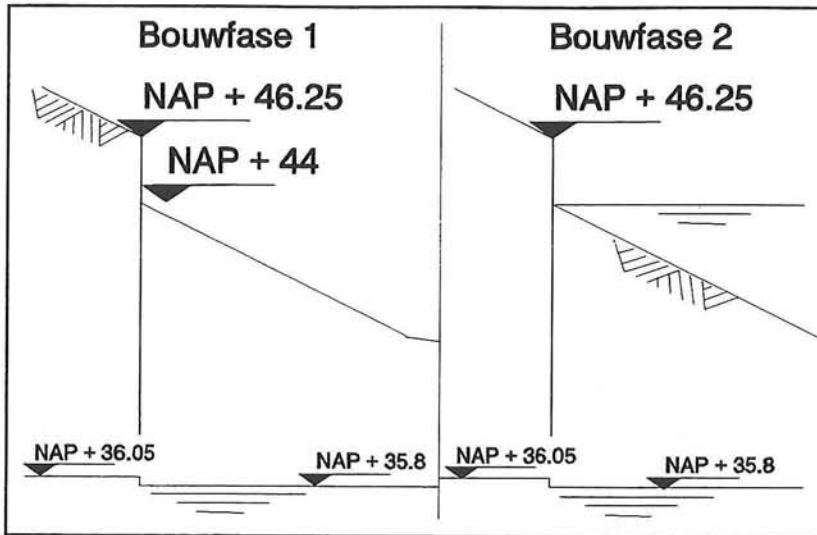
De verhoging van de neutrale korreldruk ten gevolge van een bovenbelasting wordt berekend met de formule van Boussinesq. Door aan deze formule een factor toe te voegen waarin de verhouding tussen de afstand van de belasting tot de wand en de lengte van de wand voorkomt, wordt de oplossing ook veilig voor grote belastingen gecombineerd met kleinere afstanden tot de wand. Bovendien is aangenomen dat de invloed van een bovenbelasting zich uitspreidt tot maximaal 5 keer de wandlengte.

Voor de berekening wordt de bovenbelasting van het talud opgedeeld in een aantal lijnlasten.

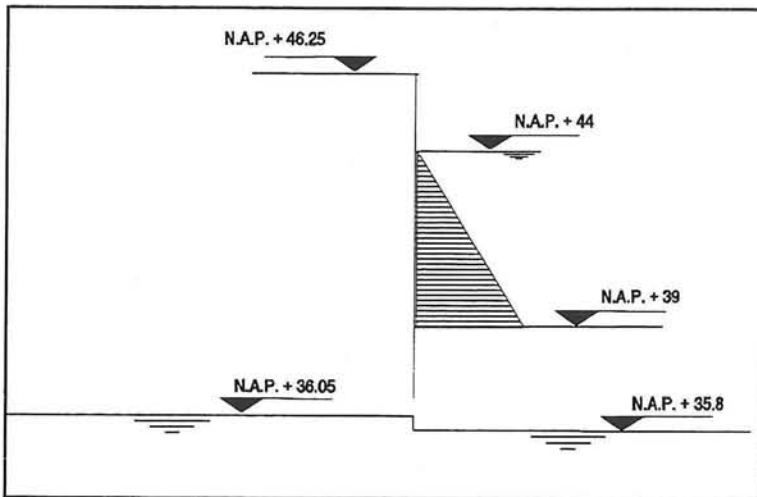
De neutrale druk kan dan berekend worden met [Lit. 10]

$$\sigma_h = f * \frac{2Px^2 \cdot y}{\pi \cdot r^4} \tag{2.5}$$

- waarin f = 1 voor x > l
- f = 2-x/l voor x ≤ l
- r² = x² + y²
- l = lengte damwand [m]
- P = lijnlast over werkende breedte [kN/m]
- x,y = horizontale- en verticale coördinaten t.o.v wand [m]



Figuur 2.5.8 Bouwfases



Figuur 2.5.9 Waterspanning Bouwfase 2

Omdat dit programma met taluds kan rekenen is het maaiveld volgens het werkelijke verloop ingevoerd aan beide zijden van de damwand. Tevens werd het gekozen damwand profiel ingevoerd. Omdat de ankers om de 5 m. geplaatst worden en MSHEET per m. rekent, moet de rekstijfheid van het anker worden gedeeld door 5. Om dit te realiseren wordt de oppervlakte van het anker door 5 gedeeld. Het ingevoerde anker heeft hierdoor een staafoppervlak van $1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}'_{\text{wand}}$ en een vloeikracht van $141 * 355 = 50 \text{ kN}/\text{m}'_{\text{wand}}$.

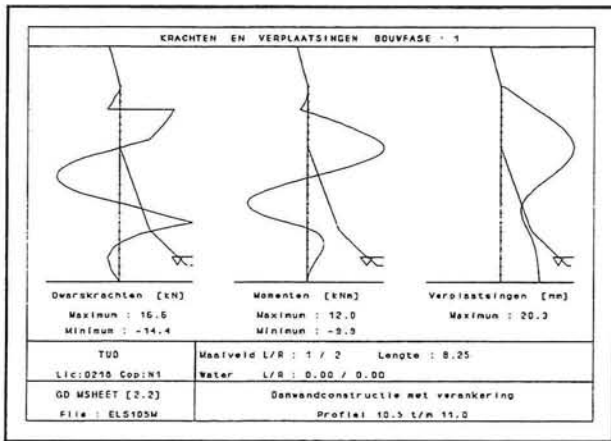
Berekening met 2 bouwfases

Voor bouwfase 1 is aan de kanaal kant van de damwand gerekend met de grondwaterstand op N.A.P. + 35.8 m. en aan de grondzijde van de damwand met N.A.P. + 36.05 m. zoals dit aanbevolen wordt door de CUR (zie ook paragraaf 2.5.2). In bouwfase 2 is het kanaal met water gevuld. De grondwaterstand is echter nog steeds hetzelfde als in bouwfase 1. Om dit goed in te voeren is de grondwaterstand aan de kant van het kanaal op N.A.P. + 44 m. gezet. Vervolgens is op N.A.P. + 39 m. (= kanaal bodem) een onderspanning van $-50 \text{ kN}/\text{m}^2$ ingevoerd die recht evenredig met de diepte toeneemt tot $-82 \text{ kN}/\text{m}^2$ op N.A.P. + 35.8 m. Hierdoor reduceert de waterdruk direct onder de kanaal bodem tot $0 \text{ kN}/\text{m}^2$ en blijft dit tot aan de diepte waar het grondwater begint. Dit is gedaan om er voor te zorgen dat onder de ondoorlatende bodem van het kanaal geen waterdruk tegen de damwand komt te staan tot op een diepte van N.A.P. + 35.8 m. Waarna het water vanaf deze hoogte de normale hydrostatische drukverdeling volgt, net als in de huidige situatie. De 2 bouwfases zijn weergegeven in figuur 2.5.8. In figuur 2.5.9 is het waterspanningsverloop in bouwfase 2 weergegeven.

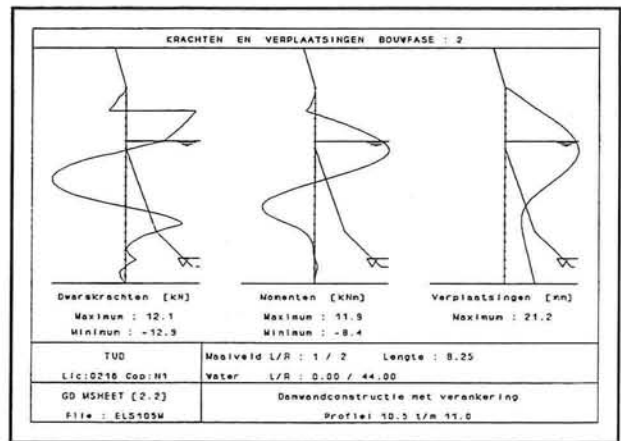
Uit de berekening bleek dat de vervormingen klein waren ($\pm 14.7 \text{ mm.}$). Tevens bleek uit deze berekening dat bouwfase 1 de maatgevende situatie is.

RESULTATEN DAMWANDBEREKENING MET MSHEET						
Profiel bij km-paal	hoogte verschil [m]	lengte v/d damwand [m]	maximale uitbuiging [mm]	maximale moment in wand [kNm]	Diepte ligging anker t.o.v. N.A.P	$F_{\text{anker}} [\text{kN}/\text{m}'_{\text{wand}}]$
10.5 t/m 11.0	2.55	8.25	14.7	13.9	45.55	18.45

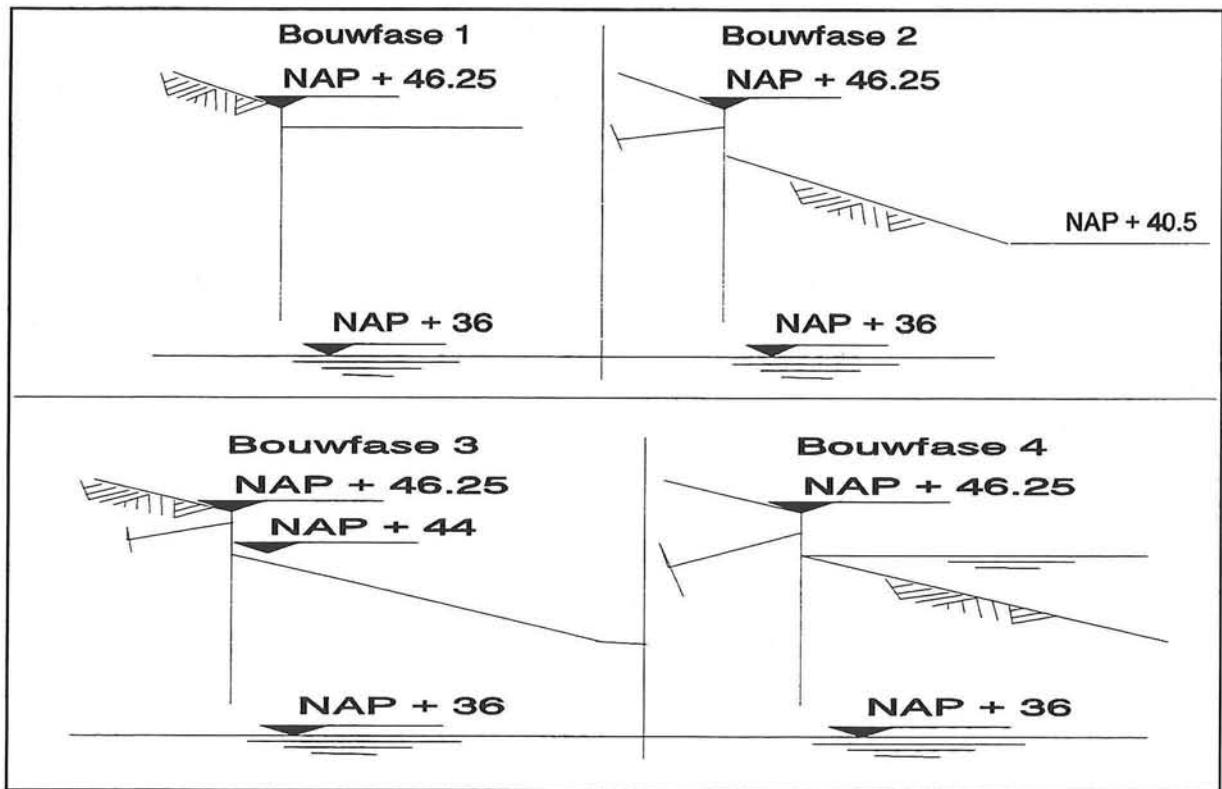
Tabel 2.11 Resultaten damwandberekening met msheet voor 2 bouwfase en een DWU 4700 R ARBED profiel



Figuur 2.5.10 **Bouwfase 1**



Figuur 2.5.11 **Bouwfase 2**



Figuur 2.5.12 **Bouwfases**

Door de grote verschillen in grootte van het maximale moment berekend door MSHEET en BLUM (respectievelijk 13.9 en 51.25 kNm) is voor het nieuwe moment van 13.9 kNm een nieuw profiel gekozen: het DWU 4300 ARBED profiel.

DWU 4300 ARBED PROFIEL				
weerstandsmoment [mm ³] x 10 ³	massa per m ² [kg]	wanddikte v/d plank [mm]	samengestelde wandhoogte [mm]	traagheidsmoment [mm ⁴] x 10 ⁶
111	29.65	3.0	178	5.01

Tabel 2.12 Kenmerken van een DWU 4300 ARBED profiel

Ook de anker krachten verschillen. Het nieuwe anker dat gekozen is heeft een diameter van 25 mm en wordt nog steeds om de 5 m. geplaatst.

De nieuwe berekening leverde de volgende resultaten op (zie figuur 2.5.10 en 2.5.11):

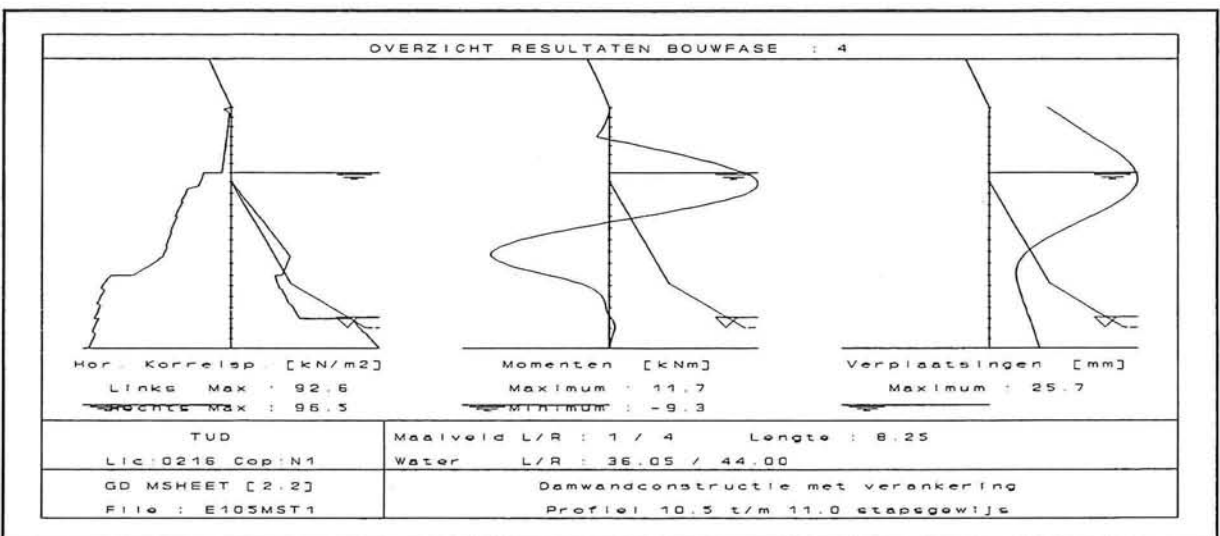
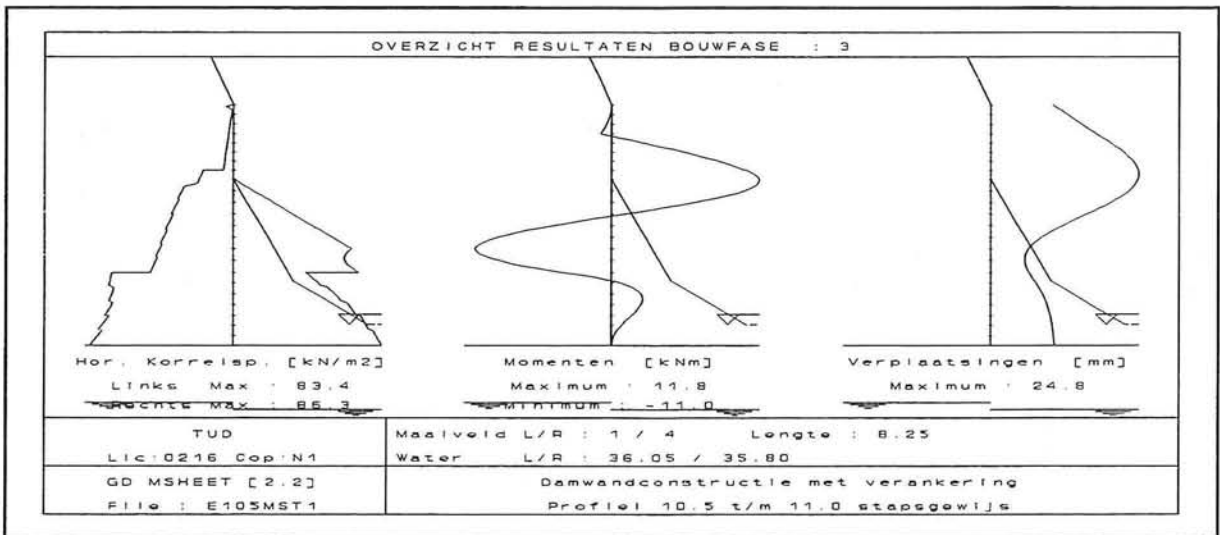
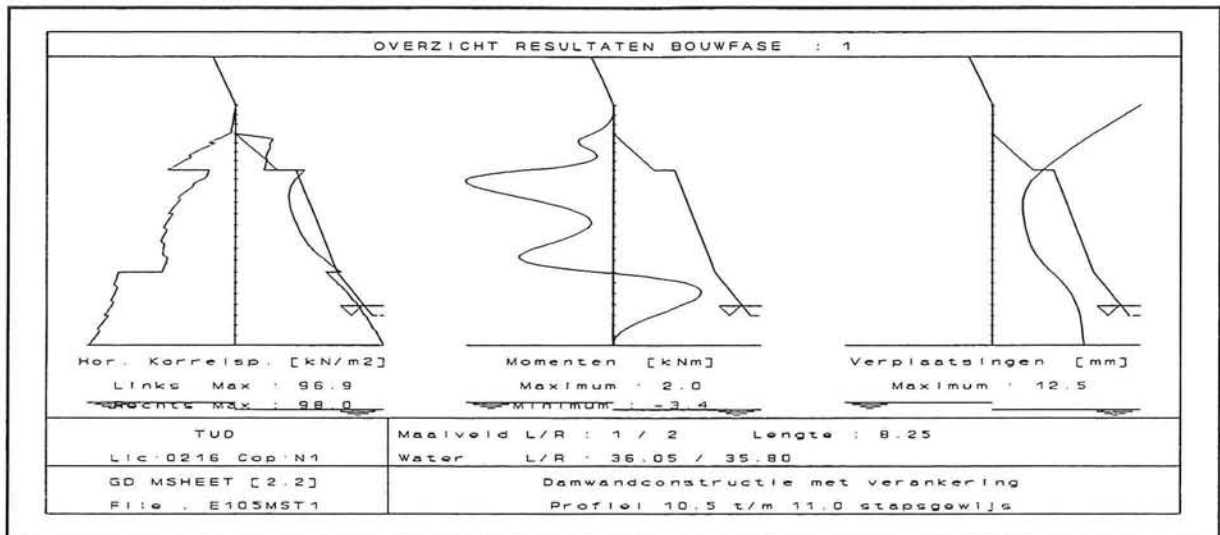
RESULTATEN DAMWANDBEREKENING MET MSHEET						
Profiel bij km-paal	hoogte verschil [m]	lengte v/d damwand [m]	maximale uitbuiging [mm]	maximale moment in wand [kNm]	Diepte ligging anker t.o.v. N.A.P	F _{anker} [kN/m' wand]
10.5 t/m 11.0	2.55	8.25	21.2	12.1	45.55	15.2

Tabel 2.13 Resultaten damwandberekening met msheet voor 2 bouwfase en een DWU 4300 ARBED profiel

In bijlage 4 is de computeruitdraai van deze berekening gegeven.

Berekening met 4 bouwfases

Omdat het in de praktijk nooit voorkomt dat een ontgraving direct aanwezig is, is een gefaseerde bouwfase ingevoerd (zie figuur 2.5.12). In eerste instantie wordt de situatie berekend waarbij de damwand is geplaatst en de ontgraving gereed is tot op de diepte waar het anker moet komen. De damwand zelf is echter nog niet verankerd. Bij de 2^{de} fase is een ontgraving tot stand gebracht tot op een diepte van N.A.P + 40.5 m. en de wand verankerd. In de 3^{de} fase is het kanaal gereed maar nog niet met water gevuld. In de laatste fase is ook het water in het kanaal gebracht. De overige invoer is gelijk gebleven aan de berekening met 2 fases.



Figuur 2.5.13 Uitvoer MSHEET

Het programma gaf de volgende uitvoer (zie ook de figuren van figuur 2.5.13)

RESULTATEN DAMWANDBEREKENING MET MSHEET						
Profiel bij km-paal	hoogte verschil [m]	lengte v/d damwand [m]	maximale uitbuiging [mm]	maximale moment in wand [kNm]	Diepte ligging anker t.o.v. N.A.P	F_{anker} [kN/m ² wand]
10.5 t/m 11.0	2.55	8.25	25.7	11.8	45.55	14.00

Tabel 2.14 Resultaten damwandberekening met msheet voor 4 bouwfase en een DWU 4300 ARBED profiel

2.5.4 Stap 5 Controle op moment

Het op te nemen moment in de damwand is gelijk aan 12 kNm. (= M_d)
Voor een DWU 4300 ARBED profiel van staal kwaliteit Fe 510 geldt een maximum moment van

$$M_{\text{max}} = \sigma_y * W / 1.5 = 355 * 111 * 10^3 / 1.5 = 26.27 \text{ kNm.}$$

De damwand voldoet.

2.5.5 Stap 6 Controle op ankerkracht

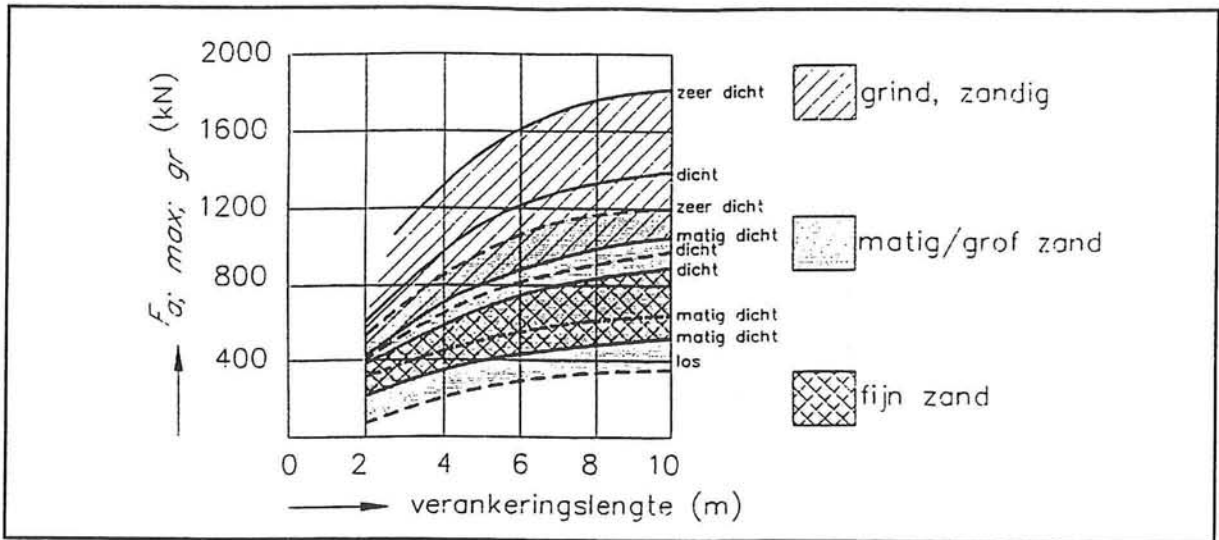
Controle van het groutanker

De verankering moet de maximale ankerkracht over kunnen brengen op de grond. Om dit te kunnen garanderen moet de verankering voldoen aan :

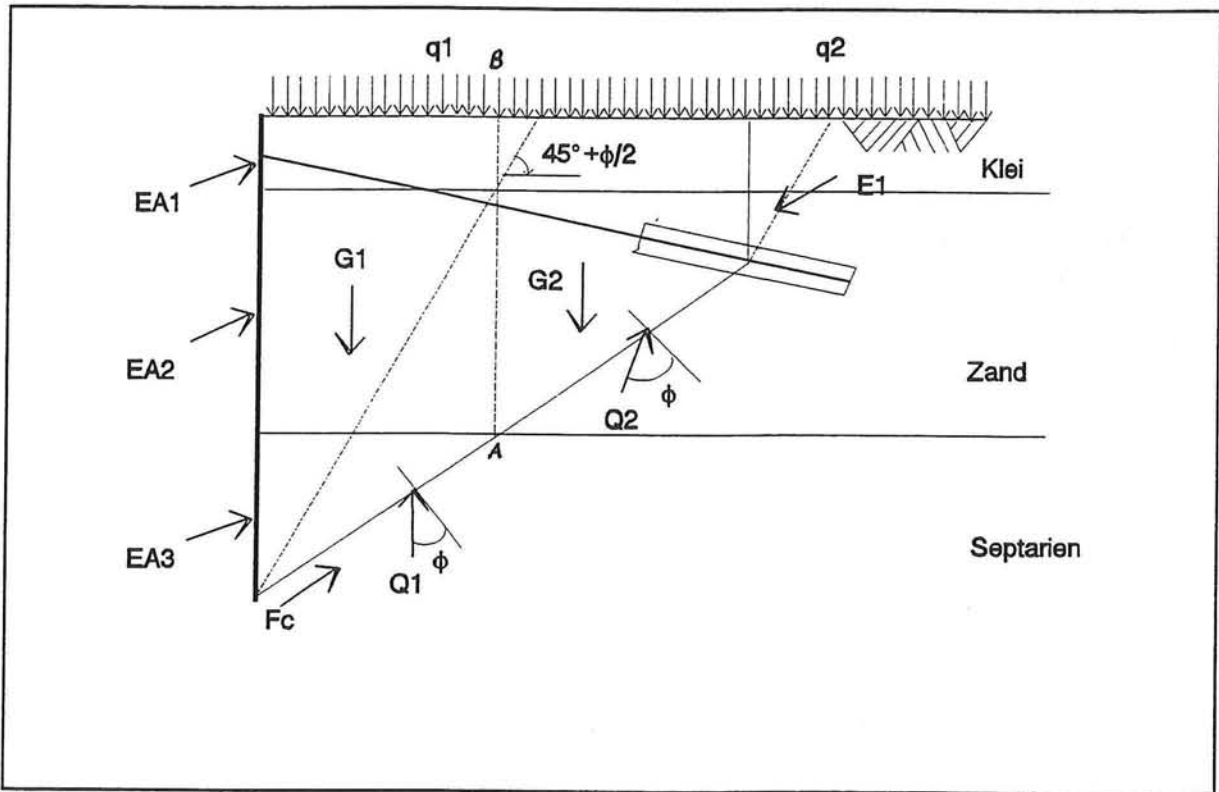
$$1.1 * F_{a;\text{max}} \leq F_{a;\text{max};\text{gr};\text{d}}$$

De kracht die MSHEET berekent is de anker kracht per m. Omdat de ankers om de 5 m. geplaatst worden, moet 1 anker een maximale kracht in horizontale richting van $5 * 14 = 70 \text{ kN}$ overbrengen. Bij een hoek van 12° met de horizontaal wordt dit een normaalkracht van $70 * \cos(12) = 68.5 \text{ kN}$

$$1.1 * F_{a;\text{max}} = 1.1 * 68.5 = 75.3 \text{ kN} \leq F_{a;\text{max};\text{gr};\text{d}}$$



Figuur 2.5.14 Relatie uittrekkraft en ankerlengte



Figuur 2.5.15 Kranz stabiliteit

De maximaal opneembare ankerkracht door het groutlichaam ($F_{a,max,gr,d}$) is volgens figuur 2.5.14 [Lit. 7] voor een lengte van 5 m. in los fijn zand minimaal 300 kN. Het groutlichaam voldoet.

Controle van de ankerstaaf

De ankerstaaf mag bij het optreden van de maximale ankerkracht nog net niet vloeien. Om dit te kunnen garanderen moet worden voldaan aan :

$$1.25 * F_{a,max} \leq F_y \text{ met } F_y \text{ als vloeikracht van de staaf}$$

$$1.25 * 68.5 = 85.6 \text{ kN}$$

$$F_y = 1/4 * \pi * 25^2 * 355 = 174 \text{ kN}$$

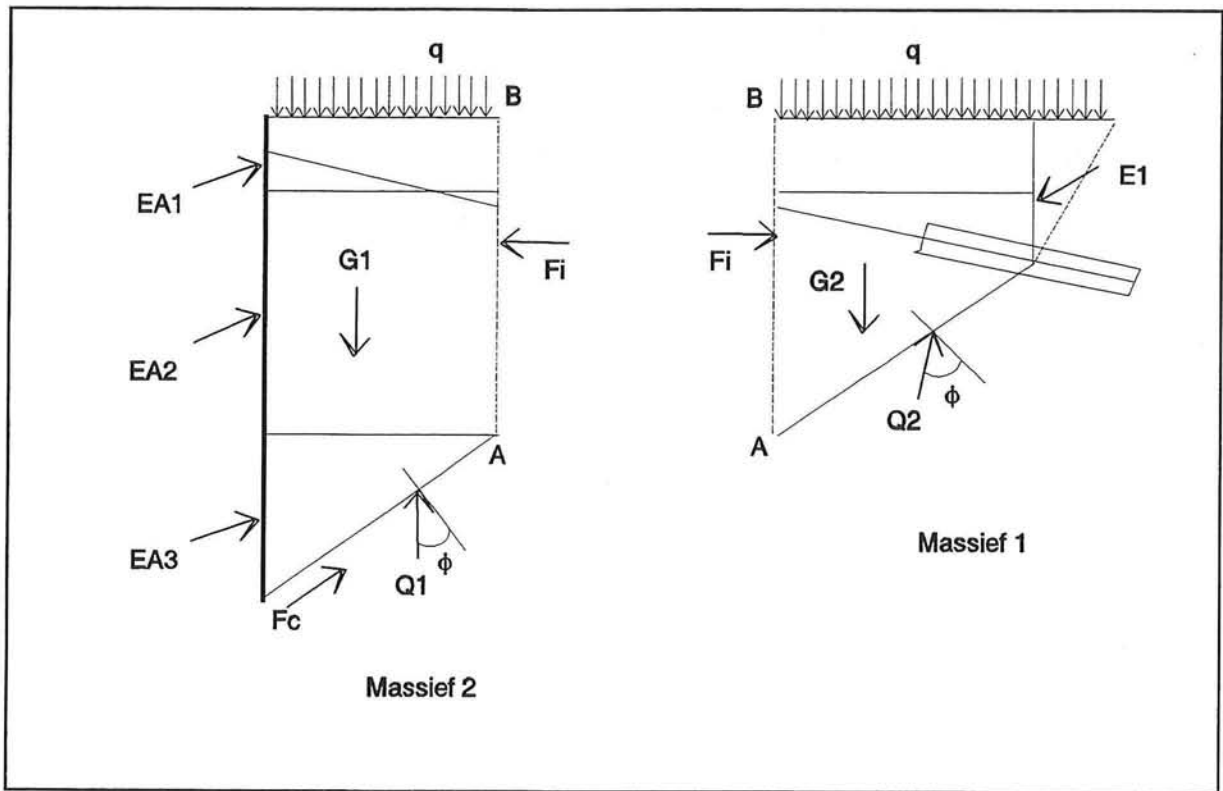
Ook dit voldoet maar is erg overgedimensioneerd. Indien het anker in Fe 360 staal wordt uitgevoerd en een vloeispanning van 240 N/mm² heeft is de vloeikracht 117 kN en voldoet het anker ook nog.

2.5.6 Stap 7 Controle op vervorming

De vervorming van de constructie is zo klein (± 26 mm) dat wordt voldaan aan de eisen gesteld in paragraaf 2.2 bij faalmechanisme 2. Ook aan de NEN 6740 wordt voldaan.

2.5.7 Stap 8 Controle overige mechanismen

- a) Met behulp van de methode van Kranz [Lit. 1,7 & 8] (zie figuur 2.5.15) is de op te nemen ankerkracht te berekenen. De methode gaat er van uit dat een diep glijvlak ontstaat tussen het onderste draaipunt van de damwand en het hart van de verankering. Door het evenwicht van het afschuivende massief te beschouwen kan d.m.v. een sluitende krachten veelhoek de maximaal opneembare ankerkracht worden bepaald. Doordat het schuifvlak door 2 grondlagen loopt, wordt het massief over de lijn A-B in 2 delen gesplitst zoals is weergegeven in figuur 2.5.15.



Figuur 2.5.16 Kranz stabiliteit met gesplitst massief

De volgende krachten treden op:

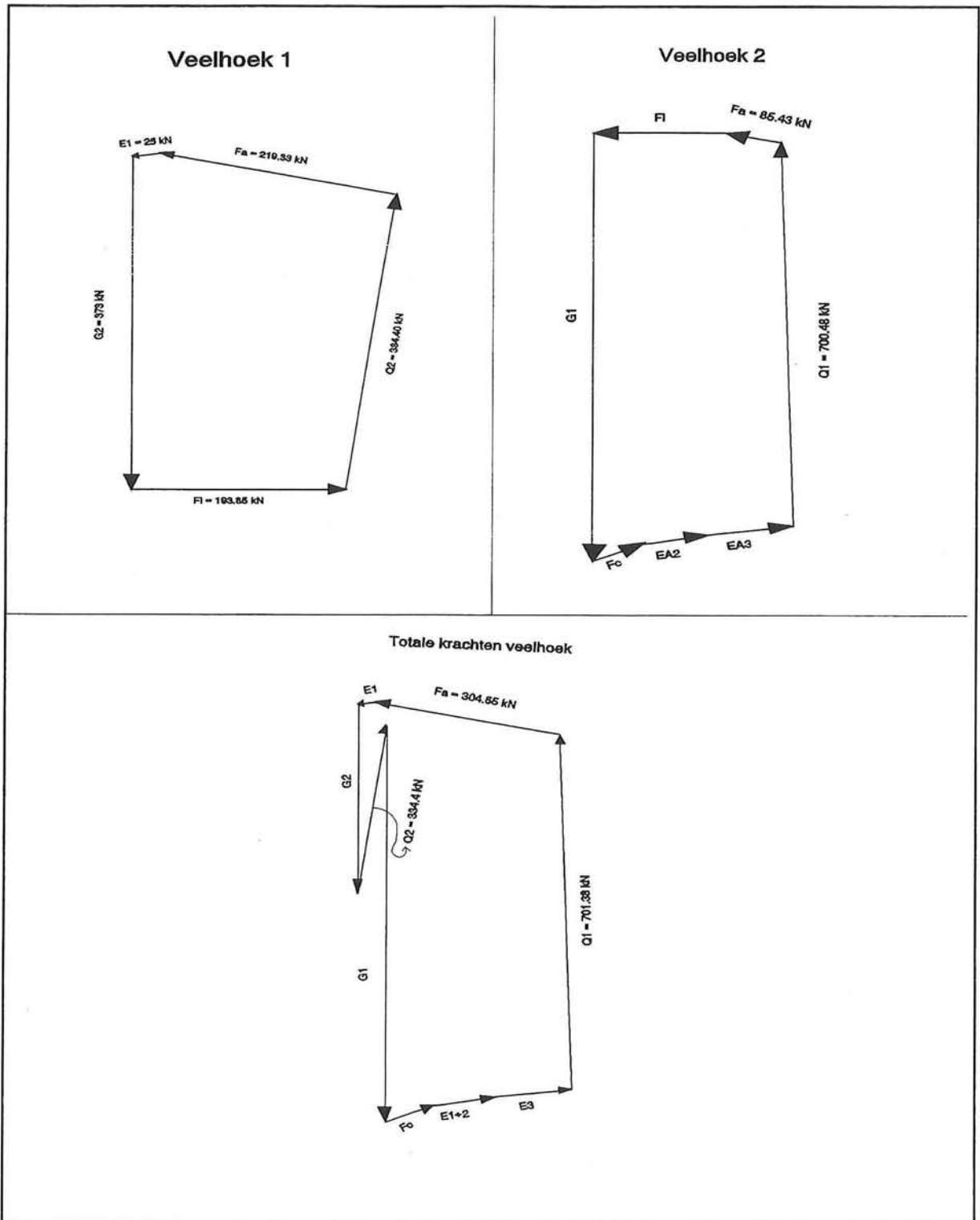
- G_1 en G_2 Dit zijn de eigen gewichten van de 2 gronddelen.
- E_{A1} , E_{A2}
en E_{A3} Dit zijn de resultanten van de actieve horizontale korreldruk op de wand die aangrijpen onder een hoek δ . In deze krachten zit ook de invloed van de bovenbelasting q_1 die veroorzaakt wordt door het bovengelegen talud.
- F_c Dit is de wrijvingskracht die wordt uitgeoefend door de cohesie van de kleilaag.
- Q_1 en Q_2 Dit zijn de weerstandskrachten in het schuifvlak die in de bezwijktoestand een hoek ϕ met de normaal van dit vlak maken.
- E_1 Dit is de resultante van de actieve horizontale korreldruk op de verticaal door het hart van het anker die aangrijpt onder een hoek δ . In deze kracht zit ook de invloed van de bovenbelasting q_2 die afkomstig is van de bovengelegen grond.
- F_a De opneembare ankerkracht evenwijdig aan de ankerstaaf.

Doordat de grondwaterstand zich onder de damwand bevindt, spelen waterdrukken geen rol.

Van de krachten G_1 , G_2 , E_{A1} , E_{A2} , E_{A3} , F_c en E_1 zijn zowel de richting als de grootte bekend. De ze krachten moeten een sluitende krachten veelhoek maken met de krachten Q_1 , Q_2 en F_a waarvan alleen de richting bekend is. De waarden en richtingen t.o.v. de horizontaal van de bekende krachten zijn:

KRACHTEN VOOR KRANZSTABILITEIT		
Kracht [kN/m']		Hoek δ [°]
G_1	782	90
G_2	373	90
E_{A1}	11	6.5
E_{A2}	88	10.1
E_{A3}	124	7
F_c	84	22.6
E_1	25	9

Tabel 2.15 Krachten voor Kranz-stabiliteit



Figuur 2.5.17 Kranz stabiliteit krachten veelhoeken

De hoeken van de onbekende krachten zijn:

$$\delta_{Q1} = 91.7^\circ$$

$$\delta_{Q2} = 82.2^\circ$$

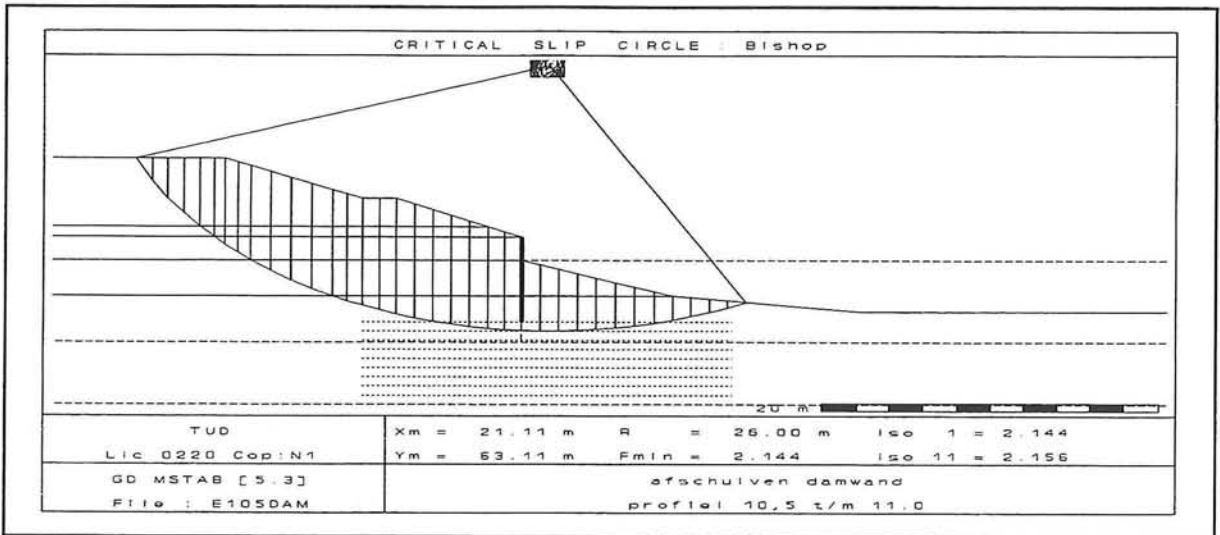
$$\delta_{Fa} = 12^\circ$$

De krachten veelhoek die nu getekend kan worden is echter onbepaald, doordat er 1 onbekende kracht teveel is. Dit kan worden opgelost door het grondmassief van figuur 2.5.15 in 2 delen te splitsen over de lijn AB (zie figuur 2.5.16).

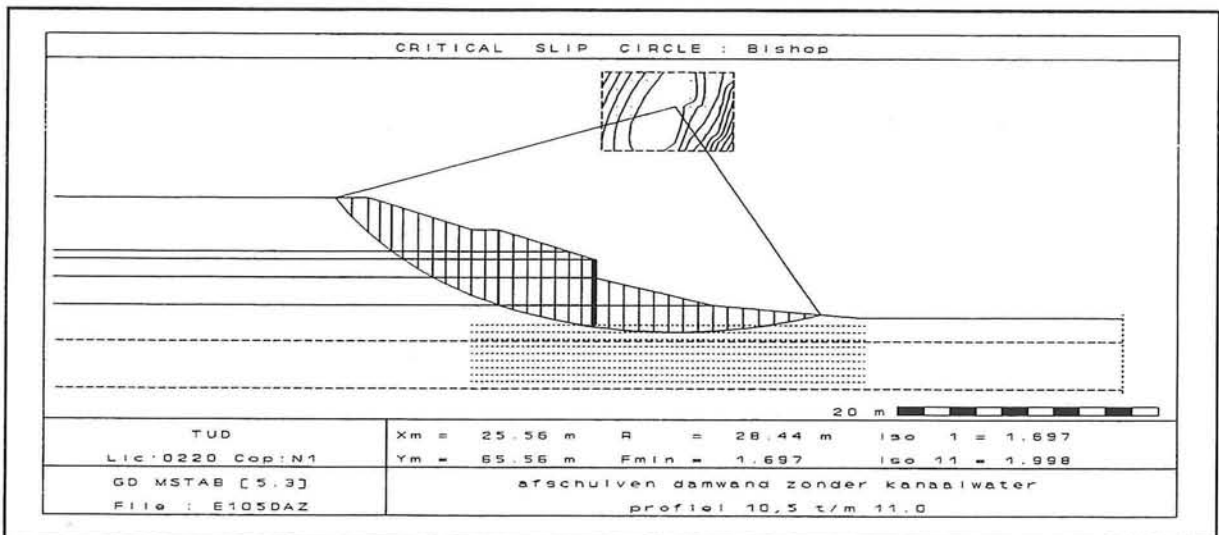
Verondersteld wordt dat op deze lijn AB een horizontale kracht F_i werkt die berekend kan worden met de neutrale gronddruk. De berekende waarde voor $F_i = 193.85$ kN. Door nu het evenwicht te beschouwen van 1 van de 2 delen kan de grootte van de kracht Q_1 danwel Q_2 gevonden worden. Hierdoor is 1 onbekende kracht opgelost en kan de totale krachten veelhoek van het totale massief worden getekend. In figuur 2.5.17 zijn de krachten veelhoeken van de gesplitste delen en die van het totale massief afgebeeld.

Uit de totale krachten veelhoek van figuur 2.5.17 is een opneembare kracht van 305 kN gevonden. Daar voor $F_{a,max}$ een waarde van 68.5 kN is gevonden wordt ook hieraan voldaan.

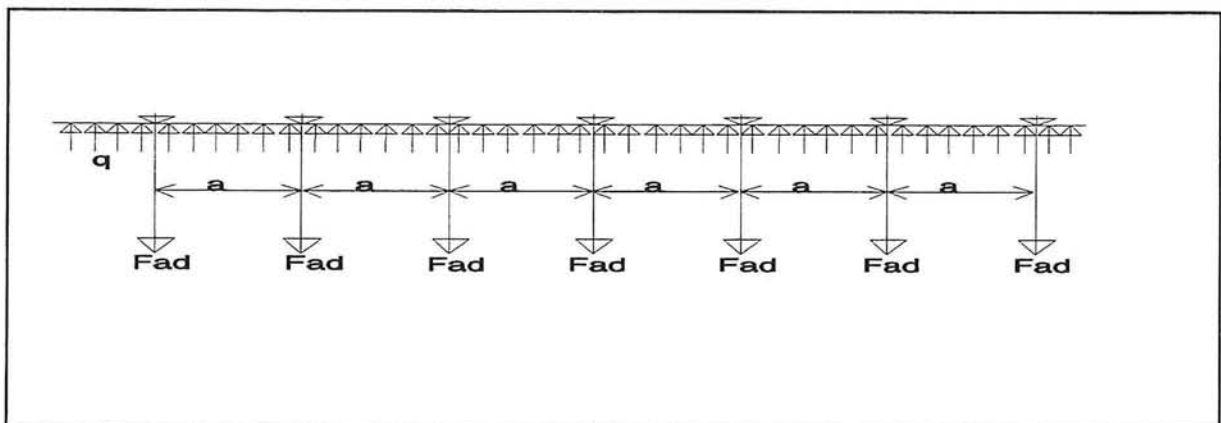
- b) De totale stabiliteit is gecontroleerd met de methode van Bishop zoals deze is beschreven in hoofdstuk 4 van deelrapport 1. De berekening is uitgevoerd voor zowel de situatie waarin het kanaal zonder water aanwezig is en die waarin het kanaal gevuld is met water. Zonder water was de veiligheidsfactor F gelijk aan 1.69. Voor de uiteindelijke situatie werd een overall veiligheid van 2.14 berekend (zie ook figuur 2.5.18 en 2.5.19).



Figuur 2.5.18 Glijcirkel bij gevuld kanaal



Figuur 2.5.19 Glijcirkel bij leeg kanaal



Figuur 2.5.20 Schematisatie van de gording

- c) Volgens het CUR boek voor damwanden mag de gording geschematiseerd worden tot een doorgaande ligger op een groot aantal steunpunten die belast wordt zoals is weergegeven in figuur 2.5.20. De belasting wordt gevormd door de gronddruk q die werkt over de h.o.h. afstand van de ankers a . F_{ad} wordt verkregen via de relatie $F_{ad} = q * a$ en is even groot als $1.1 * F_{a,max;horizontaal} = 77 \text{ kN}$. Aanbevolen wordt om bij de berekening uit te gaan van een stalen gording met een rekenwaarde voor het moment van

$$M = \frac{1}{10} * F * a = \frac{1}{10} * 77 * 5 = 38.5 \text{ kN} \quad (2.6)$$

Om dit op te kunnen nemen, is een gording nodig met een weerstandsmoment van minimaal

$$W_{\min} = \frac{M_d}{\sigma_y} = \frac{38.5 * 10^6}{355} = 108 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad (2.7)$$

Gekozen is voor een HEA 200 profiel met een weerstandsmoment W van 134 mm^3 als gording.

11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

2.6 OVERIGE PROFIELEN

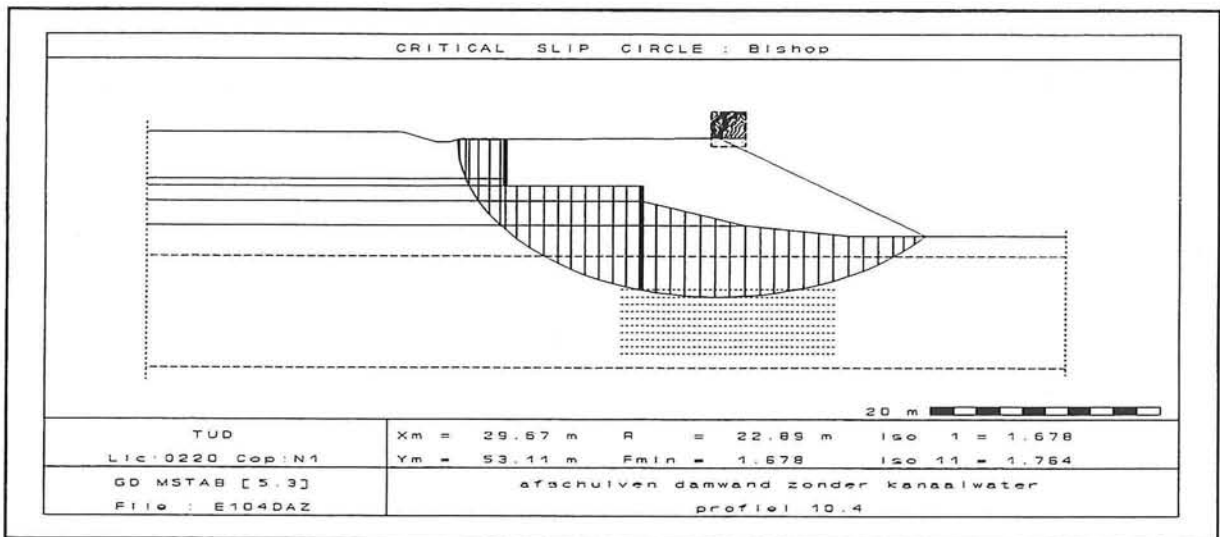
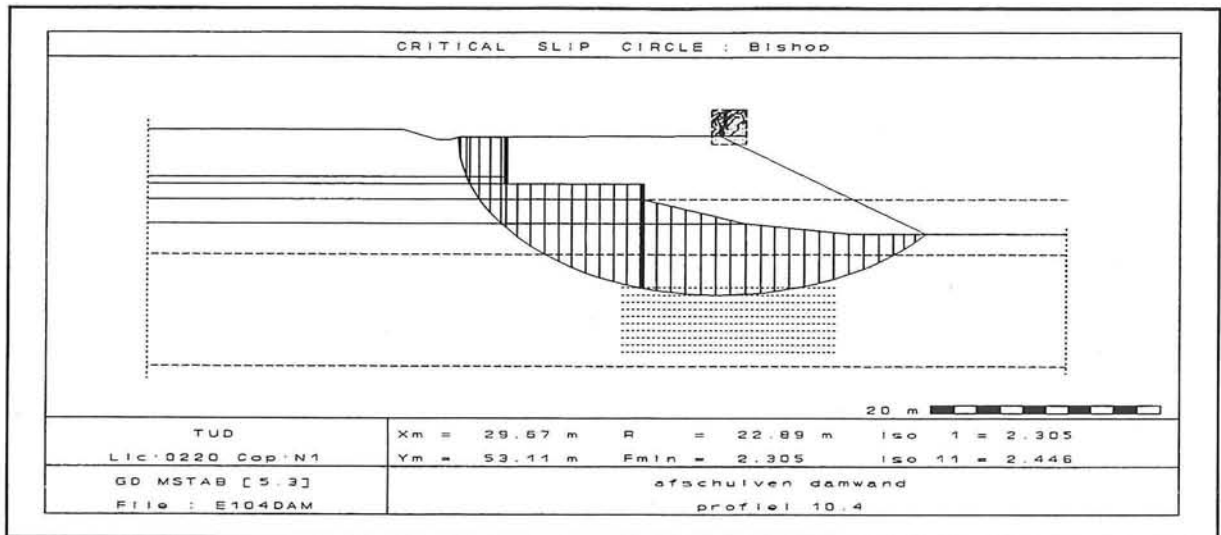
2.6.1 Krachten en verplaatsingen

Vervolgens is voor alle profielen de damwandlengte en ankerkrachten m.b.v. MSHEET met 2 bouwfases bepaald. De resultaten staan vermeld in onderstaande tabel 2.16, terwijl de grafische uitvoer van het programma van alle doorsneden in bijlage 5 is opgenomen:

RESULTATEN DAMWANDBEREKENING MET MSHEET						
Profiel bij km-paal	hoogte verschil [m]	lengte v/d damwand [m]	maximale uitbuiging [mm]	maximale moment in wand [kNm]	Diepte ligging anker t.o.v. N.A.P	F_{anker} [kN/m' wand]
10.0	3.30	7.00	12.1	7.7	46.00	6.9
10.1	3.30	7.00	13.2	8.1	46.00	7.3
10.2	2.55	6.50	12.9	8.7	45.25	11.0
10.3	2.55	7.00	21.0	12.0	45.25	14.8
10.4	2.55	---	---	---	45.25	---
10.5 t/m 11.0	2.55	8.25	21.2	12.1	45.25	15.2
11.1	2.30	6.00	7.4	4.9	45.00	8.9
11.2	2.30	6.00	5.8	4.0	45.00	6.1

Tabel 2.16 Resultaten damwandberekening met MSHEET met 2 bouwfases voor alle profielen

Uit bovenstaande tabel volgt dat alle berekende damwanden kunnen worden geplaatst zonder dat er ernstige vervormingen optreden. Alleen het kanaalprofiel bij km-paal 10.4 kan niet met een DWU 4300 ARBED profiel worden uitgevoerd. Op deze plaats is namelijk de brug gefundeerd direct naast de plaats waar de damwand komt te staan. Hierdoor wordt er een extra bovenbelasting op het actieve grondgedeelte uitgeoefend. Daar de fundering van deze brug niet bekend is, wordt aangenomen dat deze op staal is gefundeerd ter hoogte van de bovenkant van de te plaatsen damwand. Het landhoofd wordt gevormd door een betonnen bak van 6 m. hoog die opgevuld is met plaatselijke grond. Hierdoor wordt een bovenbelasting van 6 m. grond met een γ van 18 kN/m^3 ingevoerd direct boven de damwand, die over een afstand van 12 m. (lengte landhoofd) reduceert tot 0 kN/m^2 .



Figuur 2.6.1 Glijcirkels voor profiel 10.4

De betonnen wand wordt geschematiseerd tot een verdeelde belasting op de damwand van $6 * 25 = 150 \text{ kN/m}^2$ die werkt over een afstand van 0.3 m. (= geschatte wanddikte van funderingsbak). Om deze extra belasting op te nemen worden 2 ankers met een diameter van 25 mm. en een vloekracht van 200 kN geplaatst. Een op een diepte van 1 m. en een direct aan het oppervlak. Dit tweede anker kan zonder ontgraving worden geplaatst en zorgt er voor dat de wand in elk bouwstadium een verankering aan de bovenzijde van de plank heeft. Tevens wordt een zwaarder profiel gebruikt namelijk het LARSEN PU 20 (ARBED) profiel:

LARSEN PU 20 (ARBED) PROFIEL				
weerstandsmoment [mm ³] x 10 ³	massa per m ² [kg]	wanddikte v/d plank [mm]	samengestelde wandhoogte [mm]	traagheidsmoment [mm ⁴] x 10 ⁶
2000	141	9.7	400	399

Tabel 2.17 Kenmerken van een LARSEN PU 20 ARBED profiel

Na de berekening blijkt de uitbuiging van een damwand van 15 m. 27 mm. te zijn. Het moment in de damwand is maximaal 175.6 kNm en de ankerkracht is 124 kN. Deze berekening is als laatste uitvoer van bijlage 5 opgenomen.

2.6.2 Overall stabiliteit controle van de damwanden met MSTAB

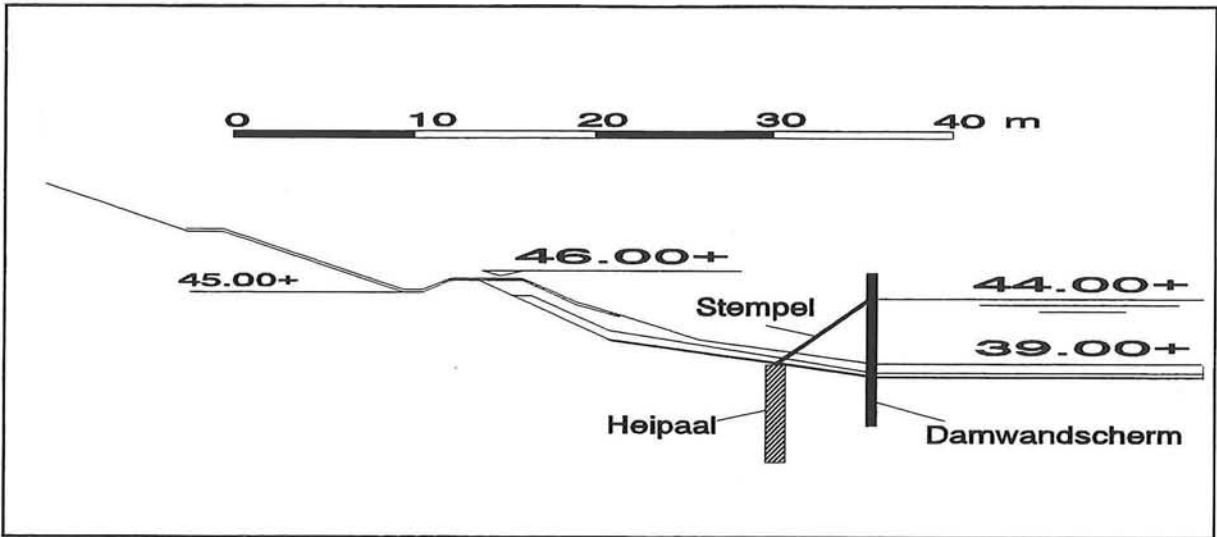
Nu de lengte en dus de inheidiepte van alle damwanden bekend is, moet het nieuwe profiel nog gecontroleerd worden op afschuiving. Deze controle werd uitgevoerd met de methode van Bishop zoals in hoofdstuk 4 van deelrapport 1 wordt beschreven. De profielen zijn ingevoerd in het computerprogramma MSTAB waarna voor bouwfase 1 en 2 de minimale veiligheidsfactor is bepaald.

De minimale F die werd gevonden was voor bouwfase 1 van profiel 10.4 en bedraagt 1.678 (zie figuur 2.6.1). Hieruit blijkt dat de oevers van het kanaal voldoende veiligheid tegen afschuiven bezitten.

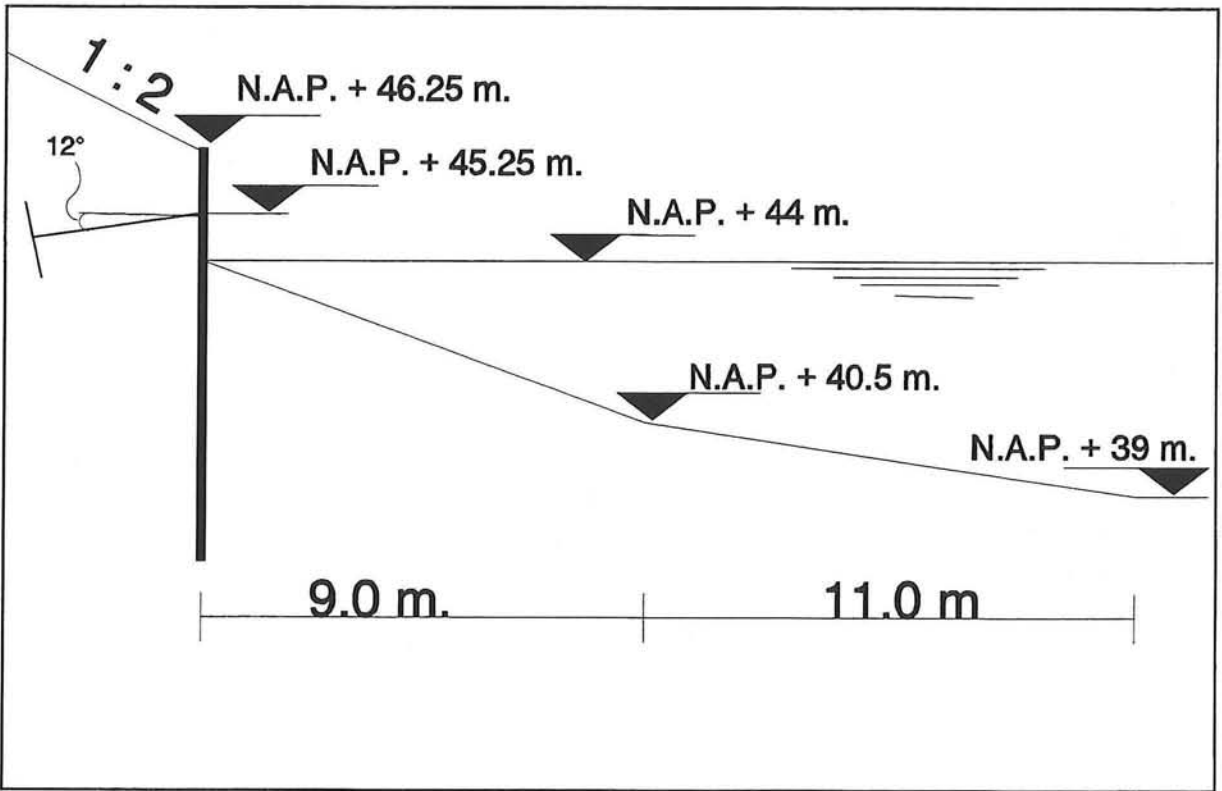
2.7 UITVOERINGSWAND

Met het programma "BLUM" is berekend dat het scherm dat nodig is voor de uitvoering ingeheid moet worden tot op een diepte van N.A.P. + 34 m. De totale lengte van 11 m. zorgt er voor dat het scherm nog 1 m. boven het water oppervlak uitsteekt. De vervormingen van het damwandscherm worden beperkt door om de 5 m. een stempel te plaatsen aan de kant van de verbreding (figuur 2.7.1).

Met het programma MSHEET is uitgerekend dat de horizontale kracht in het stempel 51 kN is. Omdat de stempels om de 5 m. worden geplaatst, is de kracht die opgenomen



Figuur 2.7.1 Uitvoeringswand met stempel



Figuur 2.8.1 Uiteindelijke situatie

moet worden in het stempel 255 kN. De stempels worden op 0.5 m. onder de waterlijn aan het scherm bevestigd en onder een helling van 4 : 7 geplaatst. Aan de onderkant worden ze tegen van te voren ingeheide palen op een diepte van N.A.P. + 39 m. afgestempeld. De lengte van de stempel wordt hierdoor 8 m. Uit de knikberekening van bijlage 6 volgt dat de stempels kunnen worden uitgevoerd in ronde stalen buis profielen met een diameter van 244.5 mm en een wanddikte van 12.5 mm. Deze wanddikte is nodig om beschadiging tijdens de bouwperiode te voorkomen.

2.8 SAMENVATTING

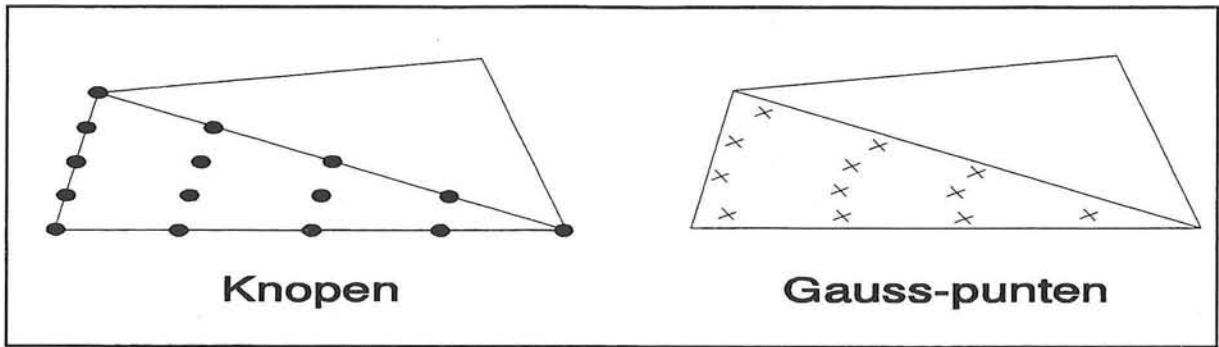
De damwanden van alle profielen, behalve van profiel 10.4, kunnen worden uitgevoerd in DWU 4300 ARBED profielen. De damwanden worden 1 m. onder het maaiveld om de 5 m. verankerd met een groutanker. De diameter van de verankeringsstaaf bedraagt 25 mm. en wordt vervaardigd uit FE 360 staal. Voor de damwandplanken van profiel 10.4, waar de brug gefundeerd is, worden LARSEN PU 20 ARBED profielen gebruikt. De verankering wordt verkregen door 2 ankers. Eén anker aan de bovenkant van de damwand en één op 1 m. onder het maaiveld. Deze ankers hebben een diameter van 25 mm. en een vloeikracht van 200 kN.

De uiteindelijke situatie voor profiel 10.5 is weergegeven in figuur 2.8.1.

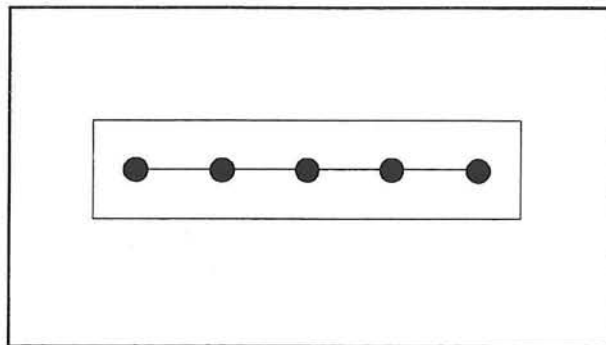
Voor de uitvoeringsfase van het project wordt een damwandscherm aangebracht om het te ontgraven gedeelte, dat 1 m. boven het water uitsteekt. Deze damwand wordt gestempeld naar de ondergrond met een rondbuisprofiel, om een maximale waterdruk van 5 m. te kunnen keren. De lengte van de verschillende damwanden is vermeld in de tabel 2.18.

DAMWAND LENGTEN	
Profiel	Lengte
10.0	7.00
10.1	7.00
10.2	6.50
10.3	7.00
10.4	15.00
10.5 t/m 11.0	8.25
11.1	6.00
11.2	6.00
Uitvoeringswand	11.00

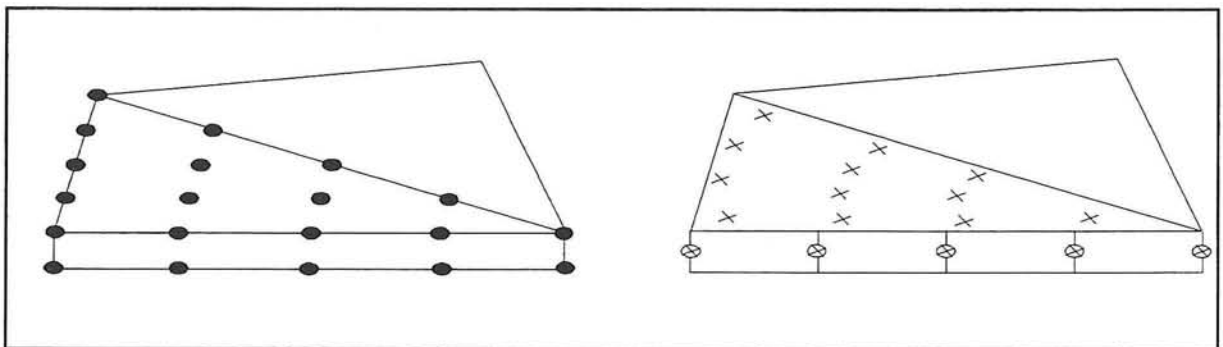
Tabel 2.18 Berekende damwand lengten per profiel



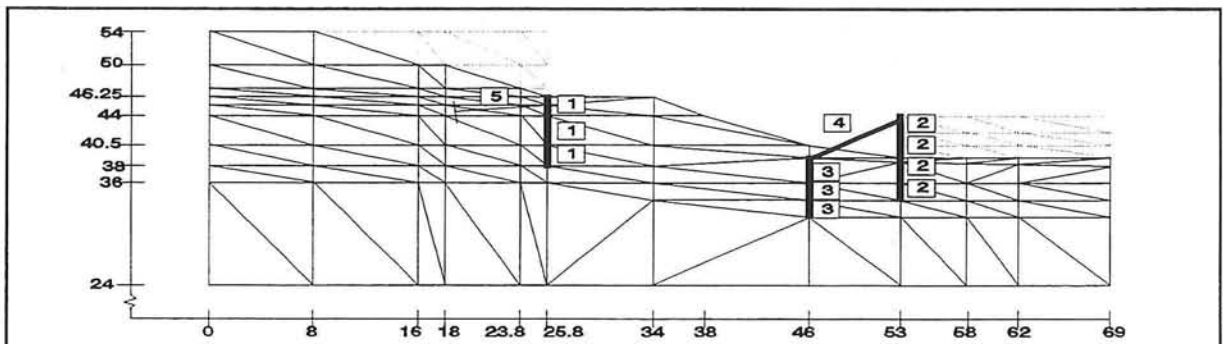
Figuur 3.2.1 Grond-element



Figuur 3.2.2 Balk-element



Figuur 3.2.3 Interface-element aan een Grond-element



Figuur 3.2.4 Mesh-opbouw

3 DAMWANDBEREKENING MET PLAXIS versie 5.3

3.1 INLEIDING

Voor de in het voorgaande hoofdstuk ontworpen damwand constructie voor het kanaalprofiel bij km-paal 10.5 wordt nu de gebruiksfase bestudeerd aan de hand van een berekening met het programma PLAXIS. PLAXIS is een computerprogramma dat gebaseerd is op de eindige elementen methode. Met dit programma is het mogelijk om de vrij ingewikkelde geometrie in de bocht bij Elsloo te modelleren en te onderzoeken wat de vervormingen en spanningsverdeling worden bij het vervaardigen van de constructie uit hoofdstuk 2.

3.2 MODELLERING IN HET PROGRAMMA PLAXIS

3.2.1 Mesh-opbouw

Om de damwand constructie in de geometrie van de bocht te modelleren is gebruik gemaakt van 3 verschillende elementen die in PLAXIS beschikbaar zijn.

Voor de geometrie van het grondlichaam is gebruik gemaakt van zogenaamde **Grondelementen** [Lit. 9]. Dit zijn driehoekvormige elementen die opgebouwd zijn uit 15 knopen zoals is weergegeven in figuur 3.2.1. Dit zijn hoogwaardige elementen waarmee de vervormingen en spanningen berekend kunnen worden in vlakke respectievelijk axiaal-symmetrische spanningsproblemen. De stijfheidsmatrix van een element wordt bepaald d.m.v. 12 Gauss-punten die ook zijn weergegeven in figuur 3.2.1.

Voor het modelleren van de damwanden zijn **Balkelementen** [Lit. 9] gebruikt (zie figuur 3.2.2). Deze elementen zijn opgebouwd uit 5 knopen en geschikt voor het berekenen van schijven platen en schalen.

Om het gedrag op de scheiding van damwand en grond goed te kunnen modelleren worden zogenaamde **Interface-elementen** [Lit. 9] gebruikt. Deze elementen bestaan uit 10 knopen en hebben in de berekening een dikte nul. In figuur 3.2.3 is een interface-element gekoppeld weergegeven aan een grondelement. Om de eigenschappen van de elementen te kunnen beschrijven hebben de elementen wel een virtuele dikte.

De mesh-opbouw voor de PLAXIS berekening is weergegeven in figuur 3.2.4. De elementen die gestippeld zijn weergegeven worden in de beginsituatie al uitgezet. In de berekening wordt door deze elementen geen gronddruk op de ondergrond geleverd. Eventuele waterdruk kan nog wel aanwezig zijn. De dikke verticale strepen zijn de balkelementen. De balkelementen nummers 1 en 2 stellen de damwanden voor terwijl de balkelementen nummers 3 een in de grond geheide paal voorstellen waarop de uitvoeringsdamwand kan worden afgestempeld. De diagonale dikke lijn nr 4 is het stempel en op de plaats van nr 5 bevindt zich het anker voor damwand 1.

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

3.2.2 Materiaal eigenschappen

Grond

Omdat er van de verschillende grondsoorten niets anders bekend is dan de naam, is ook bij de berekening met PLAXIS uit gegaan van de waarden uit tabel 1 van NEN 6740 die terug te vinden is in bijlage 2. Verder is in de berekening aangenomen dat alle lagen goed waterdoorlatend zijn en de kleilagen normaal geconsolideerde klei is. Gekozen is voor het Mohr-Coulomb model. Met dit elastoplastische model kan op basis van de wrijvingshoek ϕ en de cohesie c een redelijk beeld van het bezwijkgedrag worden verkregen.

Voor een berekening in PLAXIS volgens het Mohr-Coulomb model zijn de volgende eigenschappen van de grond van belang:

Top v.d laag De bovenkant van de laag grond t.o.v. N.A.P. Dit is tevens de onderzijde van de laag die er boven ligt.

- γ_d Het droge volume gewicht in kN/m^3
- γ_n Het natte volume gewicht in kN/m^3
- c De cohesie in kN/m^2
- ϕ De hoek van inwendige wrijving in $^\circ$
- ν De dwarscontractiecoëfficiënt
- G De glijdingsmodulus in kN/m^2 met

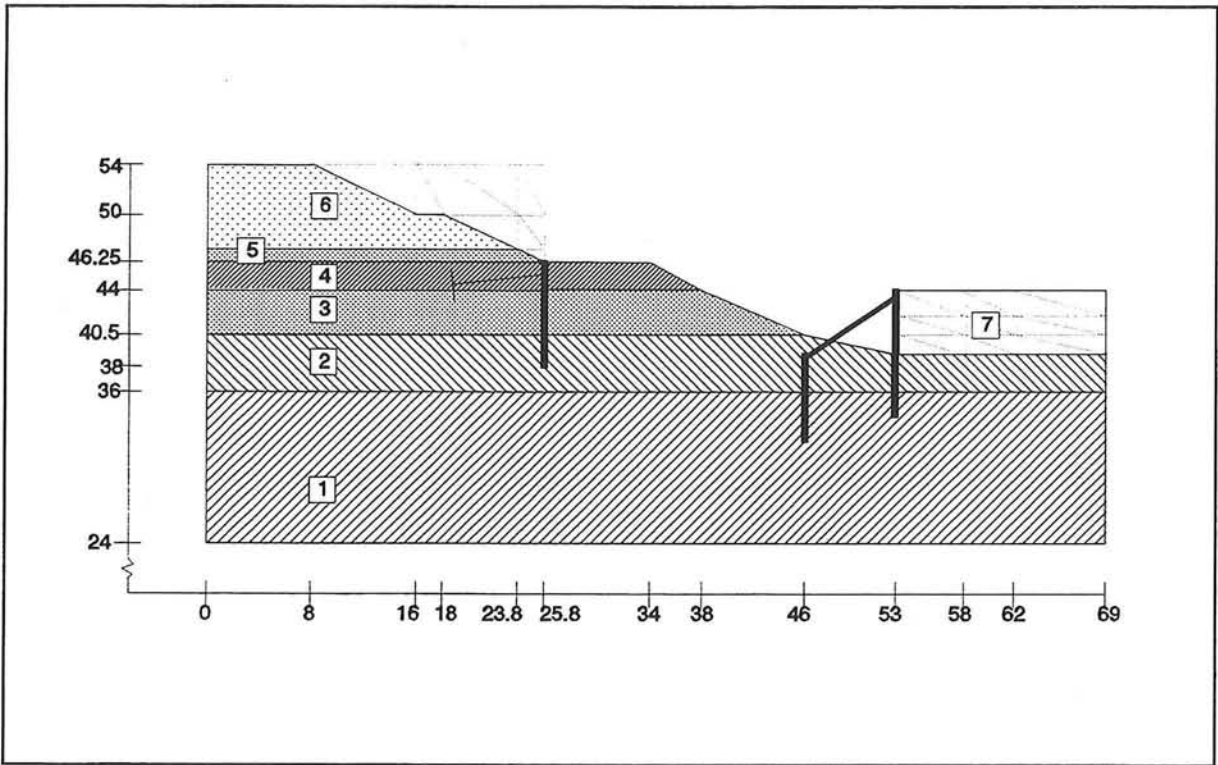
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{3.1}$$

- R Vermenigvuldigingsfactor voor de interactie tussen grond-, interface- en balkelement.

De invoergegevens voor de verschillende grondlagen is weergegeven in de tabel 3.1.

GRONDGEGEVENS VOOR PLAXIS									
Grond soort	Top vd laag	γ_d	γ_n	c	ϕ	ν	E	G	R
Grind	54.00	18	20	0	37.5	0.3	50000	19230	1
Zand	47.25	17	19	0	35.0	0.3	25000	9600	1
Klei	46.25	18	18	10	22.5	0.35	5000	1850	0.7
Zand	44.00	17	19	0	35.0	0.3	25000	9600	0.7
Septariën	40.50	18	18	12	24.0	0.35	10000	3700	0.7

Tabel 3.1 Grondgegevens voor de berekening met PLAXIS



Figuur 3.2.5 Grond-opbouw

Tevens is aan elke laag een waterdoorlatendheid factor van 1 gegeven.

De interface-elementen krijgen dezelfde eigenschappen als de grondelementen waar ze bij horen. Indien een interface-element niet wordt geflankeerd door een balkelement, is de factor R gelijk aan 1. Zolang er bij de berekening geen damwanden in de grond aanwezig zijn, wordt er gerekend met een R van 1 voor alle interface-elementen.

Ook de ondoorlatende bodem van het kanaal is gemodelleerd met interface-elementen. Deze elementen hebben dezelfde eigenschappen als de grondelementen waar ze bij horen maar een waterdoorlatendheid van nul en een R van 0.9. Door aan deze interface-elementen een waterstand van N.A.P. + 44 m. op te geven en aan de overige grond een waterstand van N.A.P. + 36 m. is de waterstand gemodelleerd als in de huidige situatie. Ook het algemene freatische vlak wordt op N.A.P. + 44 gezet zodat het hele kanaal profiel met water gevuld wordt. In figuur 3.2.5 is de grond opgebouwd uit 7 lagen. Voor de berekening waren nog 2 virtuele lagen nodig die verder op in dit verslag worden toegelicht. Dit zijn laag 8 en 9. Voor de lagen van figuur 3.2.5 geldt:

GRONDGEGEVENS BIJ FIGUUR 3.2.5				
Laag	Grond soort	Waterstand t.o.v. N.A.P.	Water doorlatendheid	R
1	Septariën klei	36.00	1	1.0
2	Septariën klei	36.00	1	0.7
3	Zand	36.00	1	0.7
4	Klei	36.00	1	0.7
5	Zand	36.00	1	1.0
6	Grind	36.00	1	1.0
7	Septariën klei	44.00	0	0.9
8	Septariën klei	36.00	1	0.42
9	Zand	44.00	0	0.9

Tabel 3.2 Grondgegevens bij figuur 3.2.5

11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

Damwanden

Voor damwand 1 is een DWU 4300 ARBED profiel gebruikt (zie paragraaf 2.5.3). De invoer gegevens waren:

$$\begin{aligned} EI &= 1.1 * 10^3 \text{ kNm}^2 \\ EA &= 5.3 * 10^5 \text{ kN} \\ \nu &= 0 \\ g &= 2.9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Voor damwand 2 is een PU 20 ARBED profiel gebruikt (zie paragraaf 2.6 en 2.7). De invoer gegevens waren:

$$\begin{aligned} EI &= 8.4 * 10^4 \text{ kNm}^2 \\ EA &= 4.0 * 10^6 \text{ kN} \\ \nu &= 0 \\ g &= 8.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Heipaal

De ingeheide paal is ingevoerd als balkelement. Omdat PLAXIS rekent per strekkende meter en de palen h.o.h. 5 m. uit elkaar staan, staat er per meter eigenlijk maar 1/5 paal. Om dit in de som te verwerken zijn de rekstijfheid (EA) en de buigstijfheid (EI) van de paal door 5 gedeeld.

Een paal van betonkwaliteit B52.5 heeft een elasticiteitsmodulus (E) van 35500 N/mm². Wordt een paal van 0.3 x 0.3 m. gebruikt dan geldt:

$$\begin{aligned} EA &= 3.20 * 10^6 \text{ kN} \\ EI &= 2.40 * 10^4 \text{ kN} \end{aligned}$$

De grond wil door de vervormingen tussen de palen door "stromen". Een paal wordt daardoor door een grotere moot grond belast dan zijn eigen doorsnede. Dit wordt ook wel de schelpfactor genoemd. Omdat de belasting op de paal in de berekening niet vergroot kan worden, wordt hetzelfde effect verkregen door de paal slapper te maken. Door rekening te houden met de h.o.h. afstand van de palen van 5 m. en een schelpfactor die geschat wordt op 2 worden de EA* en EI* die ingevoerd zijn in de berekening van PLAXIS:

$$\begin{aligned} EA^* &= \frac{EA}{h.o.h.} = \frac{3.2 * 10^6}{5} = 6.4 * 10^5 \text{ kN} \\ EI^* &= \frac{EI}{h.o.h. * schelp} = \frac{2.4 * 10^4}{5 * 2} = 2.4 * 10^3 \text{ kNm}^2 \end{aligned} \tag{3.2}$$

一
二
三
四
五
六
七
八
九
十
十一
十二
十三
十四
十五
十六
十七
十八
十九
二十

Ook het interface-element moet worden aangepast. In werkelijkheid heeft de paal een omtrek van $4 * 0.3 = 1.2$ m. In PLAXIS is de omtrek van de wand gelijk aan 2 m. De sterkte van het interface element moet dus worden vermenigvuldigd met een factor $1.2 / 2 = 0.6$. Om dit in PLAXIS in te voeren kan de factor R met deze factor worden vermenigvuldigd. De nieuwe $R = 0.6 * 0.7 = 0.42$. Voor dit interface-element kan de virtuele grondlaag nummer 8 worden gebruikt.

Voor het eigengewicht per m^2 wordt $0.3 * 25 = 7.5$ kN/ m^2 ingevoerd.

Ankers

Het stempel dat in bijlage 6 is berekend wordt ingevoerd m.b.v. een "node-to-node" anker. De veerstijfheid $EA/L = 5 * 10^4$ kN/ m/m'_{wand} .

Het anker wordt onder een hoek van 12° met de horizontaal aangebracht en heeft een veerstijfheid van $1.5 * 10^3$ kN/ m/m'_{wand} en een vloeikracht van 35 kN/ m'_{wand} .

Beginspanningen

De beginspanningen worden verkregen door een zogenaamde "gravity loading". Door de ingewikkelde mesh-opbouw, met schuine randen aan de elementen heerst er in eerste instantie geen evenwicht. Door geen K_0 procedure uit te voeren maar in de eerste berekeningsstap de zwaartekracht langzaam op het grondmassief te plaatsen, worden alsnog de beginspanningen berekend waarbij het massief in evenwicht is. Bij de volgende berekeningsstap moet niet vergeten worden dat de bij deze "nul-stap" berekende verplaatsingen op nul gezet moeten worden om de goede verplaatsingen te berekenen.

3.3 BEREKENDE STAPPEN MET HET PROGRAMMA PLAXIS

De berekening die met PLAXIS is uitgevoerd, is opgedeeld in een aantal stappen. Deze stappen zijn zo gekozen dat iedere stap een bepaalde fase in het bouwproces voorstelt. De verschillende stappen zijn als volgt:

Stap 1 Gravity loading (figuur 3.3.1)

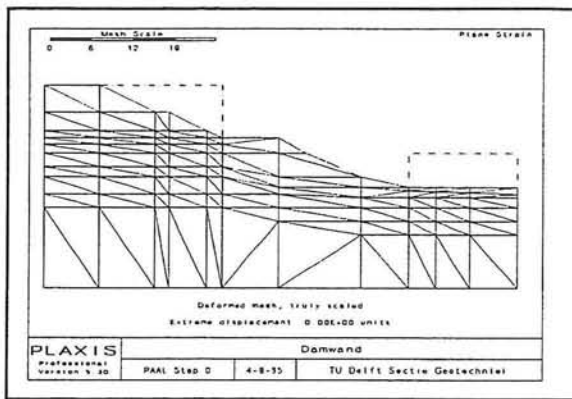
Alle damwanden en ankers zijn uitgeschakeld. Alle interface-elementen hebben een R gelijk aan 1 behalve die interface-elementen die de bodem van het kanaal vormen. Deze hebben een R van 0.9. De waterstand in het kanaal is N.A.P. + 44 m. en in de omringende grond N.A.P. + 36 m.

Stap 2 Damwanden plaatsen (figuur 3.3.2)

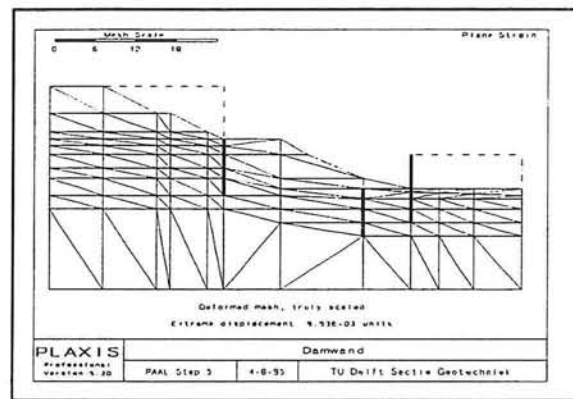
De interface-elementen rondom de damwanden krijgen de kenmerken van de omliggende grond met $R = 0.7$. Om de geheide paal wordt R gelijk aan 0.42. Bij het starten van de berekening worden de reeds opgetreden verplaatsingen op nul gezet. De damwanden en de paal worden aangezet.

Stap 3 Ontgraven tot anker (figuur 3.3.3)

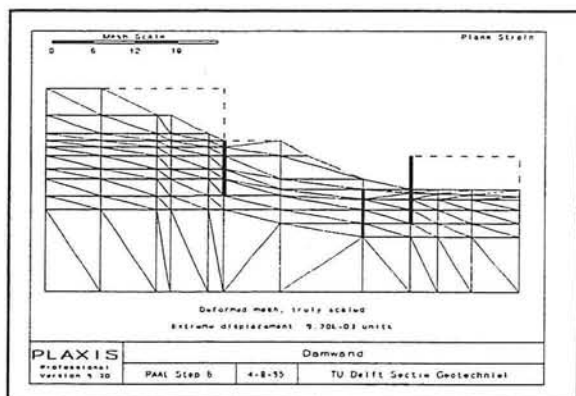
Bij de start van de berekening wordt het grondelement dat ontgraven moet worden om het anker te kunnen plaatsen uitgezet.



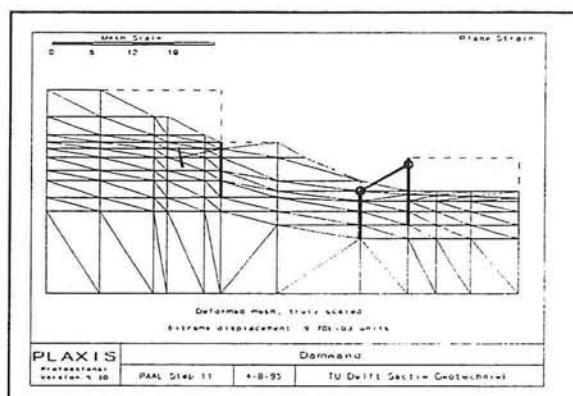
Figuur 3.3.1 Mesh voor gravity loading



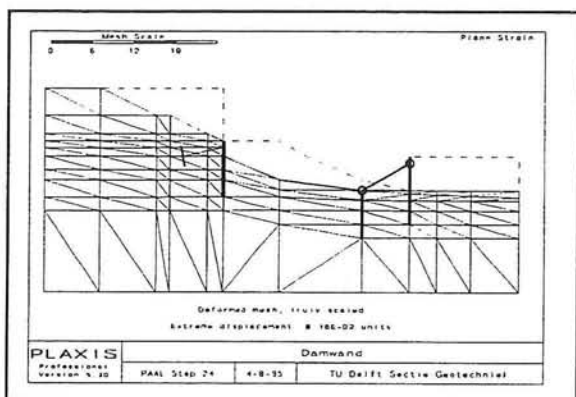
Figuur 3.3.2 Mesh met damwanden



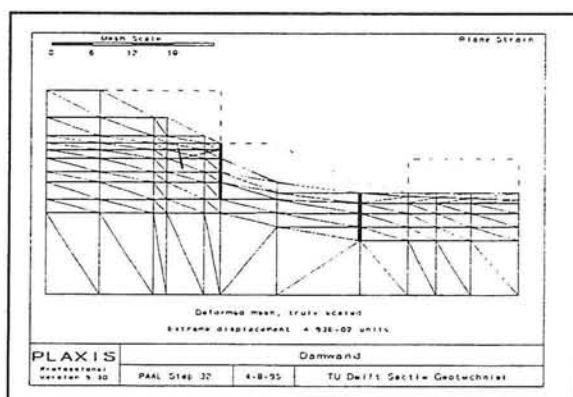
Figuur 3.3.3 Mesh met ontgraving tot anker positie



Figuur 3.3.4 Mesh met damwanden en verankeringen

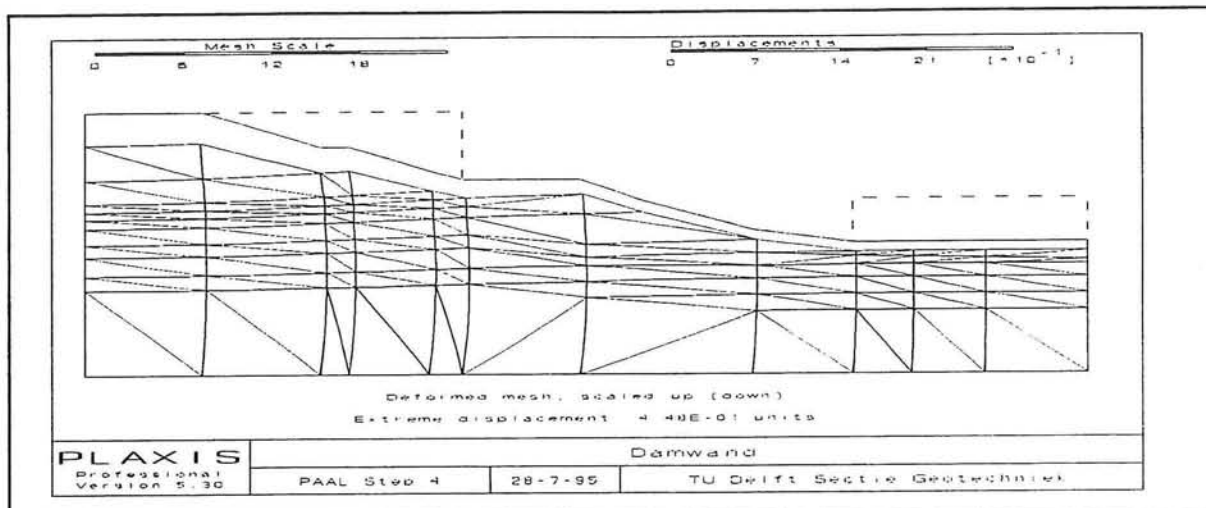


Figuur 3.3.5 Mesh voor volledige ontgraving

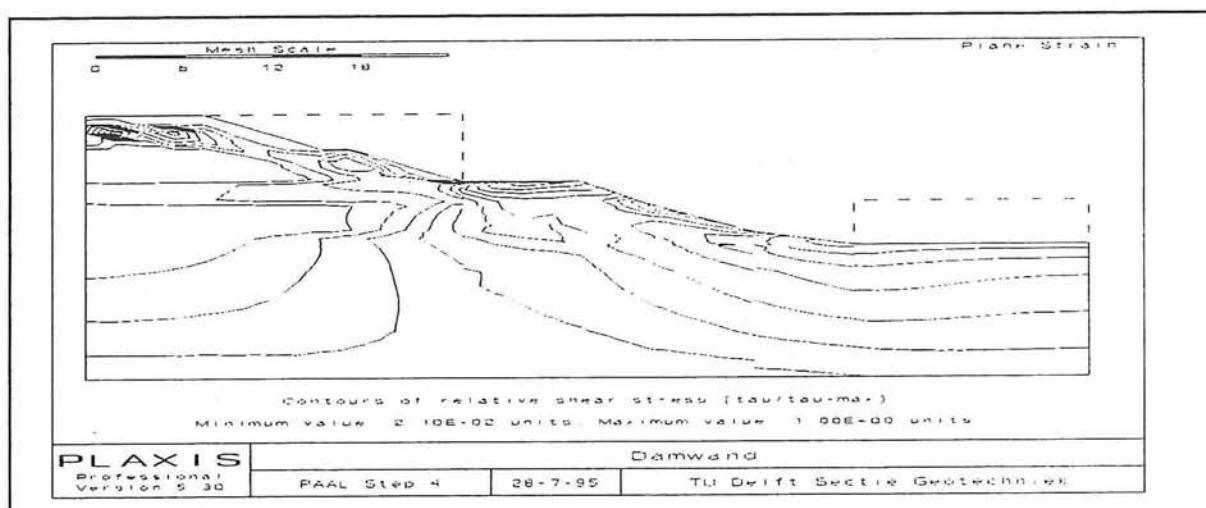


Figuur 3.3.6 Mesh voor uiteindelijke situatie

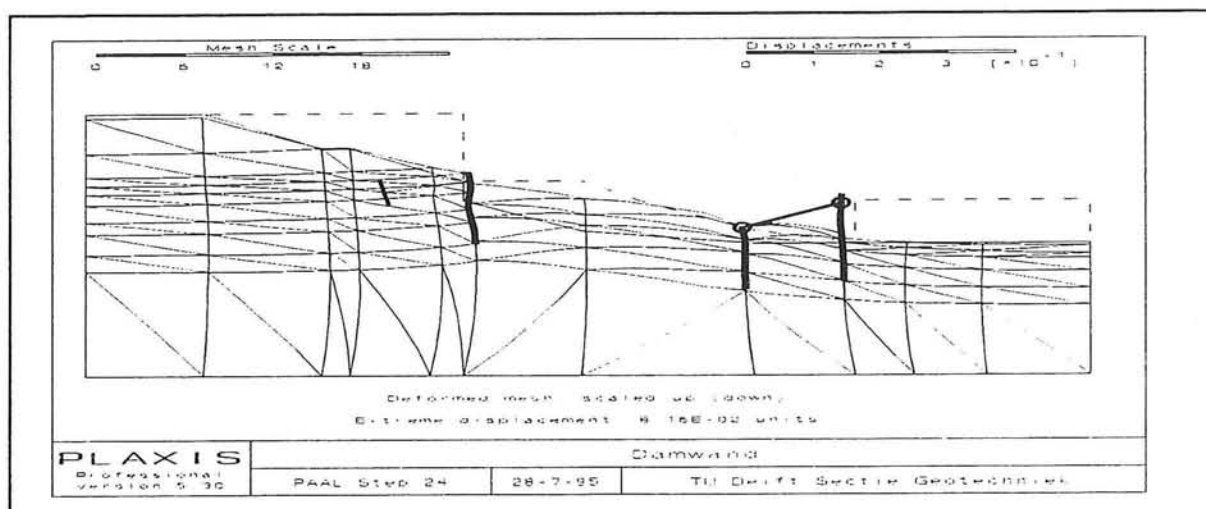
- Stap 4 Anker plaatsen**
 In deze stap wordt een nieuw evenwicht berekend met de aanwezigheid van het anker.
- Stap 5 Stempel plaatsen (figuur 3.3.4)**
 In deze stap wordt een nieuw evenwicht berekend met de aanwezigheid van het stempel.
- Stap 6 Waterstand verlagen**
 De waterstand tussen damwand 1 en 2 wordt nu verlaagd tot N.A.P. + 39 m. Dit gedeelte van het kanaal is dan leeg. In het overige deel van het kanaal staat dan nog steeds 5 m. water.
- Stap 7 Totale ontgraving (figuur 3.3.5)**
 Voordat met deze rekenstap kan worden begonnen dienen de te ontgraven grondelementen andere grondeigenschappen te krijgen. De zand-elementen worden van grondlaag 9, de Septariën klei-elementen worden van grondlaag 7. Dit is gedaan om na verhogen van de waterstand in een later stadium van de bouw de juiste waterstand in het kanaal te krijgen. Een open waterspiegel kan alleen optreden op de buitenrand van het mesh. Ook op het moment dat deze buitenrand uitgezet is treedt een openwaterspiegel druk alleen op deze buitenste elementen op. Doordat de grondwaterstand in de oude elementen N.A.P. + 36 m. is, wordt een gedeelte van de waterdruk in het kanaal niet meegerekend als de elementen niet worden hernoemd. Door nu eerst de elementen te vervangen herkent het programma deze elementen als elementen waarin, na verhogen van de waterstand, een waterstand optreedt van N.A.P. + 44 m en is het nieuwe kanaal volledig gevuld met water. De grond soort blijft na verandering van grondlaag hetzelfde, alleen de mogelijk optredende waterstand verandert. Aangezien de waterstand op dit moment onder de elementen staat heeft dit geen invloed op de huidige situatie. Bij het starten van de berekening worden de te ontgraven elementen uitgezet.
- Stap 8 Waterstand verhogen**
 Na het ontgraven van het nieuwe kanaal profiel worden de interface-elementen die de bodem vormen van het nieuwe kanaal waterdicht gemaakt door ze tot grondlaag 7 en 9 te benoemen. De interface-elementen van de oude kanaal bodem worden doorlatend gemaakt. In deze rekenstap wordt de waterstand tussen de 2 damwanden weer verhoogt tot een waterstand van N.A.P. + 44 m.
- Stap 9 Stempel verwijderen**
 In deze stap wordt een nieuw evenwicht berekend voor de situatie zonder stempel.



Figuur 3.4.1 Totale vervorming na gravity loading (verschaald)



Figuur 3.4.2 Contour-lijnen van de schuifspanning na gravity loading



Figuur 3.4.3 Totale vervorming na volledige ontgraving (verschaald)

Stap 10 Damwand 2 verwijderen (figuur 3.3.6)

In deze stap wordt een nieuw evenwicht berekend voor de situatie zonder damwand 2, nadat alle interface-elementen waar geen balk-element in de buurt is een R-factor van 1 hebben gekregen. De uiteindelijke situatie is dan bereikt en het kanaal is klaar voor gebruik.

3.4 RESULTATEN VAN DE MAATGEVENDE STAPPEN

Stap 1 Gravity loading; Begin situatie (PLAXIS stap 4)

Aan het eind van deze stap heerst in de grond de spanningstoestand die in de loop der jaren ontstaan is. In figuur 3.4.1 is de totale vervorming verschaald weergegeven. Hierin is te zien dat de grond voornamelijk in elkaar gedrukt is. De grootste verplaatsing treedt op ter plaatse van het hoogste gedeelte van de mesh. Dit komt doordat dit gedeelte de meeste grond bevat en dus ook het zwaarst is. De maximale verplaatsing bedraagt 0.45 m.

De spannings situatie aan het eind van deze stap is weergegeven in figuur 3.4.2.

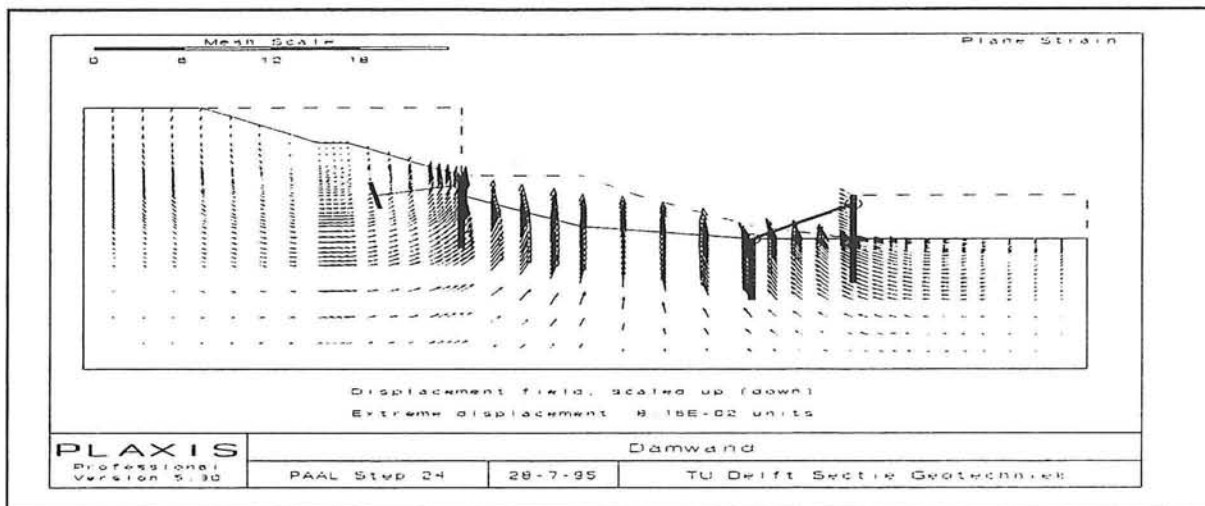
Stap 7 Totale ontgraving (PLAXIS stap 24)

In dit bouwstadium is het nieuwe bodemprofiel van het kanaal gereed, maar er is nog geen water in het nieuw gegraven gebied. De totale deformatie is afgebeeld in figuur 3.4.3. Door het verlagen van de waterstand en het ontgraven van het nieuwe profiel is de grond tussen de damwanden ontlast en daardoor ± 8 cm opgeveerd. In figuur 3.4.4 is te zien dat het omhoog komen van de kanaalbodem ook wordt veroorzaakt door de belasting van het omliggende grondgebied, waarvan de grond bij wijze van spreken "toestroomt".

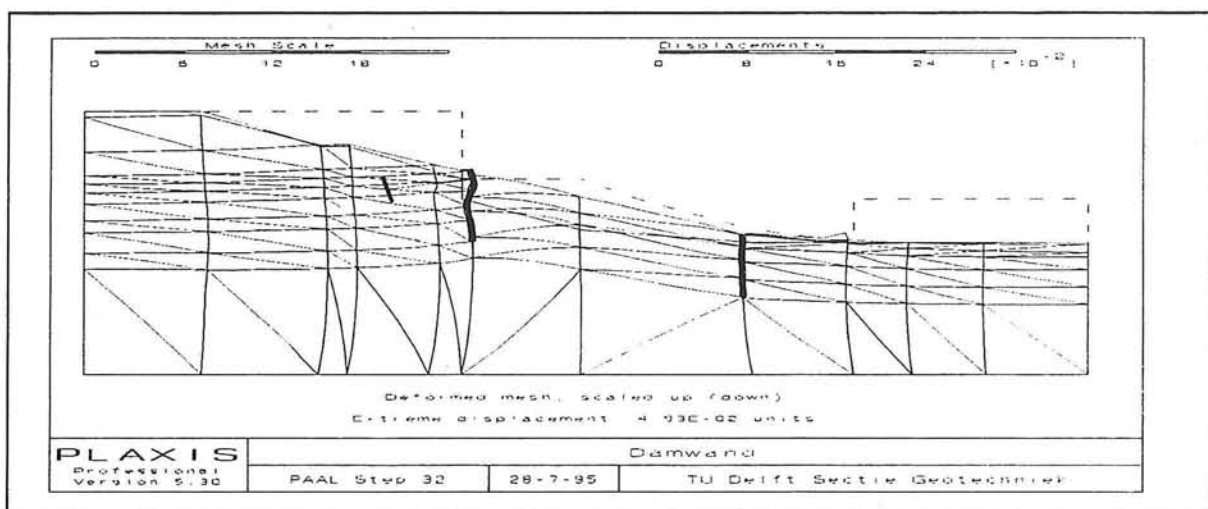
De belasting op de damwanden is nu maximaal. De maximale verplaatsing van damwand 1 is 2.9 cm. schuin omhoog. Het maximale moment in deze damwand is in deze fase gelijk aan 5.53 kNm. De ankerkracht is toegenomen tot $5 * 17.6 = 88$ kN, wat geen probleem oplevert voor het toegepaste anker dat pas gaat vloeien bij $5 * 35 = 175$ kN.

Ook voor damwand 2 is de belasting nu maximaal. In dit stadium keert de damwand 5 m. water waardoor een kracht van $5 * 50 = 250$ kN in het stempel ontstaat. Dit stempel is ontworpen op een drukkracht van 277 kN zodat er nog een veiligheid van 1.1 is ten opzichte van het uitknikken van het stempel. De uitbuiging van de damwand is ± 2.7 cm. waardoor een moment in de damwand ontstaat van 62 kNm. Deze krachten en vervormingen leveren geen gevaar voor bezwijken op.

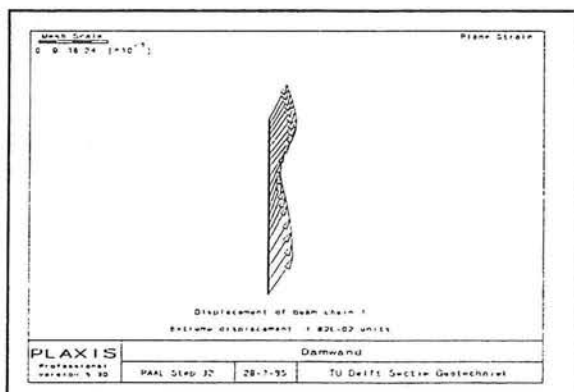
Op de ingeheide paal worden nu de krachten van het stempel overgedragen. Hierdoor ontstaat er een moment van maximaal $5 * 2 * 6.4 = 64$ kNm en een normaalkracht van $5 * 85 = 425$ kN in de paal.



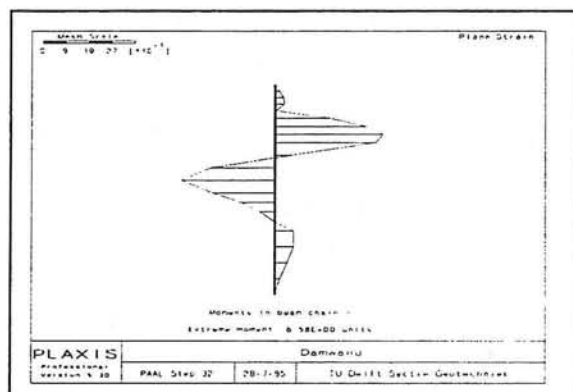
Figuur 3.4.4 Totaal verplaatsingsveld na volledige ontgraving (verschaald)



Figuur 3.4.5 Totale vervorming in gebruikssituatie (verschaald)



Figuur 3.4.6 Uiteindelijke vervorming damwand 1



Figuur 3.4.7 Uiteindelijke momentenlijn damwand 1

De maximale trek-spanning in de paal is dan

$$\sigma = \frac{-N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{-425}{0.09} + \frac{64}{0.0045} = 9500 \text{ kN/m}^2 = 9.5 \text{ N/mm}^2 \quad (3.3)$$

De paal is in de uiterste vezels gescheurd. Door voldoende voorspanwapening in de paal aan te brengen en de heipaal ook onder een helling van 4 : 7 te plaatsen, blijft de drukzone van de paal groot genoeg om de belasting op te nemen.

In bijlage 7 is de grafische uitvoer van PLAXIS voor deze stappen van de momenten en verplaatsingen opgenomen.

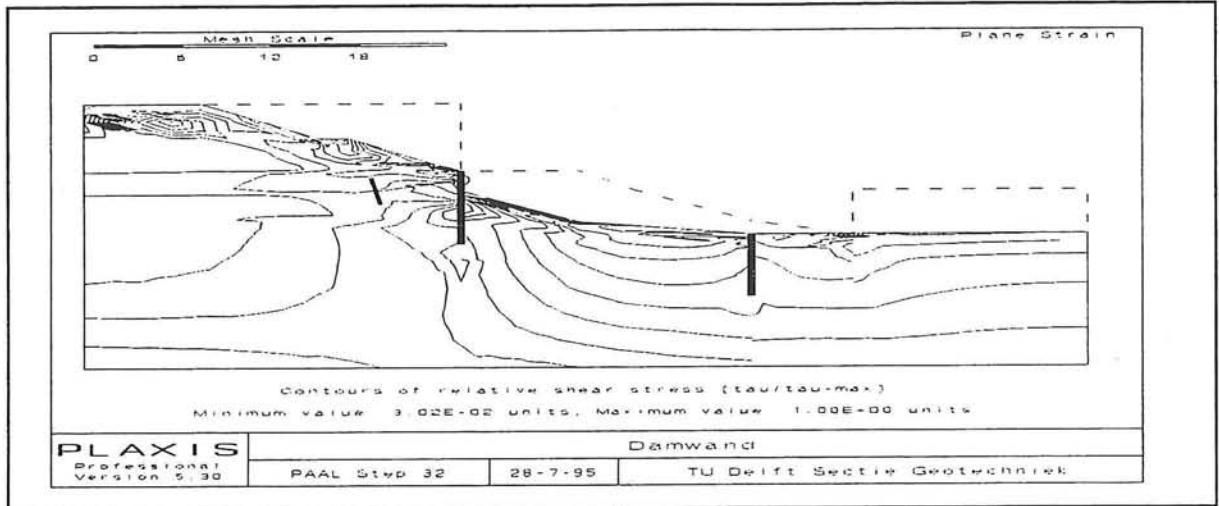
Stap 10 Ingebruikstelling van het kanaal gedeelte (PLAXIS stap 32)

Door damwand 2 te verwijderen wordt het kanaal één geheel en kan het gebruikt worden voor enkelstrooks tweebaksduwvaart. In figuur 3.4.5 is weer de totale vervorming afgebeeld. Hieruit valt op te maken dat de kanaalbodem maximaal 50 mm hoger komt te liggen dan aanvankelijk de bedoeling was. Door het kanaal tijdens de bouw 50 mm dieper uit te graven kan dit "probleem" worden opgelost. De uiteindelijke vervorming van damwand 1 is weergegeven in figuur 3.4.6. De maximale verplaatsing bedraagt 18 mm. schuin omhoog. De momenten lijn is weergegeven in figuur 3.4.7 Het maximale moment in de gebruiksfase bedraagt niet meer dan 6.5 kNm. De bij behorende ankerkracht bedraagt $5 * 16 = 80 \text{ kN}$.

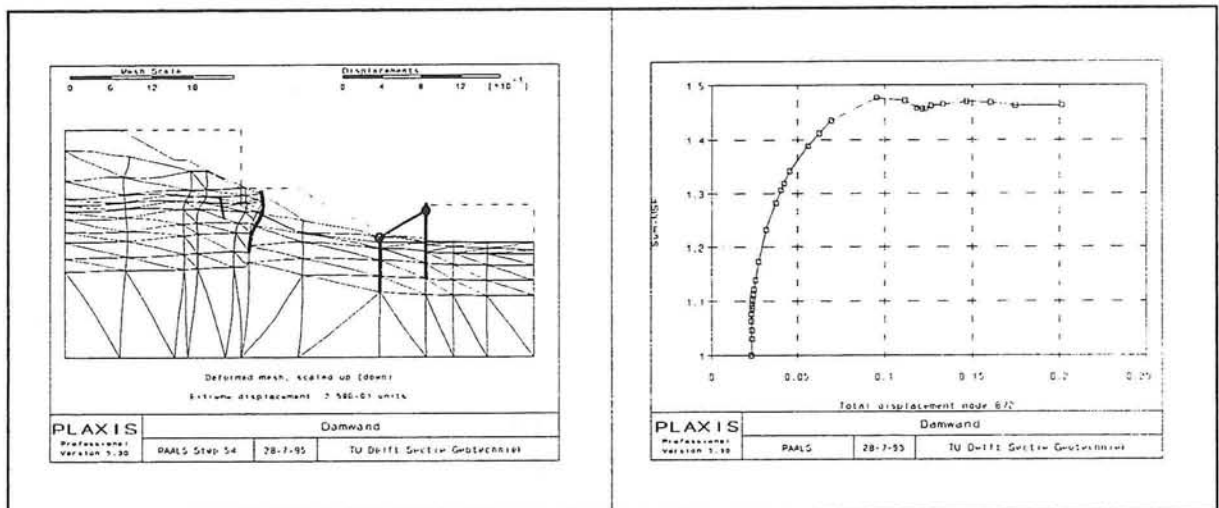
In figuur 3.4.8 zijn de contourlijnen van de spanning in de grond weergegeven. Wordt dit plaatje vergeleken met figuur 3.4.2 dan blijkt dat door het aanbrengen van de damwand constructie de spanningen zich concentreren in de buurt van deze damwand. Ook nabij de "funderingspaal" worden de krachten wat geconcentreerder.

3.5 VEILIGHEID ANALYSE MET PLAXIS

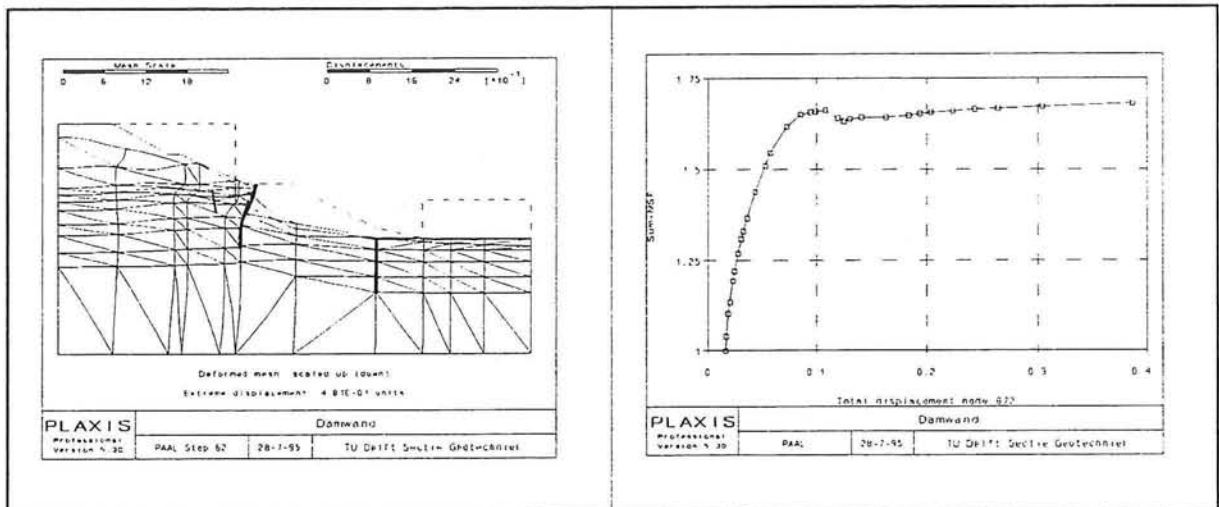
In PLAXIS bestaat tevens de mogelijkheid om stapsgewijs de c en ϕ waarde van de grondlagen te verlagen totdat de constructie bezwijkt. Deze controle is uitgevoerd voor de situatie na stap 7: als het kanaal ontgraven is, maar nog geen water aanwezig is (zie figuur 3.5.1) en voor de uiteindelijke situatie na stap 10 (zie figuur 3.5.2). Uit beide figuren blijkt dat de permanente damwand bezwijkt. Het anker gaat vloeien waardoor de top van de damwand verplaatst en de achter gelegen grond afschuift. In de situatie met het lege kanaal is de veiligheid tegen bezwijken ± 1.48 en in de uiteindelijke situatie 1.63. Dit is te zien aan de "vlakke" delen van de grafieken in de figuren 3.5.1 en 3.5.2. De constructie is veilig genoeg.



Figuur 3.4.8 Contour-lijnen van de schuifspanningen na volledige ontgraving



Figuur 3.5.1 Veiligheid analyse na volledige ontgraving



Figuur 3.5.2 Veiligheid analyse in gebruikstoestand

3.6 VERGELIJKING PLAXIS MET MSHEET

In deze paragraaf wordt bekeken of de schatting van de horizontale beddingsconstante in de ontwerpberekening met MSHEET overeen stemt met de glijdingsmodulus van de controle berekening met PLAXIS. Met andere woorden: Wordt met de PLAXIS berekening de juiste situatie gecontroleerd. Verwacht mag worden dat MSHEET dezelfde vervormingen geeft als PLAXIS maar daarbij absoluut gezien grotere momenten berekent [Lit. 16].

In de figuren 3.6.1 en 3.6.2 zijn de momenten- en horizontale vervormingslijnen van damwand 1 in de gebruikssituatie zoals deze zijn berekend met PLAXIS en MSHEET in 1 figuur weer gegeven. Uit deze figuren blijkt dat vooral de momentenlijnen redelijk goed met elkaar overeen stemmen. De afwijkingen in de vervormingslijnen komen voornamelijk door de onnauwkeurigheid in de grondgegevens. Bij een juiste schatting van de horizontale beddingsconstante komen de vervormingslijnen beter met elkaar overeen, maar zullen de momentenlijnen verder uit elkaar liggen.

De horizontale vervormingslijn van PLAXIS komt aan de onderzijde van de damwand goed overeen met die van MSHEET. In dit gedeelte van de constructie worden met MSHEET, zoals verwacht, grotere momenten berekend. Door een betere schatting van de beddingsconstante zullen ook de verplaatsingen aan de bovenzijde van de wand beter overeenstemmen.

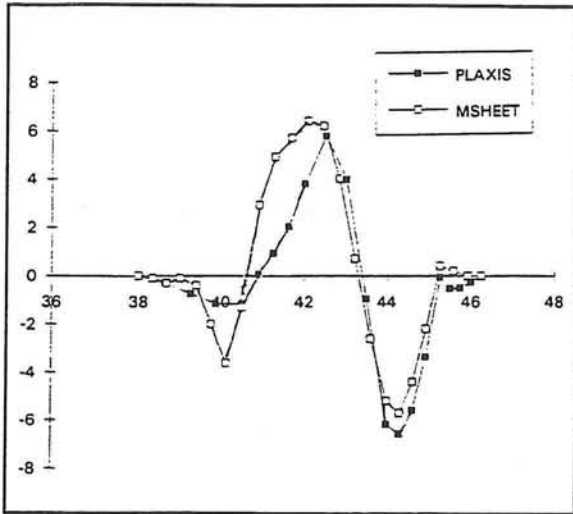
Het maximale verschil tussen de 2 vervormingslijnen is slechts 11 mm. Hierdoor kan geconcludeerd worden dat de ontwerpberekening van MSHEET en de controle berekening van PLAXIS met vrijwel dezelfde grond berekend zijn en de constructie voldoet.

3.7 ANDERE BOUWMETHODEN

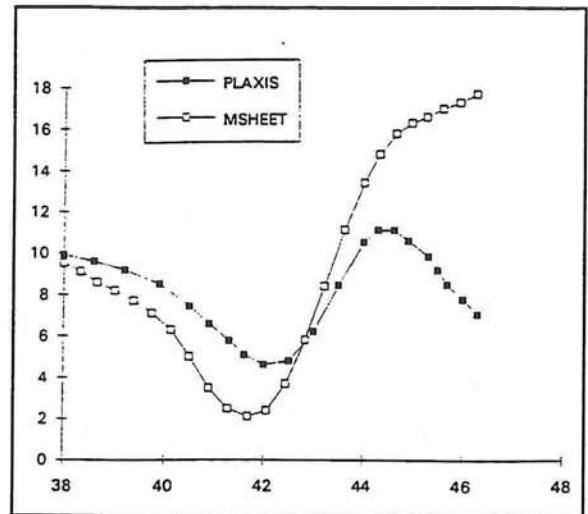
Met PLAXIS is ook nog een variant op de bouwmethode onderzocht. Bij deze variant wordt de uitvoeringswand (damwand 2) afgestempeld op de definitieve wand (damwand 1). De berekening was gelijk aan die van de eerste variant tot aan stap 5 waarin het stempel geplaatst wordt.

Op het moment dat de totale ontgraving gereed is, is het moment van damwand 2 maximaal 103 kNm. Damwand 2 wordt dus zwaarder belast t.o.v de vorige variant (was 62 kNm). De vervormingen in dit stadium zijn voor deze damwand iets kleiner geworden en bedragen slechts 21 mm tegen 27 mm. in de voorgaande variant.

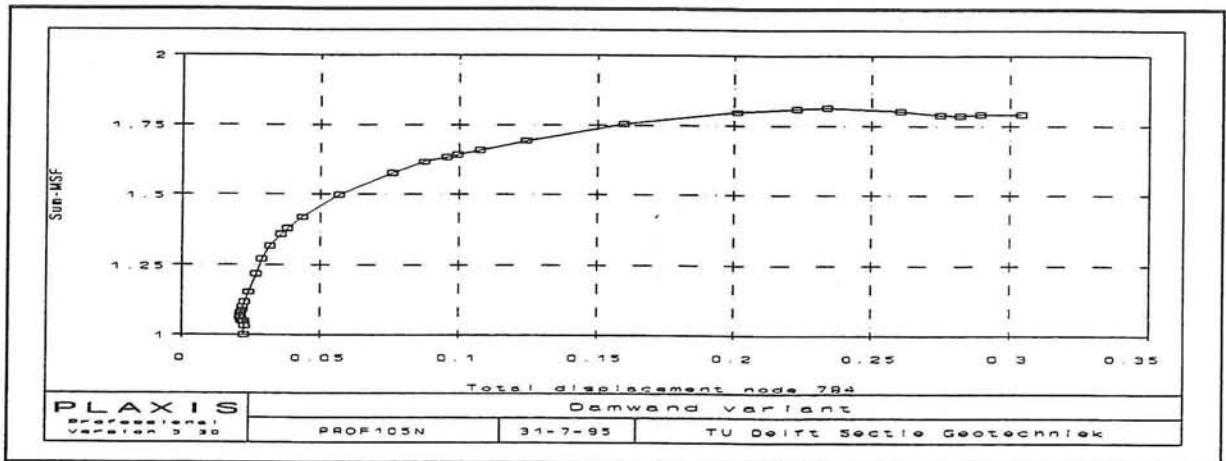
Damwand 1 verplaatst aan de bovenzijde door de aanwezigheid van het stempel niet meer in horizontale richting. De onderzijde verplaatst echter even ver als in de vorige variant: 29 mm. Het moment in de wand is maximaal 12 kNm waar dit 5.5 kNm was in de vorige variant. De kracht in het anker bedraagt nu $5 * 6.7 = 33.5$ kN en in het stempel $5 * 58 = 290$ kN. Door de grotere overspanning en een grotere kracht in het stempel zal een zwaarder profiel nodig zijn voor deze stempeling.



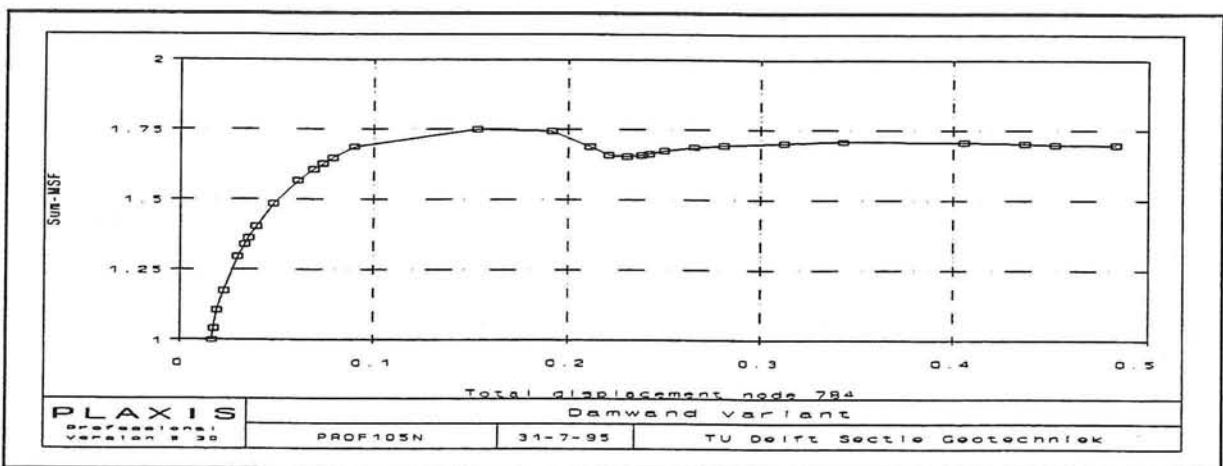
Figuur 3.6.1 Momentenlijnen van PLAXIS en MSHEET in gebruikstoestand



Figuur 3.6.2 Verplaatsingen van PLAXIS en MSHEET in gebruikstoestand



Figuur 3.7.1 Veiligheidsanalyse na volledige ontgraving



Figuur 3.7.2 Veiligheidsanalyse in gebruikstoestand

In de uiteindelijke situatie is de maximale verplaatsing van damwand 1 ongeveer gelijk aan de voorgaande variant. Door het plotseling wegvallen van de stempelkracht op de damwand is de kracht in het anker toegenomen tot $5 * 12 = 60$ kN. Het maximale moment in de damwand is kleiner geworden en bedraagt ± 4 kNm.

Uit de veiligheid analyse door verlaging van de c en de ϕ waarden kwamen nu waarden van ± 1.75 . Figuur 3.7.1 geeft de veiligheid voor de situatie van totale ontgraving zonder water en figuur 3.7.2 voor de uiteindelijke situatie. In bijlage 8 is de grafische uitvoer van PLAXIS van de momenten en verplaatsingen van de damwanden in de 2 maatgevende situaties toegevoegd.

Wordt dit met de vorige variant vergeleken, dan voldoen beide varianten goed. Een keuze tussen deze varianten zal vooral aan de hand van een koste plaatje plaats moeten vinden. Bij de eerste variant is er namelijk een extra heipaal nodig die verloren gaat, maar waardoor de werkomgeving wat ruimer is dan bij de tweede variant, waarbij een langer en zwaarder stempel gebruikt wordt dat echter terug gewonnen kan worden.

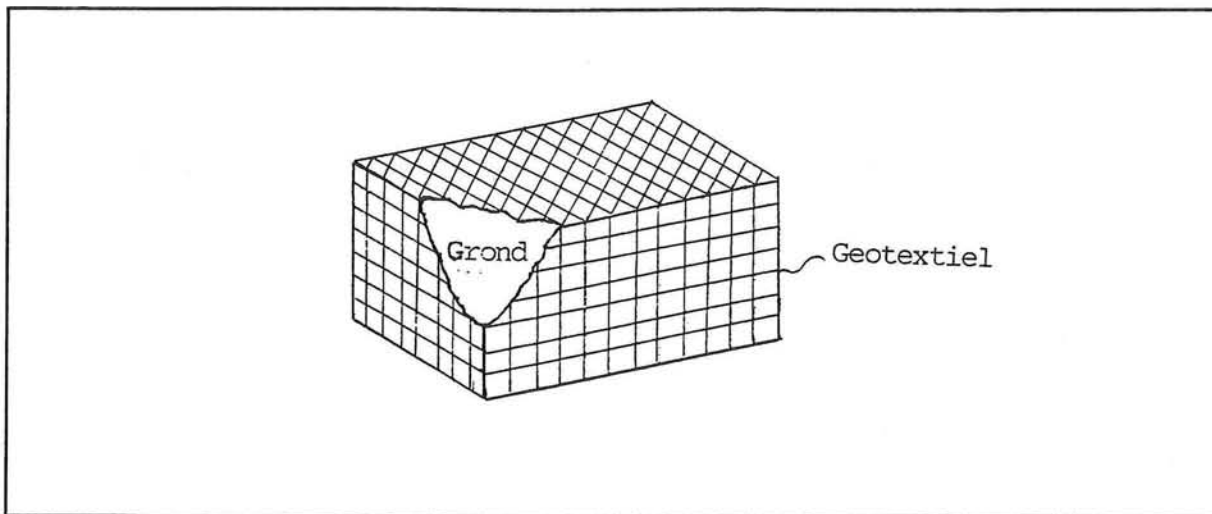
Een derde variant die niet onderzocht is, is een oplossing waarbij in eerste instantie een ondoorlatende laag op de plaats van de nieuwe bodem gecreëerd wordt. Nadat de damwandconstructie is aangebracht, kan het nieuwe profiel gebaggerd worden, zonder dat een gedeelte van het kanaal droog gepompt dient te worden.

3.8 CONCLUSIE

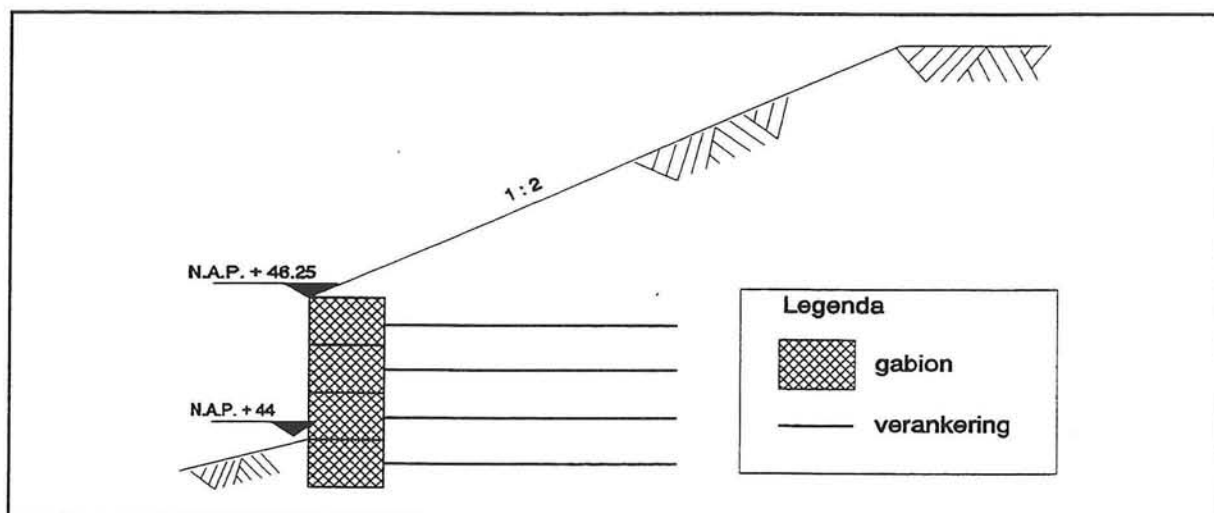
De manier van aanbrengen van de verbreding zal vooral aan de hand van een kosten plaatje bepaald moeten worden. De tot nu toe berekende varianten geven voor de constructie delen geen extreem grote verschillen in krachten en verplaatsingen te zien.

De vervormingslijnen van de PLAXIS berekening en de MSHEET berekening komen redelijk goed met elkaar overeen. Met nauwkeurigere grondgegevens dan de waarden die staan vermeld in NEN 6740 aangevuld met het CUR rapport 166 "Damwandconstructies" kan een betere schatting gemaakt worden van zowel verplaatsingen als momenten in de wand. Omdat de beide berekeningen qua orde van grootte dezelfde uitkomsten geven, mag worden verondersteld dat het ontwerp en de controle berekening met dezelfde grondsoorten zijn uitgevoerd. Tevens kan geconcludeerd worden dat de constructie voldoet aan gestelde eisen van hoofdstuk 1 en 2.

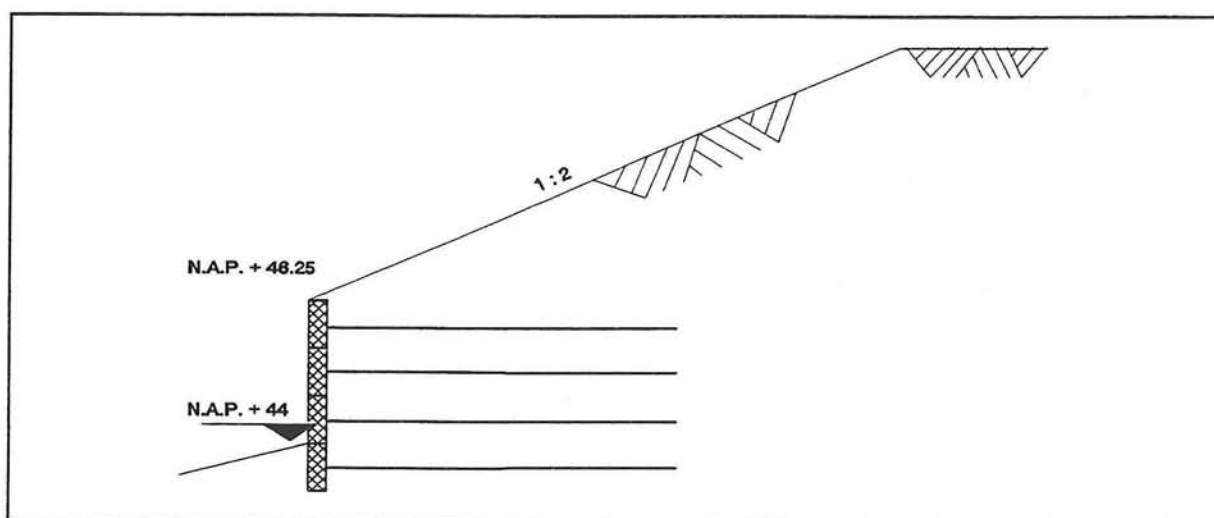
Omdat DWU profielen niet goed verwerkt kunnen worden, worden de DWU profielen vervangen door LARSSSEN PU 6 ARBED profielen die zwaarder en beter zijn te verwerken.



Figuur 4.1.1 Gabion



Figuur 4.1.2 Voorgestelde gabion-constructie in de bocht bij Elsloo



Figuur 4.1.3 Schematisatie van de gabion-constructie tot een Terre Armée wand

4 GABION CONSTRUCTIE

4.1 INLEIDING

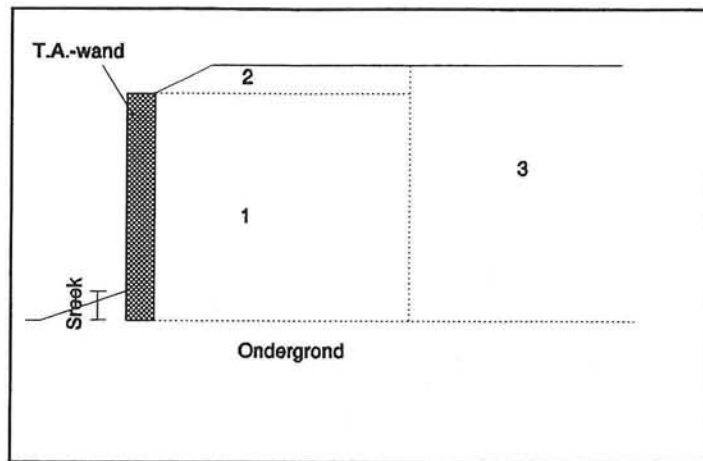
Een gabion-constructie is een wand die opgebouwd wordt uit "zakken" of "dozen" van gaas of geo-kunststof gevuld met grond (zie figuur 4.1.1) eventueel verankerd in de achter liggende grond. Dit soort constructies worden tot de categorie van gewapende grond gerekend. Het basisprincipe van gewapende grond is al zeer oud. In de literatuur zijn constructies bekend uit 4000 voor Christus. Deze constructies bestonden uit stenen van klei die verankert werden m.b.v. geweven matten van riet.

In 1925 zette Munster uit de Verenigde Staten een stap in de richting van de moderne gewapende grond constructies. Hij gebruikte een houten raamwerk als wapening. Sinds dien zijn vele verschillende vormen van gewapende grond bedacht, die echter allemaal op hetzelfde basisprincipe berusten.

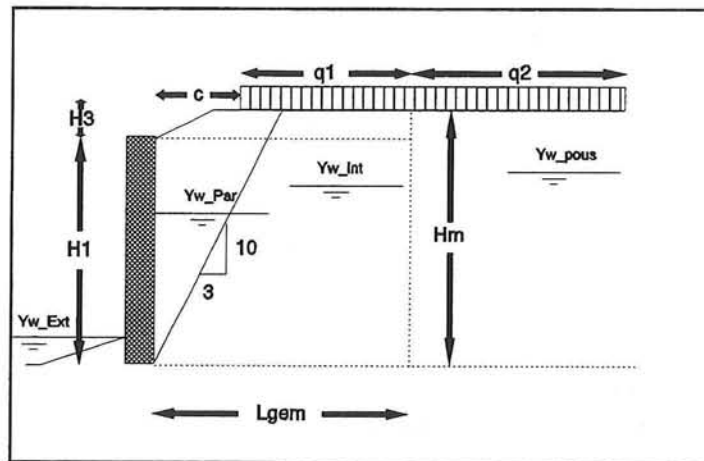
In de grondkerende constructies kunnen grofweg 2 groepen worden onderscheiden [Lit. 11]: Extern-gestabiliseerde constructies en Intern-gestabiliseerde constructies. Tot de Extern-gestabiliseerde constructies behoren constructies zoals damwanden, diepwanden, gewichtsmuren, L-muren, enz. Van deze constructies kan gezegd worden dat indien de stabiliteit van de wand zelf verzekerd is, de totale constructie stabiel is. Bij deze constructies wordt de belasting vaak geconcentreerd en vervolgens via constructieve elementen zoals ankers of stempels, op een andere plaats weer aan de grond afgedragen. Bij Intern gestabiliseerde constructies wordt de belasting via schuifspanningen op het grensvlak tussen wapening en grond opgevangen. In tegenstelling tot de extern gestabiliseerde constructies heeft de wand geen constructieve functie, al is hij wel nodig om lokale erosie te voorkomen. Een ander kenmerk van intern gestabiliseerde constructies is dat de constructie uit relatief kleine losse elementen wordt opgebouwd.

Natuurlijk zijn er ook combinaties tussen deze groepen mogelijk. Dit zijn de zogenaamde Hybride systemen. Hierbij wordt de belasting zowel door schuifspanningen als verankering afgevoerd.

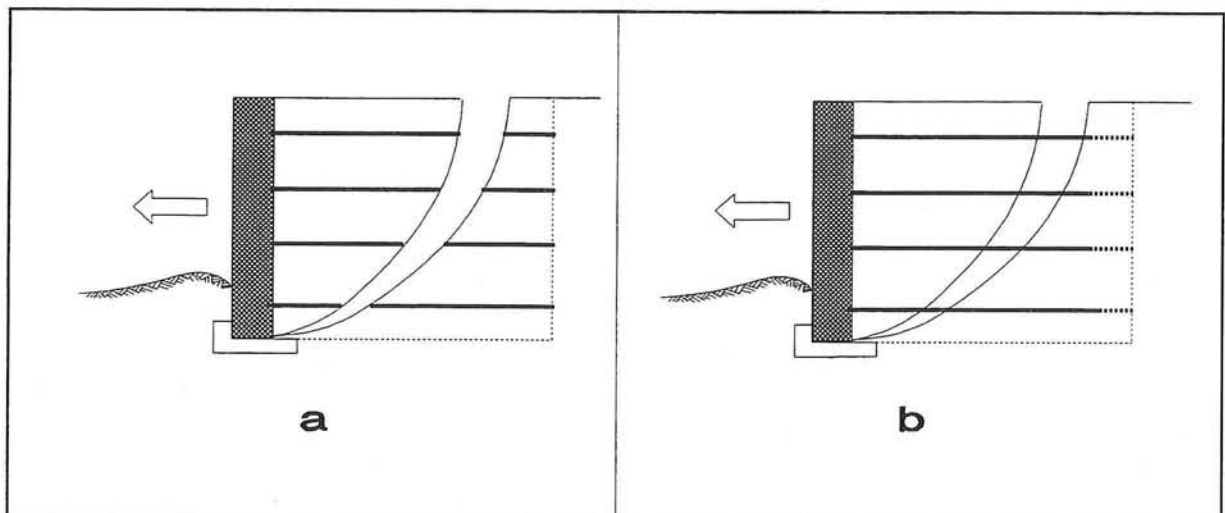
In dit hoofdstuk zal een ontwerp-berekening worden gemaakt van een gabion-constructie voor de doorsneden van profiel 10.5, die representatief is voor het hele kanaal vak tussen km-paal 10.5 en 11.0. Alhoewel een gabion-constructie voor een groot gedeelte als een gewichts constructie gezien kan worden, is de berekening volgens het principe van een Terre Armée constructie uitgevoerd. De gabion-constructie zoals deze is afgebeeld in figuur 4.1.2 wordt geschematiseerd tot een fictieve wand die naar achteren verankerd is (zie figuur 4.1.3). Deze verankering geschiedt via stalen ankers, die geschematiseerd worden tot de strippen van een T.A. wand. De wand zelf heeft geen draagvermogen. In het uiteindelijke ontwerp zal het gewicht van de gabions een extra veiligheid aan de constructie geven. Omdat de constructie wordt geschematiseerd tot een Terre Armée wand, is ook van de voorschriften van de firma Terre Armée gebruik gemaakt bij het ontwerp van de wand.



Figuur 4.2.1 Onderdelen van de constructie



Figuur 4.2.2 Parameters van de constructie



Figuur 4.2.3 Interne bezwijkmechanismen

4.2 VOORSCHRIFTEN

4.2.1 Benamingen en Parameters

Een gabion-constructie kan opgedeeld worden in een aantal onderdelen (zie figuur 4.2.1). Allereerst is er natuurlijk de wand. Achter deze wand bevindt zich het "massief", aan gegeven met 1. Dit massief is opgebouwd uit de verankeringsstrippen en plaatselijke grond. Een cohesieloos, korrelig materiaal met een grote hoek van inwendige wrijving, grote adhesie met de strippen en goed waterdoorlatend zou de beste resultaten geven. Voldoet de aanwezige grond hier niet aan dan kan overwogen worden om dit soort grond van elders aan te voeren.

De grond achter het massief heet "aanvulling" en is aangegeven met een 3. De grond boven het massief is aangegeven met 2. De grond onder en voor het massief heet "ondergrond". Het gedeelte van de wand dat in de ondergrond steekt heet "steek".

De parameters die worden gedefinieerd staan weergegeven in figuur 4.2.2. Hierin is H_1 de hoogte van het massief en de wand. H_2 is de hoogte van het talud boven het massief. De hoogte van de totale constructie wordt de "mechanische hoogte" (H_m) genoemd. Deze hoogte wordt gevonden door een lijn (10 : 3) [Lit. 11] te trekken vanuit de teen van de constructie en het snijpunt met het maaiveld te bepalen. De verticale afstand tussen teen en snijpunt op maaiveld is H_m . De boven belasting bestaat uit een gedeelte dat boven het massief aangrijpt (q_1) en een gedeelte dat achter het massief aangrijpt (q_2).

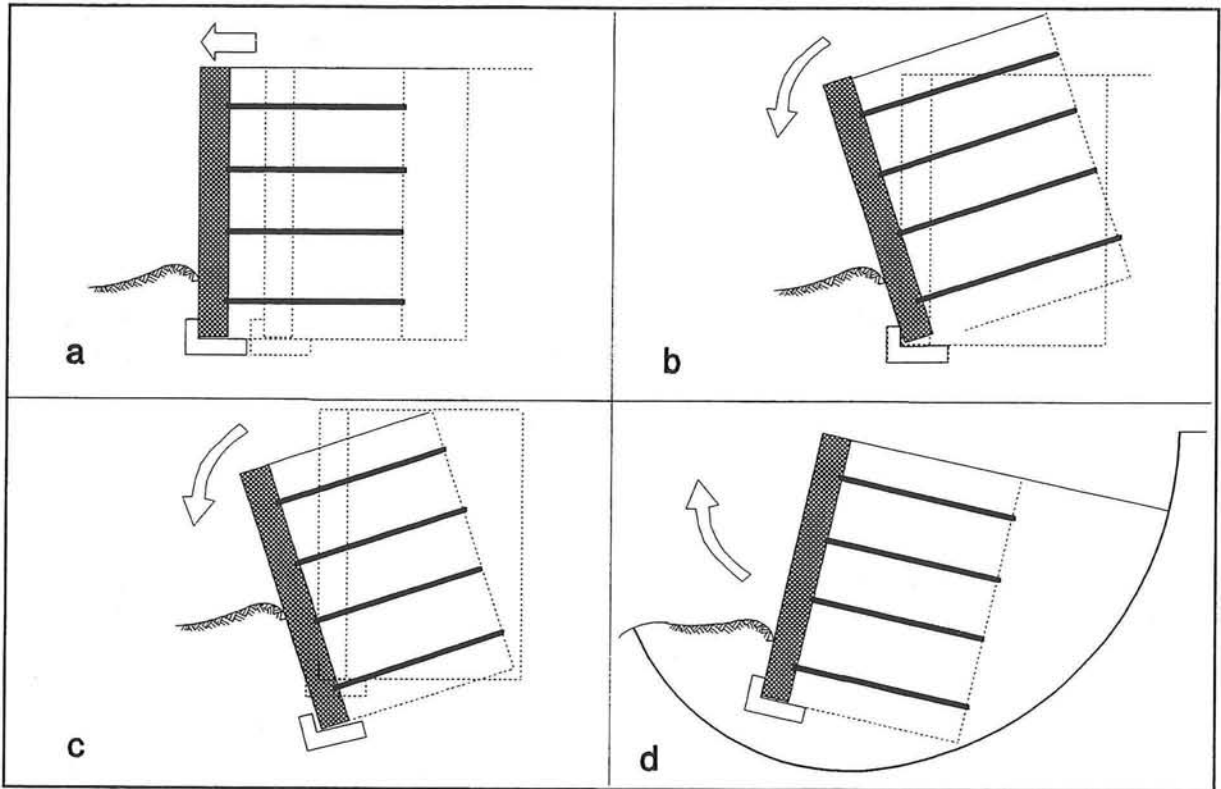
De grondwaterstand wordt verdeeld in 4 gedeelten:

- 1) De waterstand voor de constructie (Y_{w_ext})
- 2) De waterstand net achter de wand (Y_{w_par})
- 3) De waterstand in het massief (Y_{w_int})
- 4) De waterstand achter het massief (Y_{w_pous})

4.2.2 Faalmechanismen

Voor de stabiliteitscontrole van een verankerde gabion-constructie zijn 6 faalmechanismen opgesteld. Deze zijn te splitsen in 2 interne en 4 externe bezwijkmechanismen. Bij de interne mechanismen richt de aandacht zich op de interactie tussen grond en wapeningsstrippen. Is de wrijvingscoëfficiënt tussen grond en strip hoog, dan bezwijkt de constructie doordat een te grote trekspanning in de wapeningsstrip wordt opgebouwd waardoor deze breekt (zie figuur 4.2.3a). Is de wrijvingscoëfficiënt lager, dan bestaat de mogelijkheid dat de wapeningsstrip uit het massief wordt getrokken. Dit faalmechanisme wordt slippen van de wapening genoemd (zie figuur 4.2.3b).

Bij de 4 externe bezwijkmechanismen wordt het massief als één geheel gezien. De wrijving tussen grond en wapening wordt hier buiten beschouwing gelaten. Hierdoor kan het massief als een gewichts constructie gezien worden.



Figuur 4.2.4 Externe bezwijkmechanismen

De 4 mechanismen die hierbij een rol spelen zijn:

- 1) Horizontale afschuiving over basis (figuur 4.2.4a)
- 2) Roteren over de teen van de constructie (figuur 4.2.4b)
- 3) Onvoldoende draagvermogen van de ondergrond (figuur 4.2.4c)
- 4) Afschuiving over een grote glijcirkel (figuur 4.2.4d)

Alhoewel in deze paragraaf een strikte scheiding is gemaakt tussen intern en extern evenwicht, is het niet zo dat ze geen invloed op elkaar hebben. Zo heeft bijvoorbeeld het verlengen van de wapeningsstrippen om meer wrijving op te kunnen bouwen, direct invloed op de breedte van het massief en op die manier op het externe evenwicht.

4.2.3 Veiligheidsfactoren en belastingscombinaties

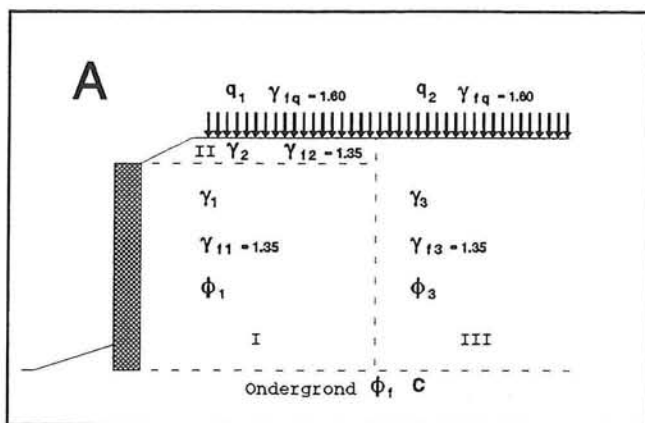
Om er zeker van te zijn dat de constructie enkele jaren mee gaat, is het noodzakelijk om enige veiligheid in te bouwen met het oog op onvoorziene omstandigheden. Dit gebeurt m.b.v. veiligheidsfactoren. Deze factoren zijn opgesplitst in "materiaal" factoren, die de sterkte van de materialen iets reduceren, en belastingfactoren, die de belasting iets vergroten.

De grootte van de materiaalfactoren is afhankelijk van de constructie die ontworpen moet worden. In de voorschriften van Terre Armée wordt geëist dat bij de toepassing van spoorrails, dammen, dijken en andere waterbouwkundige toepassingen, met het hoge veiligheidsniveau wordt gerekend. Bij meer algemenere constructies mag met een wat lagere veiligheid worden gerekend. De aan te houden materiaalfactoren voor de gabion-constructie staan vermeld in tabel 4.1.

MATERIAALFACTOREN			
Faalmechanisme		Normaal veiligheidsniveau	Hoog veiligheidsniveau
Intern	Breken van de wapening	1.5	1.65
	Slippen van de wapening	1.35	1.5
Extern	Afschuiven over de basis	1.2	1.2
	Roteren om de teen	1.5	1.5
	Onvoldoende draagkracht	1.5	1.5
	Afschuiven over glijcirkel	1.5	1.5

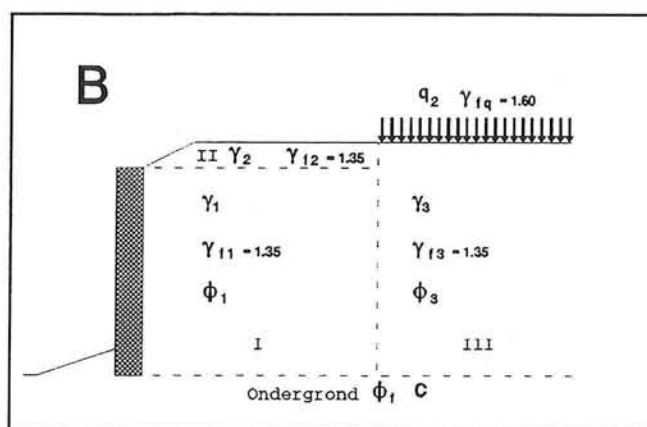
Tabel 4.1 **Materiaalfactoren volgens de firma Terre Armée**

Bij de toepassing van belastingfactoren wordt onderscheid gemaakt tussen een gunstige en een ongunstige werking op een evenwicht. Heeft het verhogen van de belasting een gunstige werking, dan wordt de gunstige belastingfactor gebruikt. Bij een ongunstige



Figuur 4.2.5a Belasting combinatie A

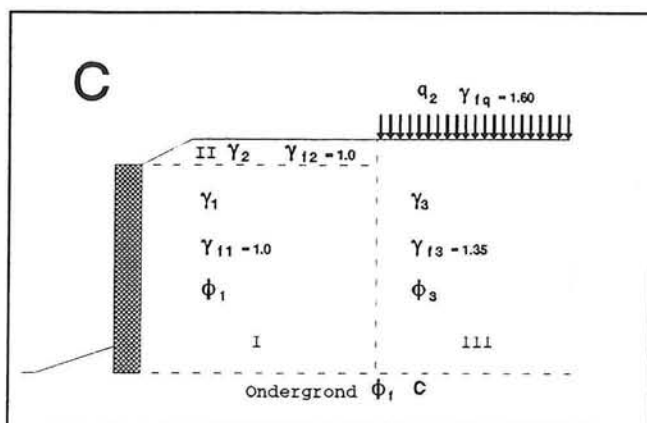
- * Extern - toetsing draagkracht
- * Intern - toetsing breken en slippen van de strippen



Figuur 4.2.5b Belasting combinatie B

idem als A, i.v.m. eventueel toegenomen exentriciteit.

- * Extern - toetsing draagkracht
- * Intern - toetsing breken en slippen van de strippen



Figuur 4.2.5c Belasting combinatie C

- * Extern - toetsing afschuiven over basis en draagkracht als exentriciteit dominant is
- * Intern - toetsing breken en slippen van de strippen als exentriciteit dominant is

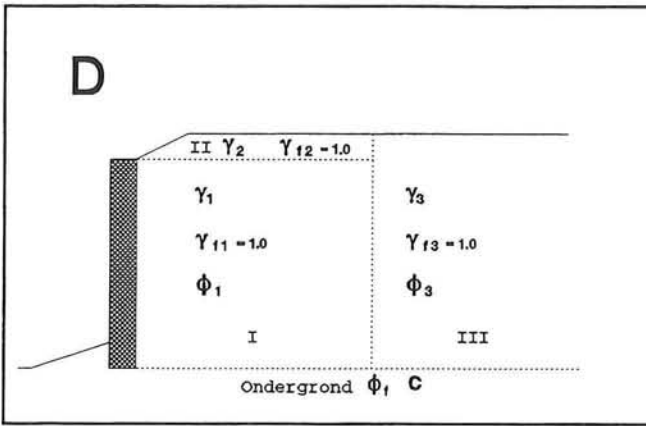
werking de ongunstige factor. In de Terre Armée voorschriften wordt tabel 4.2 gegeven voor de belastingfactoren.

BELASTINGFACTOREN			
Belasting		Gunstig	Ongunstig
Eigen gewicht v\ld grond	Massief (1)	1.0	1.35
	Boven massief (2)	1.0	1.35
	Aanvulling (3)	1.0	1.35
Variabele belasting	q1	0.0	1.6
	q2	0.0	1.6

Tabel 4.2 Belastingfactoren volgens de firma Terre Armée

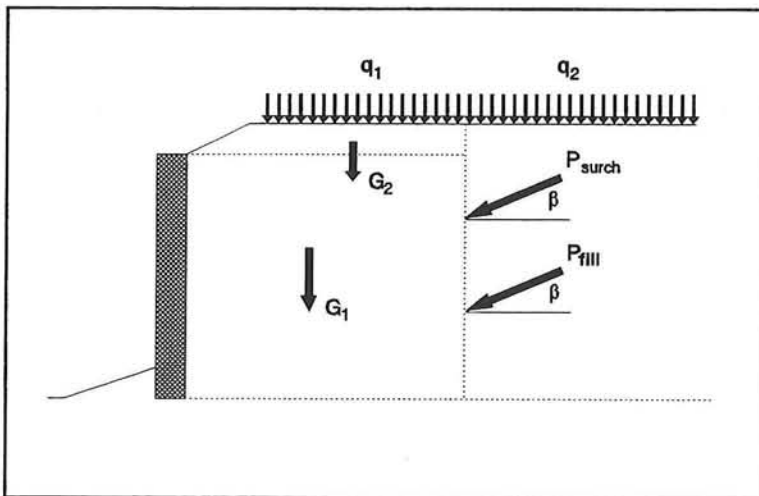
Door de vele parameters die kunnen variëren in het ontwerp, is het niet op voorhand te zeggen welke belasting combinatie maatgevend is. In de Terre Armée voorschriften worden de combinaties aangegeven die gecontroleerd dienen te worden. Een onderscheid wordt gemaakt in droge en natte combinaties. In de droge combinaties speelt het water ten aanzien van het interne Terre Armée ontwerp geen rol. De aanwezigheid van grondwater onder het massief dient dit echter wel in de controle van het externe evenwicht meegenomen te worden. De combinaties zijn aangegeven in figuur 4.2.5a t/m d. In deze figuren is voor elk onderdeel aangegeven welke belastingfactoren moeten worden ingevoerd. Tevens staat bij elke combinatie vermeld op welk aspect de constructie wordt gecontroleerd. De fictieve wand is gearceerd weergegeven.

Buiten de droge combinaties zijn er ook natte combinaties. Deze natte combinaties zijn in principe gelijk aan de droge combinaties met het verschil dat water nu wel in rekening wordt gebracht. Deze combinaties worden in de voorschriften aangeduid met de combinaties WCDA, WCDB, WCDC en WCDD. Door de lage grondwaterstand en de waterdichte afsluiting van het kanaal spelen deze "natte" combinaties in deze berekening geen rol. In tabel 4.3 staan de belastingfactoren die bij elke combinatie moeten worden gebruikt samengevat.



* Extern - Deze combinatie levert de invoer voor een zakkingsberekening

Figuur 4.2.5d Belasting combinatie D



Figuur 4.2.6 Belastingen bij het externe ontwerp

BELASTINGFACTOREN PER BELASTINGCOMBINATIE						
Combinatie	Eigengewicht grond			Variabele belasting		Water
	Massief (1)	Boven massief (2)	Aanvulling (3)	q1	q2	
A	1.35	1.35	1.35	1.60	1.60	0.00
B	1.35	1.35	1.35	0.00	1.60	0.00
C	1.00	1.00	1.35	0.00	1.60	0.00
D	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
WCDA	1.35	1.35	1.35	1.60	1.60	1.00
WCDB	1.35	1.35	1.35	0.00	1.60	1.00
WCDC	1.00	1.00	1.35	0.00	1.60	1.00
WCDD	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00

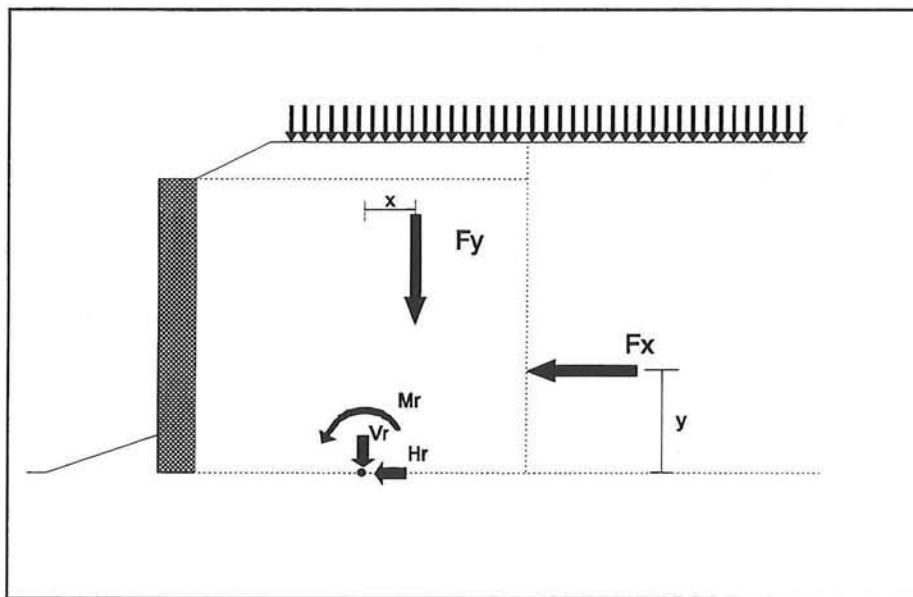
Tabel 4.3 Belastingfactoren per belastingcombinatie volgens de firma Terre Armée

4.2.4 Extern evenwicht

Begonnen wordt met de bepaling van het externe evenwicht. Het ontwerp wordt aangepast totdat de externe stabiliteit verzekerd is.

De belastingen die hierbij een rol spelen zijn (zie figuur 4.2.6):

- G_1 Eigen gewicht van het massief
- G_2 Eigen gewicht van de grond boven het massief
- q_1 Terrein belasting boven het massief
- q_2 Terrein belasting boven de aanvulling
- P_{surch} Resulterende kracht op het massief veroorzaakt door de gronddruk als gevolg van de terrein belasting q_2
- P_{fill} Resulterende kracht op het massief veroorzaakt door de gronddruk van de aanvulling



Figuur 4.2.7 Resulterende belasting aangrijpend in het midden van de basis

De hoek β waaronder de krachten P_{surch} en P_{fill} op het massief aangrijpen kan volgens de Terre Armée voorschriften worden bepaald met de volgende empirische formule:

$$\beta = \left(1.2 - \frac{L}{H}\right) * \phi_3 \quad (4.1)$$

waarin :

- β = Hoek waaronder de resulterende gronddruk vanuit de aanvulling op het massief werkt.
- L = Lengte van de wapeningsstrip en zo de breedte van het massief.
- H = Mechanische hoogte van het massief.
- ϕ_3 = Hoek van inwendige wrijving van de grond achter het massief.

In de voorschriften wordt verder gesteld dat als $L > H$, met een $L/H = 1$ gerekend moet worden, om een negatieve β voor deze "aktieve" gronddrukken te voorkomen. De gronddrukcoëfficiënt kan nu met de "klassieke" formule [Lit. 4] worden berekend:

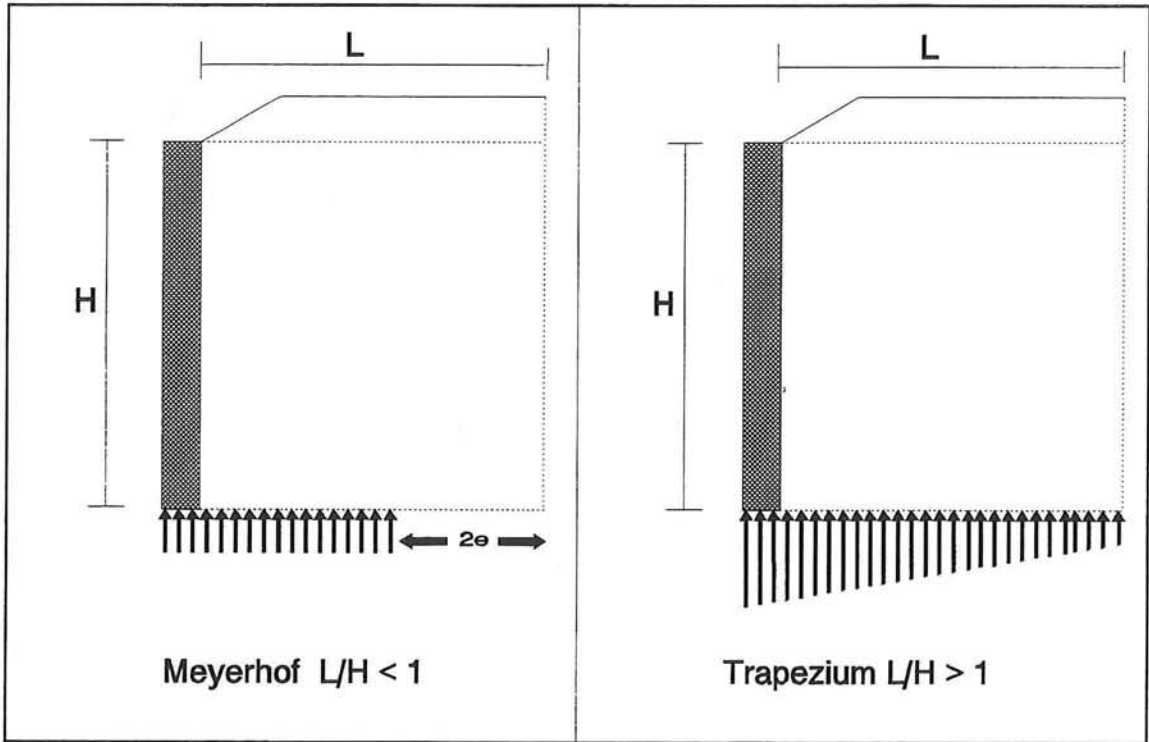
$$K_\beta = \frac{\cos^2 \phi_3}{\cos \beta \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi_3 + \beta) \sin \phi_3}}{\cos \beta}\right]^2} \quad (4.2)$$

Al deze belastingen worden omgerekend naar één horizontale resultante (F_x) en één verticale resultante (F_y). Vervolgens worden deze resultanten zo verschoven dat ze aangrijpen in het midden van de basis van het massief. Hierdoor wordt ook een moment M_r ingevoerd dat gelijk is aan (zie figuur 4.2.7):

$$M_r = F_y * x + F_x * y \quad (4.3)$$

In deze figuur zijn H_r de horizontale component en V_r de verticale component van de belasting.

Vervolgens zal moeten worden gecontroleerd of de faalmechanismen 1 t/m 4 uit paragraaf 4.2.2 met voldoende zekerheid niet optreden. Met uitzondering van de controle van de overall stabiliteit middels glijcirkels, worden de resulterende krachten gebruikt als basis voor de berekening. De ondergrond zal dan een reactie kracht moeten leveren die evenwicht maakt met deze krachten. Het resulterende moment wordt in rekening gebracht door de verticale oplegreactie (R_v) te verschuiven over een afstand $e = R_m / R_v$.



Figuur 4.2.8 Funderings drukverdeling volgens de firma Terre Armée

Overall stabiliteit middels glijcirkels

Als eerste wordt met de controle van de overall stabiliteit middels glijcirkels een schatting gemaakt van afmetingen van het massief. Deze kan op 2 manieren worden bepaald:

- 1) Alleen glijcirkels die buiten het massief om lopen worden beschouwd
- 2) Ook glijcirkels die het massief snijden worden beschouwd. Hierbij moet de invloed van de wapeningsstrippen worden meegenomen.

Voor methode 1 kan gebruikt gemaakt worden van de bekende methode van Bishop, Fellenius, enz. De Terre Armée voorschriften geven aan dat voor deze methode bij een veiligheidsfactor van 1.5 alleen tijdens de bouw een gering risico wordt gelopen. Indien wordt uitgegaan van een kleinere factor is het noodzakelijk de bouwfasering meer in detail uit te werken of ook de cirkels die het massief doorsnijden in rekening te brengen. Bij dit laatste dient er wel voor gezorgd te worden dat de wapeningsstrippen niet te ver uit elkaar liggen in verticale zin, zodat één cirkel altijd meerdere lagen van de wapeningsstrippen snijdt.

Draagkracht van de grond

De draagkracht wordt gecontroleerd m.b.v. de geconcentreerde opleg reacties. Deze reactie krachten zullen door verdeelde korrelspanningen aan de basis van het massief worden opgebracht. De optredende spanningen moeten daarbij onder de toelaatbare spanningen (draagkracht) van de grond blijven.

Door de belasting vanuit de aanvulling achter het massief heeft het massief de neiging om voorover te kantelen. Hierdoor zal de spanning aan de voorkant van de constructie hoger zijn dan aan de achter kant. Om dit in rekening te brengen heeft de firma Terre Armée twee geschematiseerde verdelingen opgesteld (figuur 4.2.8). Afhankelijk van de slankheid (L/H) wordt één van de twee gekozen. Voor een slanke constructie ($L/H \leq 1$) moet de methode van Meyerhof gebruikt worden. De trapeziumvormige verdeling moet worden aangehouden als $L > H$.

Bij de methode van Meyerhof wordt over een gereduceerde breedte van de basis een gelijkmatig verdeelde belasting verondersteld. Deze verdeling sluit goed aan bij de in NEN 6744 "Fundering op staal" voorgestelde verdeling van Brinch Hansen.

De funderingsdruk kan nu worden berekend volgens de formule

$$Q_{ref} = \frac{R_v}{L - 2e} \tag{4.4}$$

- met:
- Q_{ref} = Funderingsdruk
 - R_v = Verticale oplegreactie in het centrum van de basis
 - L = Breedte van het massief
 - e = Excentriciteit; afstand waarover R_v is verschoven om R_m in rekening te brengen.

Voor voldoende veiligheid moet gelden dat $Q_{ref} < Q_{toelaatbaar}/1.5$



Afschuiven aan basis

Door de belasting uit de aanvulling achter het massief bestaat de mogelijkheid dat het gehele grondmassief over de basis horizontaal afschuift. Doordat de constructie maar voor een zeer klein gedeelte in de grond is ingegraven, mag er niet gerekend worden met een eventueel optredende passieve gronddruk. De enige weerstandbiedende kracht is de wrijvingskracht van de grond die aan de basis wordt opgewekt. De grootte van deze kracht is afhankelijk van de verticale resulterende kracht V_r , de hoek van inwendige wrijving ϕ en de cohesie van de ondergrond. Omdat het mechanisme zowel in de ondergrond als in het massief zelf kan optreden, wordt voor beide de controle uitgevoerd.

$$Q_{h,massief} = \frac{V_r * \tan\phi_{massief}}{\gamma_{sg}} \quad (4.5)$$

Waarvoor moet gelden

$$Q_{h,massief} > H_r \text{ met } \gamma_{sg} = 1.2 \text{ en voor de ondergrond:}$$

$$Q_{h,ondergrond} = \frac{V_r * \tan\phi_{ondergrond} + c * L_{eff}}{\gamma_{sg}} \quad (4.6)$$

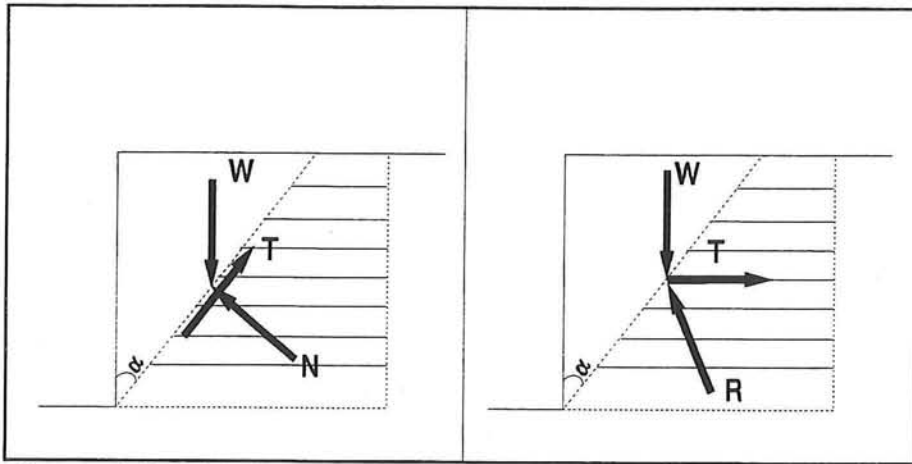
Waarvoor moet gelden:

$$Q_{h,ondergrond} > H_r \text{ met } \gamma_{sg} = 1.2.$$

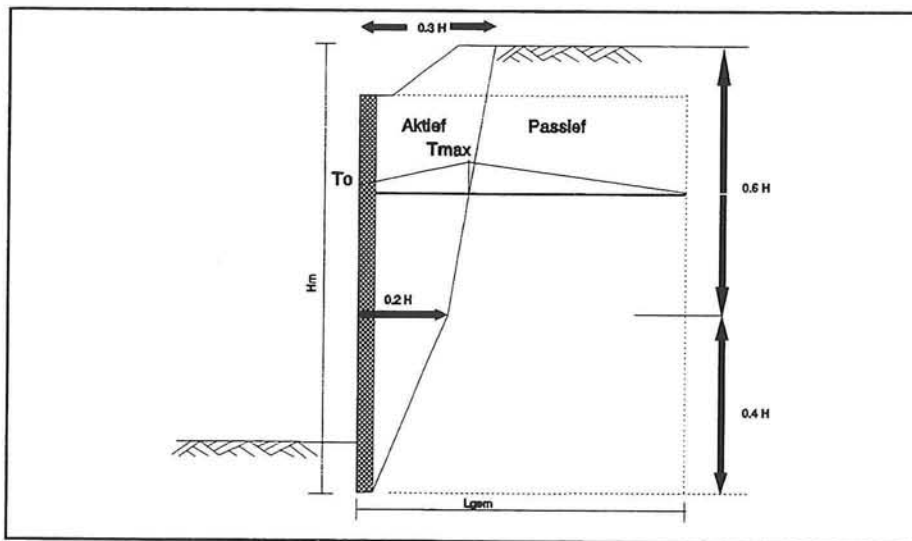
Rotatie rond de teen

De controle tegen het roteren om de teen berust op het momenten evenwicht t.p.v. de teen. De veiligheid kan op 2 manieren bepaald worden.

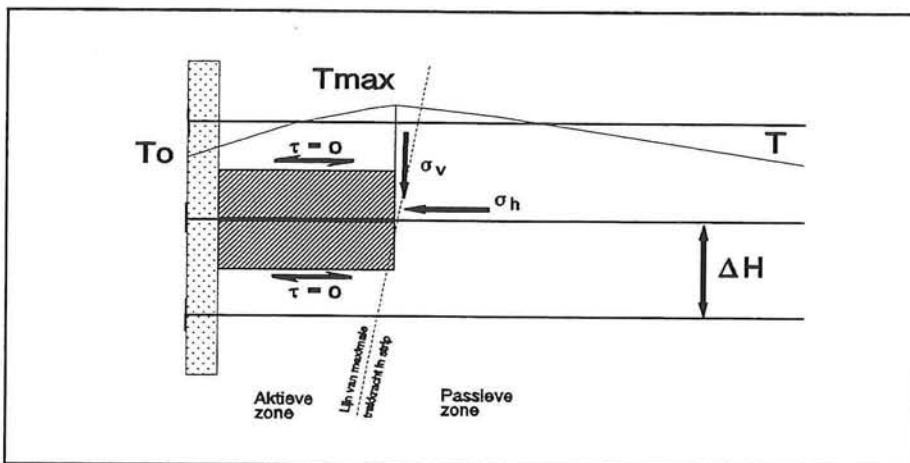
- a) Volgens de Terre Armée voorschriften levert het resulterende moment een verticale belasting van R_v met excentriciteit e . M.b.v. de methode van Meyerhof wordt een funderingsdruk bepaald die niet groter mag zijn dan de draagkracht van de grond.
- b) Doordat de grond geen trekspanningen kan opnemen, mogen deze ook niet ontstaan aan de basis van de constructie. Om dit te voorkomen wordt vaak gesteld dat de excentriciteit e niet groter mag zijn dan $L/6$.



Figuur 4.2.9 Methode van globaal evenwicht



Figuur 4.2.10 Verdeling van het massief in een actief en een passief deel



Figuur 4.2.11 Spanningen rondom een strip

4.2.5 Intern evenwicht

Na het bepalen van de afmetingen m.b.v. het externe evenwicht wordt met het interne evenwicht bepaald wat de sterkte van de verankering moet zijn. Om het interne evenwicht te controleren zijn 2 methoden beschikbaar:

- 1) Methode van het globale evenwicht
- 2) Methode van het lokale evenwicht

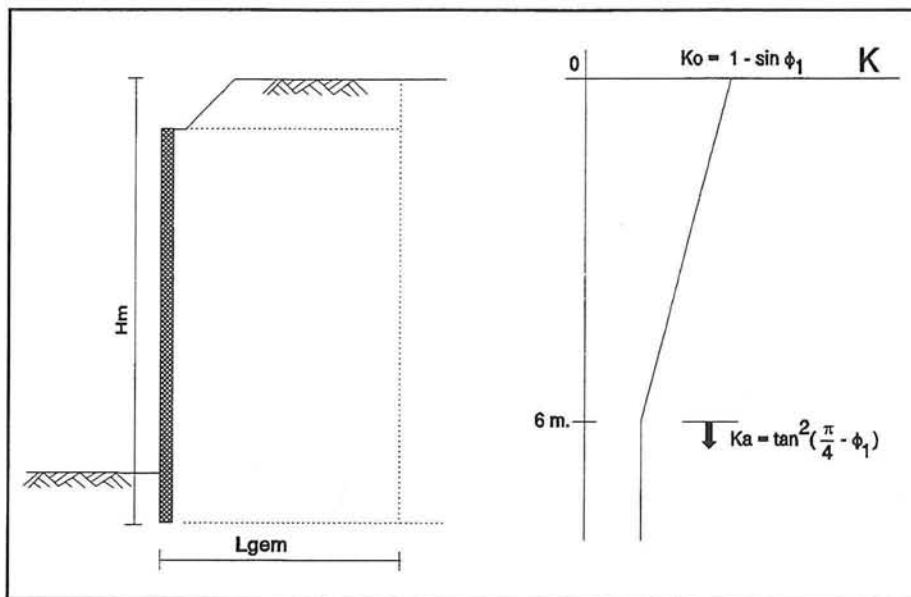
Bij de methode van het globale evenwicht wordt de stabiliteit van het massief in z'n geheel onderzocht, met rechte schuifvlakken vanaf de teen van de constructie. Deze methode komt sterk overeen met de theorieën van het grensevenwicht volgens Fellenius en Coulomb (figuur 4.2.9). Het verschil is echter dat bij een Terre Armée constructie de evenwichtmakende kracht door de strippen wordt opgenomen inplaats van een schuifkracht in de grond langs het schuifvlak. Een nadeel van deze methode is dat alleen de totale trekkracht in alle strippen bij elkaar kan worden berekend.

Omdat het voor het ontwerp van belang is om de kracht per strip te weten, is de methode van lokaal evenwicht ontwikkeld. Bij deze methode moet worden opgemerkt dat de methode is gebaseerd op de met vele Terre Armée constructies opgedane ervaring. Met deze methode wordt de stabiliteit van elke strip afzonderlijk gecontroleerd. Het massief wordt verdeeld in 2 delen zoals is weergegeven in figuur 4.2.10. Deze verdeling is vastgesteld aan de hand van eindige-elementenberekeningen en metingen aan model- en grootschalige Terre Armée constructies. De lijn geeft de plaats aan waar de strippen braken als de constructies bezweken. De Terre Armée voorschriften vermelden hierbij dat de verdeling alleen mag worden toegepast bij een verhouding van $L_{gem}/H_{mech} \geq 0.4$ [Lit. 11].

Ter hoogte van de scheidingslijn tussen het actieve en het passieve deel van het massief is de kracht in de strip (T) het grootst. Om deze kracht te kunnen berekenen en te kunnen vergelijken met de trek- en pullout-kracht van de strippen worden door de firma Terre Armée enkele aannames gedaan. Deze aannames zijn:

- * Langs de scheidingslijn van T_{max} treden geen schuifspanningen op zodat σ_v en σ_h hoofdspansingen zijn.
- * Vanwege symmetrie overwegingen treden er geen schuifspanningen op aan de randen van het gearceerde gebied van figuur 4.2.11.
- * De verdeling zoals deze in figuur 4.2.10 is weergegeven mag worden toegepast.

Om T_{max} te berekenen wordt het evenwicht beschouwd van het gearceerde gebied van figuur 4.2.11 dat begrensd wordt door de Terre Armée wand, de T_{max} -lijn en het midden tussen twee strippen.



Figuur 4.2.12 Verloop van de gronddruk coëfficiënt over de hoogte

De kracht T_{\max} zal evenwicht moeten maken met de horizontale krachten op het "grondblok" er omheen:

$$T_{\max} = \sigma_h \Delta B \Delta H. \quad (4.7)$$

waarin :

σ_h	=	horizontale spanning op grondblok
ΔB	=	horizontale stripafstand
ΔH	=	verticale stripafstand

De horizontale spanning σ_h kan worden berekend met de formule

$$\sigma_h = K \sigma_v + \Delta \sigma_h \quad (4.8)$$

waarin :

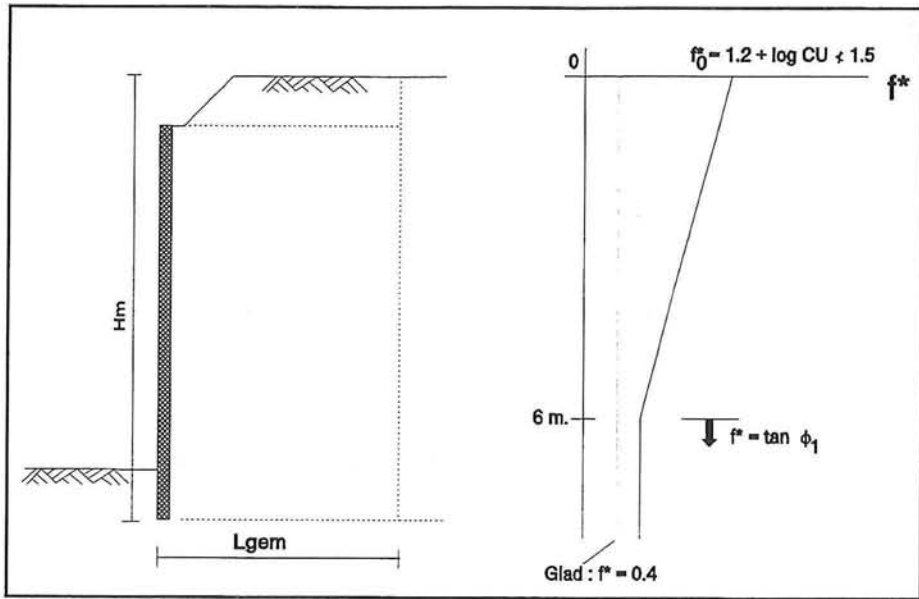
K	=	horizontale gronddrukcoëfficiënt
σ_v	=	verticale korrelspanning
$\Delta \sigma_h$	=	horizontale spanning t.g.v. rechtstreeks op de wand aangrijpende belastingen

De gronddrukcoëfficiënt volgt uit het verloop van figuur 4.2.12 dat door de firma Terre Armée is afgeleid uit metingen aan modellen en eindige-elementen berekeningen. Bovenin het massief moet met de neutrale waarde van de coëfficiënt gerekend worden terwijl onderin een actieve waarde mag worden aangehouden. De overgang van neutraal naar actief is in de voorschriften arbitrair gesteld op 6 m. vanaf de bovenkant van het massief.

σ_v wordt op het niveau van elke strip bepaald door uit de werkzame krachten boven het beschouwde niveau de resulterende krachten V_r en M_r te bepalen en deze te middelen m.b.v. de methode van Meyerhof (figuur 4.2.8).

Controle Pullout

Bij deze controle wordt gecontroleerd of de strippen niet uit het massief worden getrokken door het ontbreken van voldoende aanhechting tussen grond en strip. De trekkracht in de strip moet namelijk worden opgebouwd m.b.v. schuifspanningen tussen de grond en de strip. In het actieve gedeelte wil de grond afschuiven en werkt de schuifspanning in de richting van de wand. In de passieve zone is de schuifspanning naar het einde van de strip gericht en kan weerstand opgebouwd worden. Hierdoor mag voor de Pullout-controle slechts gerekend worden met de lengte van de strip in het passieve gebied (L_p).



Figuur 4.2.13 Verloop van de schijnbare wrijvingscoëfficiënt over de hoogte

De maximaal toelaatbare pullout-kracht per strip kan dan worden berekend met:

$$t_{pull-out} = 2B * \frac{V_r}{L_{gem}} * f^* * L_p \quad (4.9)$$

Waarin :

- B = de breedte van de strip
- V_r = de resulterende verticale kracht op het niveau van de strip
- L_{gem} = de breedte van het massief (=gemiddelde lengte van de strippen)
- f^* = schijnbare wrijvingscoëfficiënt
- L_p = Lengte van de strip in de passieve zone

Voor de controle moet nu worden voldaan aan:

$$\frac{T_f}{T_{max}} \geq 1$$

$$met: T_f = \frac{N * t_{pull-out}}{F_{slip}} \quad (4.10)$$

waarin :

- F_{slip} = 1.35 of 1.5 afhankelijk van het veiligheidsniveau.
- N = aantal strippen per wandelement

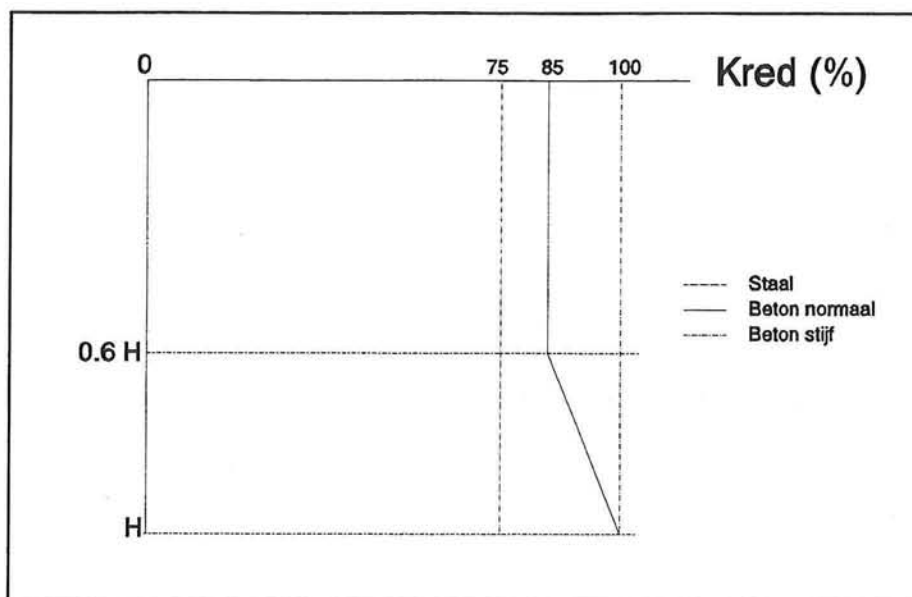
De firma Terre Armée past een wrijvingscoëfficiënt toe die met de diepte varieert, zoals in figuur 4.2.13 is weergegeven. Door de geriptheid van de strippen wordt de grond tussen deze ribbels belast en wil verticaal uitzetten (dilatatie). Deze dilatatie wordt echter verhinderd door de bovenliggende grond, zodat de grond rondom de wapeningsstrip als het ware wordt voorgespannen. Tot op de arbitraire diepte van 6 m. onder de bovenkant van het massief wordt de positieve invloed van de dilatatie meegenomen, met een minimum van 1.5 als de gradering van de grond niet bekend is. Indien de gradering wel bekend is dan wordt de schijnbare wrijvingscoëfficiënt aan de bovenkant van het massief bepaald met:

$$f_0^* = 1.2 + \log CU \leq 1.5 \quad (4.11)$$

Vanaf de arbitraire diepte van 6 m. wordt de wrijvingscoëfficiënt bepaald met $f^* = \tan \phi_1$. Voor gladde strippen wordt een f^* gebruikt van 0.4.

Controle op breken strippen

Bij deze controle wordt de grootst mogelijke trekkracht (T_{max}) vergeleken met de trekkracht die de strippen qua materiaalsterkte op zouden kunnen nemen. Deze controle wordt uitgevoerd voor de volle doorsnede en de doorsnede bij de bevestiging die kleiner



Figuur 4.2.14 Verloop van de reductie K_{red} over de hoogte

is omdat t.b.v. de bevestiging een gat in de strip aanwezig is.

Door de werking van de schuifspanning in de richting van de wand in het actieve gebied, is de trekkracht in de strip t.p.v. de bevestiging altijd kleiner of gelijk aan T_{max} . De kracht nabij de wand (T_{par}) wordt berekend door T_{max} te vermenigvuldigen met een reductiefactor K_{red} die afhankelijk is van de stijfheid van de wand en de diepteligging van de wapeningsstrip zoals is weergegeven in figuur 4.2.14. Voor het ontwerp moeten de volgende twee controles worden uitgevoerd:

* Controle volle doorsnede:

$$T_r = \frac{N * t_{nr}}{F_{tr}} \quad \frac{T_r}{T_{max}} \geq 1 \quad (4.12)$$

* Controle doorsnede nabij de bevestiging aan de wand:

$$T_{r_{par}} = \frac{N * t_{cr}}{F_{tr}} \quad \frac{T_{r_{par}}}{T_{par}} \geq 1 \quad (4.13)$$

Waarin : t_{nr}, t_{cr} = sterkten van de wapeningsstrippen van respectievelijk de volle doorsnede en bij de bevestiging aan de wandelementen.
 N = aantal strippen per wandelement.
 F_{tr} = veiligheidscoëfficiënt bij breken; afhankelijk van het veiligheidsniveau van 1.5 of 1.65.

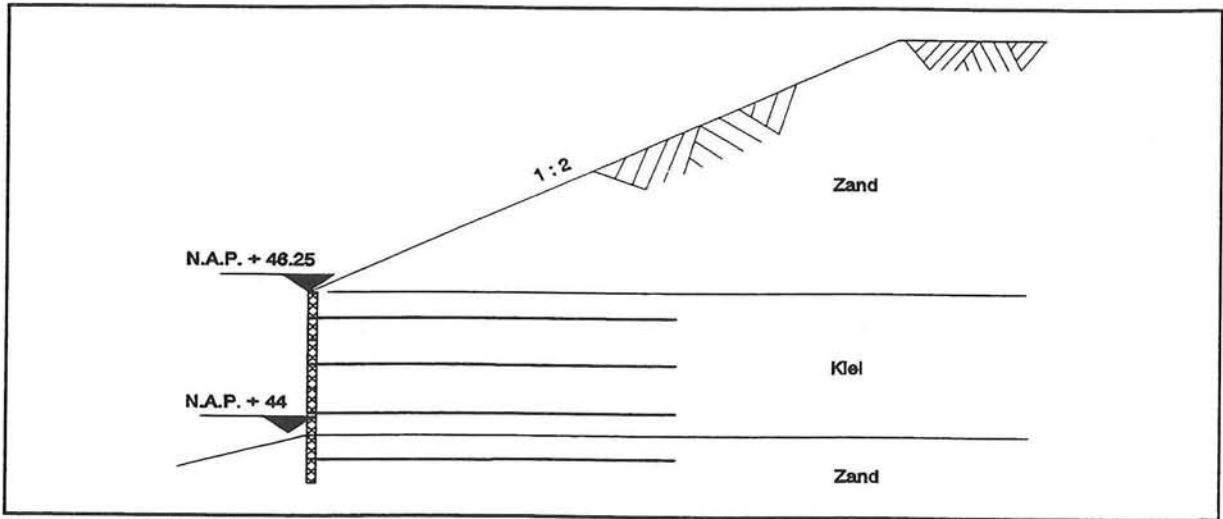
4.3 ONTWERPBEREKENING

4.3.1 Materiaal eigenschappen en schematisatie

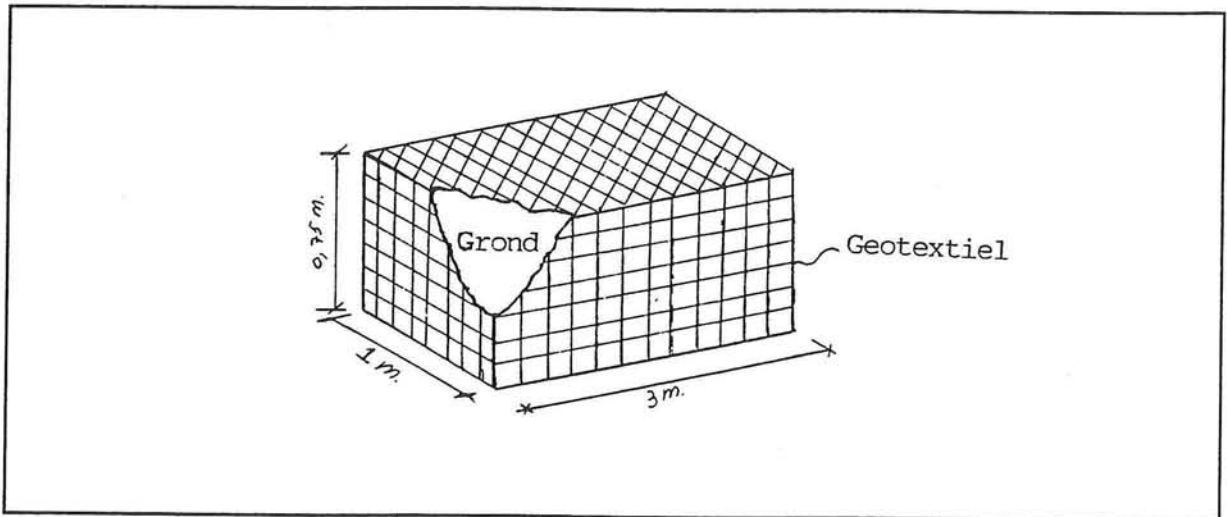
Ook bij dit ontwerp is weer uitgegaan van de grondparameters zoals deze staan vermeld in tabel 1 van NEN 6740 die opgenomen is in bijlage 2. De waarden waarmee gerekend is, staan in tabel 4.4.

GROND PARAMETERS UIT NEN 6740				
Grond soort	ϕ [°]	c [kN/m ²]	γ_{droog}	γ_{nat}
Grind	37.5	0.0	18.0	20.0
Zand	35.0	0.0	17.0	19.0
Klei	22.5	10.0	18.0	18.0
Septariën klei	24.0	12.0	18.0	18.0

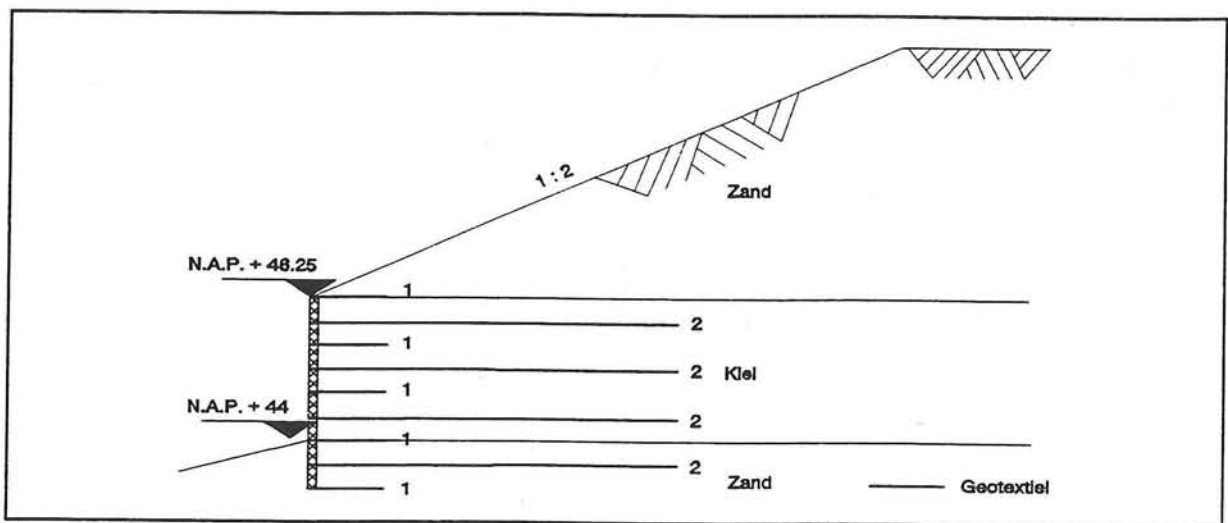
Tabel 4.4 **Grondparameters uit NEN 6740**



Figuur 4.3.1 Schematisatie van de constructie



Figuur 4.3.2 Afmetingen van de gabions



Figuur 4.3.3 Schematisatie van de gabion-constructie in MSTAB

De uiteindelijke situatie wordt geschematiseerd zoals is afgebeeld in figuur 4.3.1. De kanaalbodem wordt net als bij het damwanden alternatief in den droge gegraven en afgedicht met een asfaltlaag. De teen van de gabion-wand bevindt zich op N.A.P. + 43 m. Vanaf deze hoogte is de wand verticaal tot op een hoogte van N.A.P. + 46.25 m. Verondersteld wordt dat de situatie waarin het verbreedde kanaalgedeelte nog droog staat, maatgevend is. Alle berekeningen worden dan ook voor deze situatie berekend.

Bij de berekening wordt uitgegaan van gabions met een hoogte van 0.75 m. en 1 m. breed. De afmetingen van de gabions is weergegeven in figuur 4.3.2. De gabions worden gevuld met plaatselijke grond zodat zowel γ_{nat} als γ_{droog} op 18 kN/m^3 wordt aangenomen. De verankering geschiedt m.b.v. stalen ankers vanaf de voorkant van een gabion. Er wordt gerekend met een hoog veiligheidsniveau.

4.3.2 Extern ontwerp

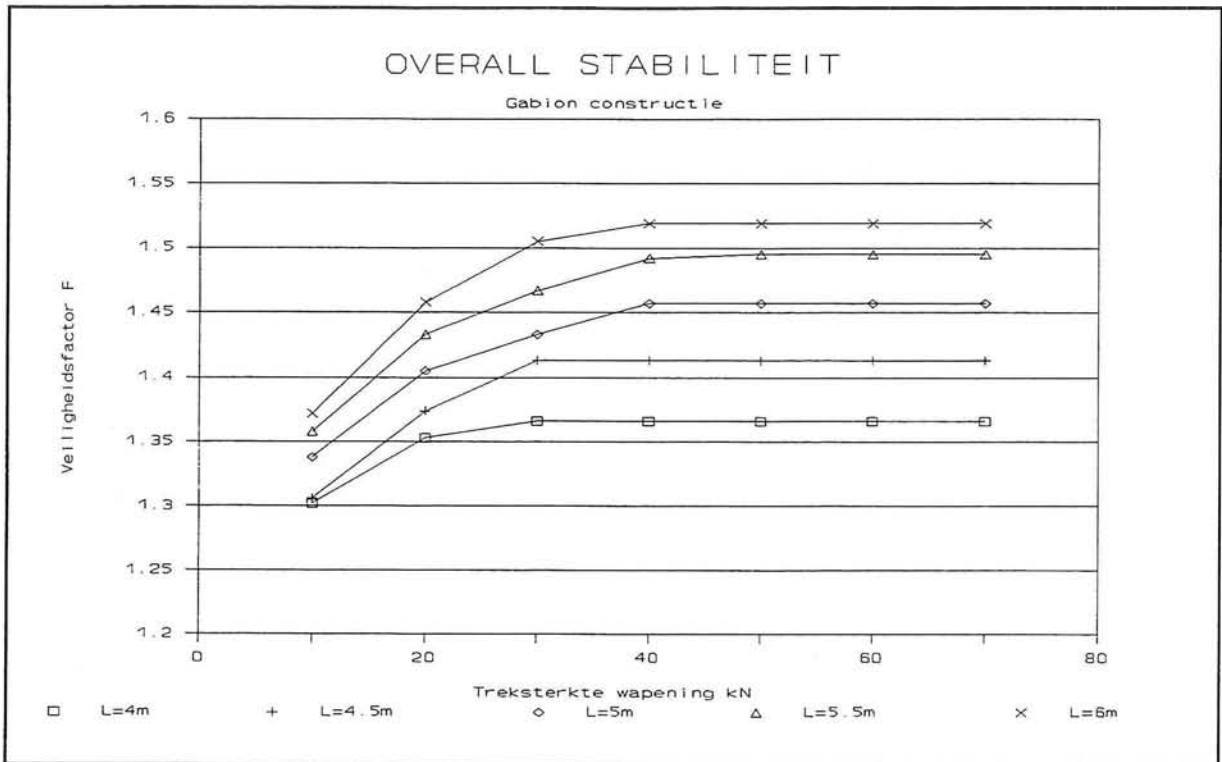
Overall stabiliteit middels glijcirkels

Begonnen is om de lengte van de verankering te bepalen m.b.v. het afschuiven via cirkelvormige glijvlakken en het computerprogramma MSTAB. De gabions werden ingevoerd d.m.v. een verticale wand met aan de boven en onderzijde een geokunststof dat de lengte had van 1 m. Ook de verankering werd geschematiseerd door een geokunststof (zie figuur 4.3.3). Door nu te variëren met de lengte en de sterkte van de geokunststoffen die de verankering voorstellen, werd een lengte van de verankering gevonden van 6 m. waarbij een overall-veiligheid van 1.5 wordt bereikt. Hierbij is de berekening uitgevoerd zonder partiële veiligheidsfactoren. In figuur 4.3.4 zijn de resultaten van de berekeningen samengevat. In deze figuur geeft het begin van de horizontale tak van elke lijn aan bij welke treksterkte van de verankering de kritische glijcirkel om het massief loopt.

De treksterkte van de verankering moet, bij een wapeningslengte van 6 m., minimaal gelijk zijn aan 30 kN/m . Dit kan worden gerealiseerd door 2 Fe 360 ankers met een vloeispanning van 240 N/mm^2 en elk een diameter ϕ van 17 mm op een onderlinge afstand van h.o.h. 1.5 m. te plaatsen.

Draagkracht van de grond

Vervolgens is voor deze constructie de draagkracht van de grond gecontroleerd volgens de norm [Lit. 5]. Met behulp van een LOTUS-programma [Lit. 11] werden de rekenwaarde van de resulterende verticale en horizontale kracht als mede het resulterende moment berekend die als invoer dienen voor de draagkracht berekening.



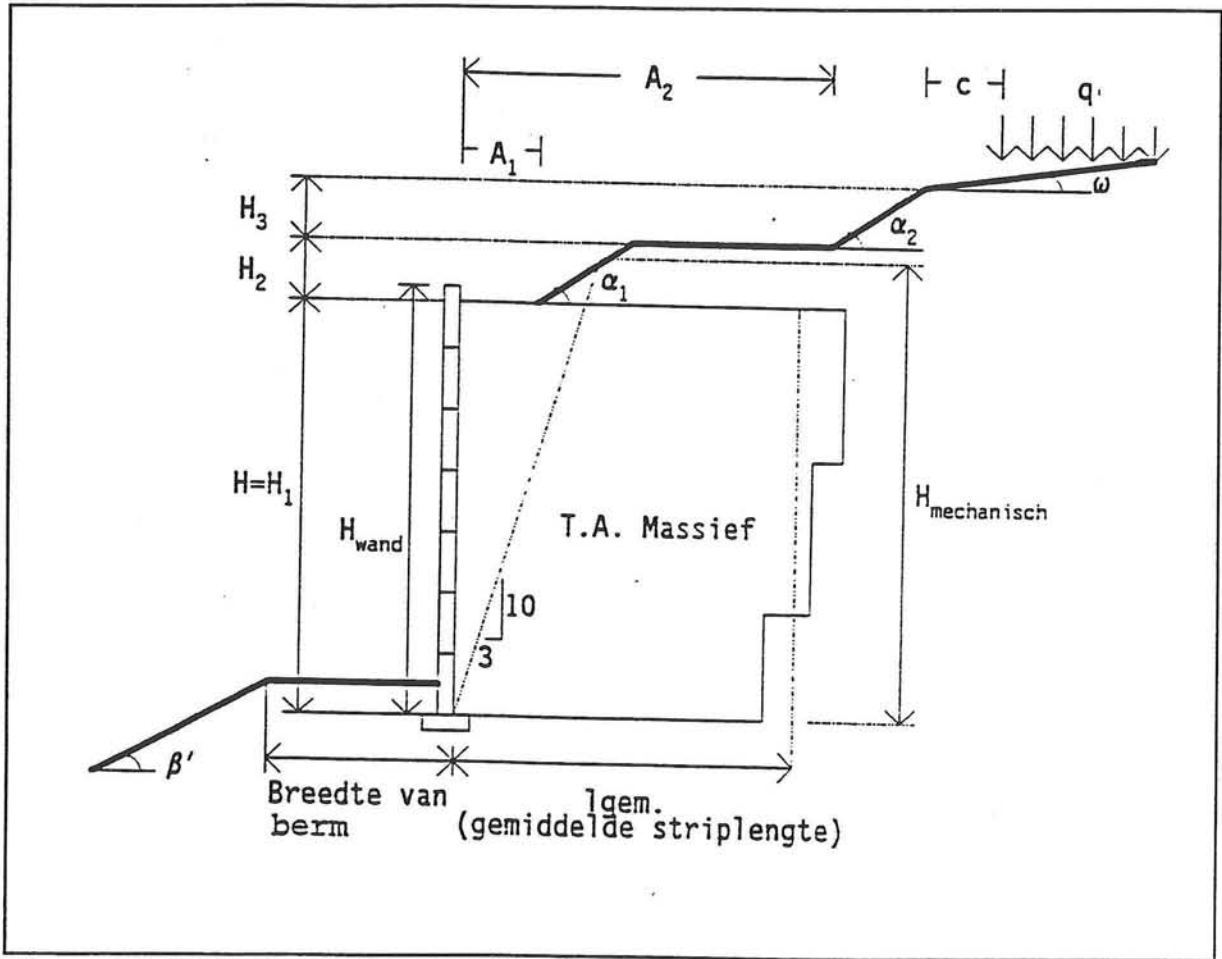
Figuur 4.3.4 Veiligheid voor afschuiven over glijcirkels m.b.t. sterkte verankering

Voor gedraineerd gedrag van de grond moet de maximaal toelaatbare verticale kracht $F_{r,v;d}$ worden bepaald met [Lit. 5]:

$$F_{r,v;d} = A_{ef} \cdot (c_{e;d} N_c s_c i_c \lambda_c + \sigma'_{v;z;o;d} N_q s_q i_q \lambda_q + 0.5 \gamma_{e;d} B_{ef} N_\gamma s_\gamma i_\gamma \lambda_\gamma) \quad (4.14)$$

waarin:

- $F_{r,v;d}$ de rekenwaarde is van de draagkracht loodrecht op het funderingsoppervlak [kN]
- B_{ef} de breedte is van het effectieve funderingsoppervlak, bepaald volgens 5.2.1 van NEN 6744 [m]
- A_{ef} het effectieve funderingsoppervlak is, bepaald volgens 5.2.1 van NEN 6744 [m²]
- $c'_{e;d}$ de rekenwaarde is van de cohesie, bepaald volgens 5.2.4.3 van NEN 6744 in [kN/m²]
- $\gamma_{e;d}$ de rekenwaarde is van het effectieve volumieke gewicht van de grond onder het aanleg niveau, bepaald volgens 5.2.4.3 van NEN 6744 [kN/m³]
- $\sigma'_{v;z;o;d}$ de rekenwaarde is van de oorspronkelijke verticale korrelspanning op het aanlegniveau, bepaald volgens 5.2.2.3 van NEN 6744 [kN/m²]
- N_c een factor is voor de invloed van de cohesie, bepaald volgens 5.2.3.3 van NEN 6744
- N_q een factor is voor de invloed van de gronddekking, bepaald volgens 5.2.3.3 van NEN 6744
- N_γ een factor is voor de invloed van het effectieve volumieke gewicht van de grond onder het funderingsoppervlak, bepaald volgens 5.2.3.3 van NEN 6744
- s_c een vormfactor is voor de invloed van de cohesie, bepaald volgens 5.2.3.3 van NEN 6744
- s_q een vormfactor is voor de invloed van de gronddekking, bepaald volgens 5.2.3.3 van NEN 6744
- s_γ een vormfactor is voor de invloed van het effectieve volumieke gewicht van de grond onder het funderingsoppervlak, bepaald volgens 5.2.3.3 van NEN 6744
- i_c een reductiefactor voor de helling van de belasting is op de invloed van de cohesie, bepaald volgens 5.2.3.4 van NEN 6744
- i_q een reductiefactor voor de helling van de belasting is op de invloed van de gronddekking, bepaald volgens 5.2.3.4 van NEN 6744
- i_γ een reductiefactor voor de helling van de belasting is op de invloed van het effectieve volumieke gewicht van de grond onder het funderingsoppervlak, bepaald volgens 5.2.3.4 van NEN 6744
- λ_c een correctiefactor voor de maaiveldhelling is voor de invloed van de cohesie, bepaald volgens 5.2.5.2 van NEN 6744
- λ_q een correctiefactor voor de maaiveldhelling is voor de invloed van de gronddekking, bepaald volgens 5.2.5.2 van NEN 6744
- λ_γ een correctiefactor voor de maaiveldhelling is voor de invloed van het effectieve volumieke gewicht van de grond onder het funderingsoppervlak, bepaald volgens 5.2.5.2 van NEN 6744



Figuur 4.3.5 Plaats van de verschillende parameters

De invoer voor het LOTUS-programma is geschematiseerd zoals is weergegeven in figuur 4.3.5. De bijbehorende parameters zijn vermeld in tabel 4.5.

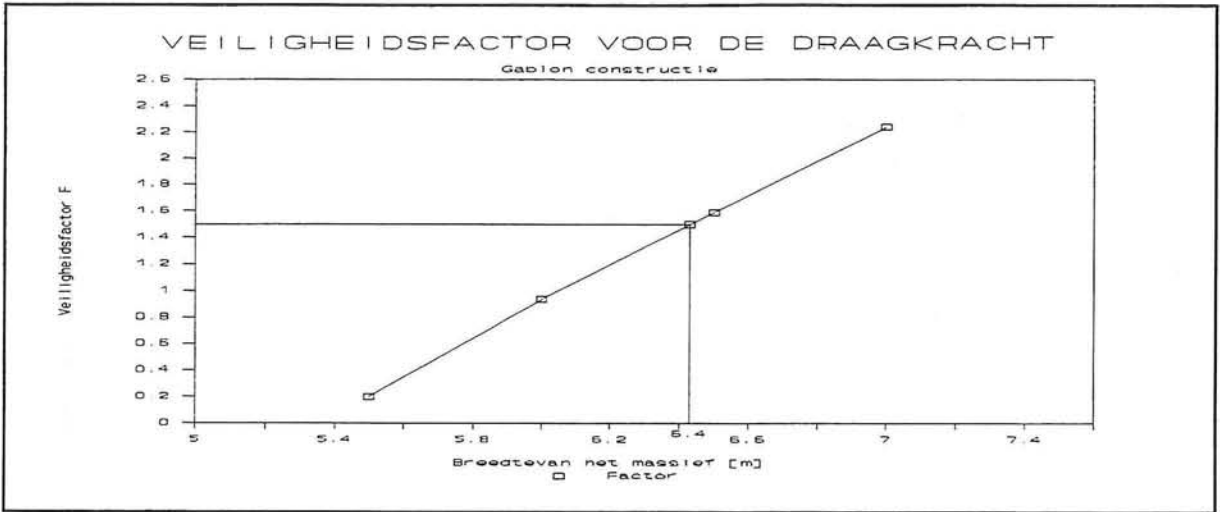
PARAMETERS VOOR DE BEREKENING ALS TERRE ARMÉE WAND		
Kenmerk	Naam	Waarde
Hoogtes [m]	H_1	3
	H_2	4
	H_3	4
	$H_{mech.}$	3.5
Lengtes [m]	$l_{gem.}$	6
	A_1	0
	A_2	9.8
	C	0
Hoeken [°]	α_1	26
	α_2	26
	β'	24
	ω	0
Belastingen [kN/m ²]	q	0

Tabel 4.5 Parameters voor de berekening als Terre Armée wand

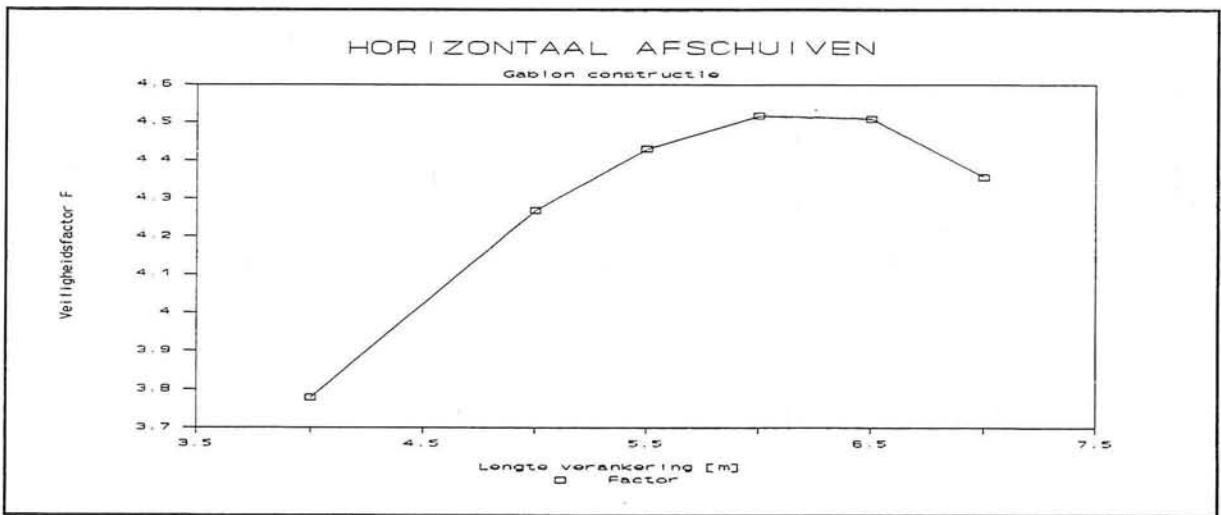
Voor de grond werden de volgende parameters ingevoerd:

GRONDPARAMETERS VOOR DE TERE ARMÉE BEREKENING				
	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{droog} [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]
massief	18	18	27	10
boven massief	17	19	35	0
achter massief	18	18	27	10
ondergrond	17	19	35	0

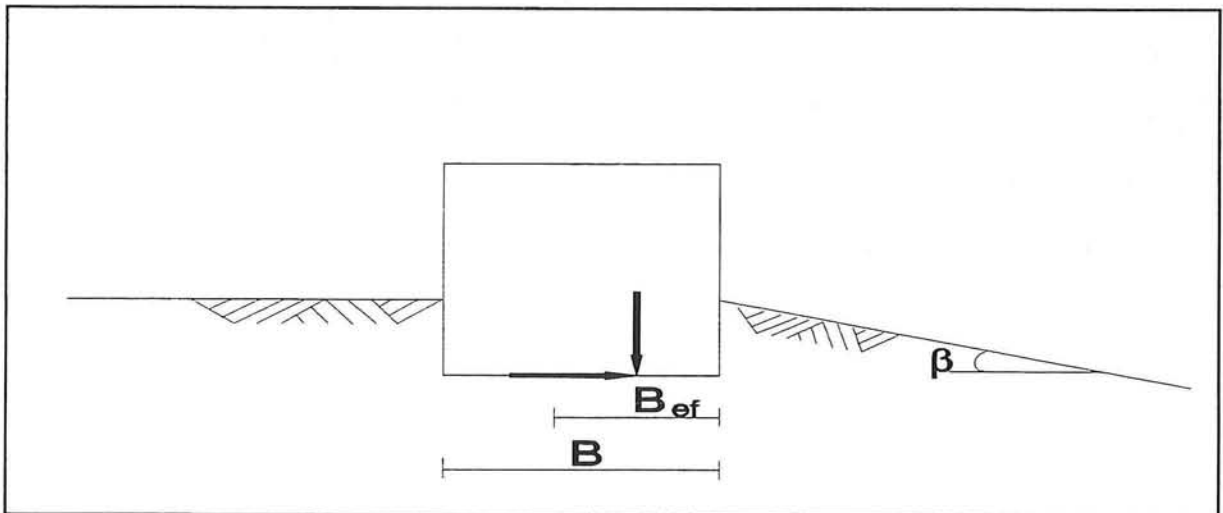
Tabel 4.6 Grondparameters voor de Terre Armée berekening



Figuur 4.3.6 Veiligheid t.o.v. draagkracht



Figuur 4.3.7 Veiligheid tegen horizontaal afschuiven



Figuur 4.3.8 Positie van B_{ef} van het funderingsoppervlak

Door nu $l_{gem.}$ te variëren en bij deze lengten de veiligheid te bepalen uit

$$F = \frac{F_{V_{lotus}}}{F_{r,v;d}} \quad (4.15)$$

met: $F_{V_{lotus}}$ = Maximale verticale kracht berekend met het LOTUS-programma
 $F_{r,v;d}$ = Maximaal toelaatbare verticale kracht volgens NEN 6744

is de benodigde wapeningslengte bepaald.

Worden de berekende veiligheden in een grafiek uitgezet tegen de bijbehorende $l_{gem.}$ dan wordt figuur 4.3.6. verkregen. Hieruit valt af te leiden dat voor een veiligheid van 1.5 een $l_{gem.}$ van 6.5 m. noodzakelijk is. Een uitdraai van de berekening met LOTUS is opgenomen in bijlage 9 van dit rapport.

Afschuiven aan basis

Het LOTUS-programma berekent tevens de veiligheid tegen afschuiven zoals staat vermeld in paragraaf 4.2.4 bij "afschuiven over de basis". De resultaten zijn grafisch weergegeven in figuur 4.3.7. Uit deze figuur valt af te leiden dat bij een gemiddelde verankeringslengte van 6.5 m. voldoende veiligheid aanwezig is tegen afschuiven aan de basis.

Rotatie rond de teen

Uit de berekening met het LOTUS-programma van bijlage 9 is te berekenen dat de effectieve breedte (B_{ef}) gelijk is aan 1.22 m. Deze afstand bevindt zich aan de rand van de fundering (zie figuur 4.3.8 [Lit. 5]) en is zo klein t.o.v. de totale lengte van het massief, dat de controle op draagkracht direct als controle van rotatie om de teen kan worden beschouwd. Daar de maximaal toelaatbare kracht 1.5 maal groter is dan de optredende kracht, mag worden geconcludeerd dat ook aan dit criterium wordt voldaan.

4.3.3 Intern ontwerp

Controle Pullout

Nu de afmetingen van het massief bekend zijn, kan gecontroleerd worden of ook het interne evenwicht voldoet. Als eerste wordt de veiligheid tegen slippen van de verankering bepaald. Gerekend wordt met het hoge veiligheidsniveau. In de vorige paragraaf is bij de controle tegen afschuiven over cirkelvormige schuifvlakken bepaald dat Fe 360 ankers met een diameter van 17 mm. en een h.o.h. afstand van 1.5 m. moeten worden gebruikt. Om dit in het LOTUS programma in te voeren moet dit omgerekend worden naar een platte strip met eenzelfde oppervlak als de wapeningsstaaf. Hiervoor is een strip gekozen van 45 mm. breed en 5 mm. dik. Hieronder staan de resultaten vermeld van de onderste strip die maatgevend bleek te zijn.

Voor T_{max} wordt een waarde gevonden van 62.13 kN bij een wandpaneel van staal, een paneel-breedte van 3 m. met 2 strippen.

De maximaal toelaatbare pullout-kracht per strip die berekend werd voor de twee Fe 360 ankers is:

$$\begin{aligned}
 t_{pull-out} &= 2B * \frac{V_r}{L_{gem}} * f^* * L_p \\
 &= 2 * 0.045 * \frac{730.64}{6.50} * 0.974 * 6.31 \\
 &= 62.15 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{4.16}$$

- Waarin :
- B = de breedte van de strip
 - V_r = de resulterende verticale kracht op het niveau van de strip
 - L_{gem} = de breedte van het massief (=gemiddelde lengte van de strippen)
 - f^* = schijnbare wrijvingscoëfficiënt met een f_0^* van 1.5
 - L_p = Lengte van de strip in de passieve zone

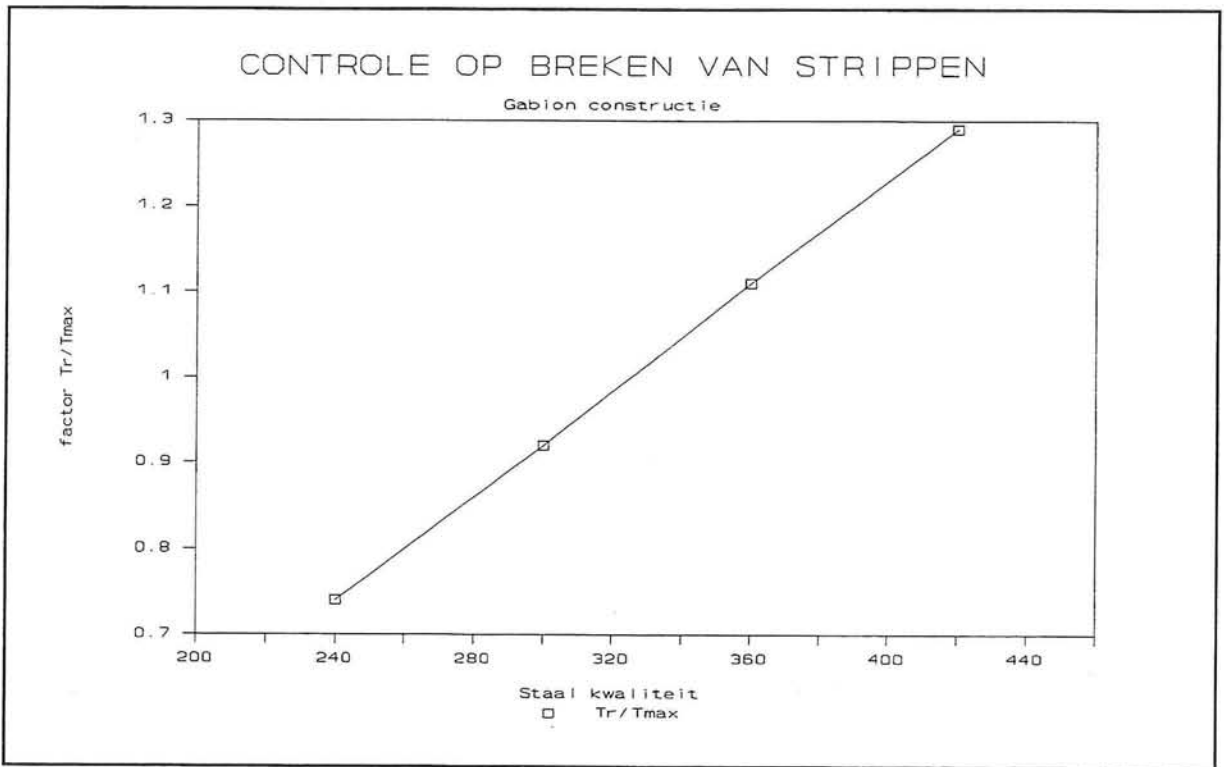
Voor de controle moet nu worden voldaan aan:

$$\begin{aligned}
 T_f &= \frac{N * t_{pull-out}}{F_{slip}} \\
 &= \frac{2 * 62.15}{1.50} \\
 &= 82.867
 \end{aligned}
 \tag{4.17}$$

$$\frac{T_f}{T_{max}} = \frac{82.867}{62.13} = 1.33 > 1$$

- waarin :
- F_{slip} = veiligheidsfactor voor een hoog veiligheidsniveau.
 - N = aantal strippen per wandelement

De Fe 360 ankers voldoen uitstekend.



Figuur 4.3.9 Controlefactor Tr/T_m voor het breken van de stripen met volle breedte

Controle op breken strippen

Als laatst moet de controle tegen breken worden uitgevoerd.

Deze controle wordt bij de gabion-constructie alleen uitgevoerd voor de volle doorsnede. De controle van de doorsnede bij de bevestiging wordt achterwege gelaten omdat de ankers aan de voorkant van de gabions m.b.v. een ankerplaat worden verankert. De doorsnede blijft zodoende over de totale lengte van de verankering gelijk, waardoor een extra controle van de bevestiging aan de wand overbodig wordt.

Voor het ontwerp moet de volgende controle worden uitgevoerd:

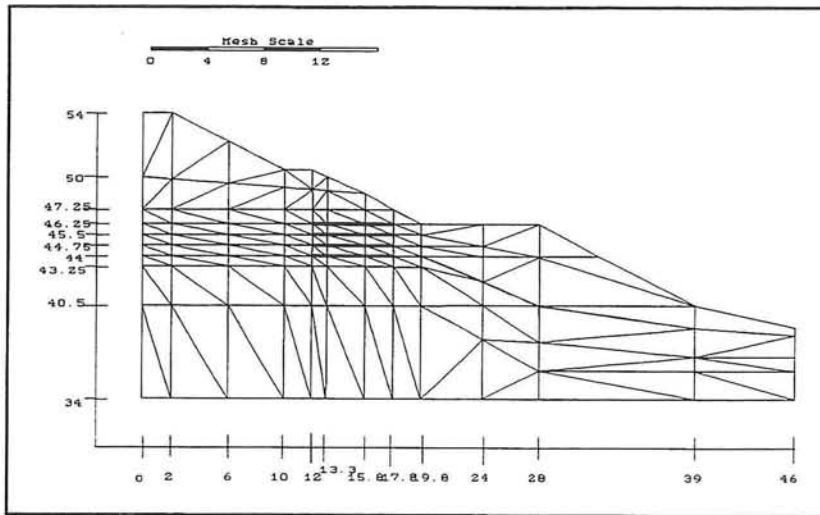
* Controle volle doorsnede:

$$T_r = \frac{N * t_{nr}}{F_{tr}} \quad \frac{T_r}{T_{max}} \geq 1 \quad (4.18)$$

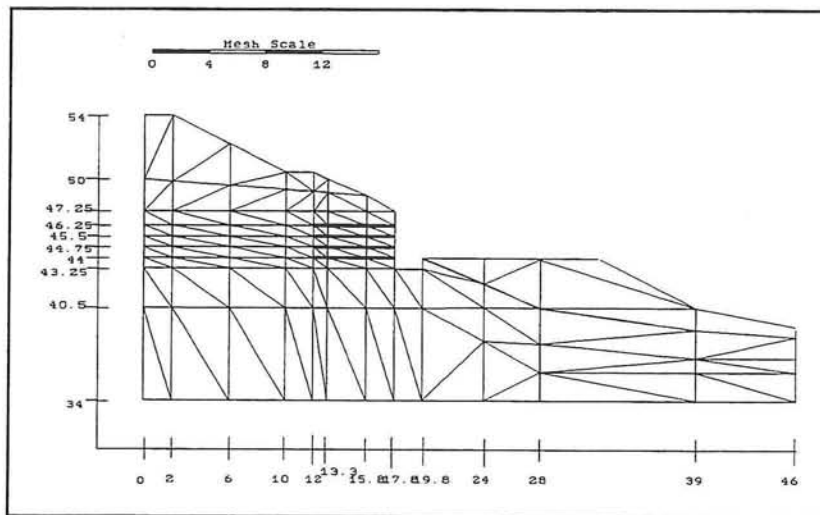
Waarin : t_{nr} = treksterkte van de wapeningsstrippen van de volle doorsnede.
 N = aantal strippen per wandelement; 2
 F_{tr} = veiligheidscoëfficiënt voor breken; 1.65.

Door de staalkwaliteit te variëren werd de grafiek van figuur 4.3.9.

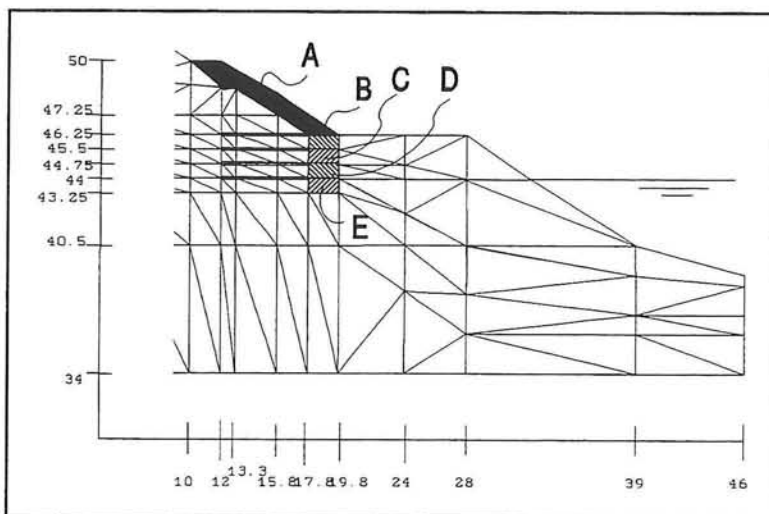
Ook hier is de onderste strip maatgevend. De factor T_r/T_{max} voor de Fe 360 ankers bedraagt 1.11. Ook hier wordt dus voldaan aan de eisen.



Figuur 5.2.1 Mesh en schematisatie voor de berekening met PLAXIS



Figuur 5.2.2 Meest kritieke situatie in de berekening met PLAXIS



Figuur 5.2.3 Te ontgraven delen grond

5 GABION CONSTRUCTIE IN PLAXIS

5.1 INLEIDING

In het voorgaande hoofdstuk is m.b.v. de Terre Armée voorschriften een gabion-constructie ontworpen. In feiten is alleen de verankering van de gabions ontworpen. De gabions zelf, die de uiteindelijke wand moeten vormen zijn zelf nog niet ontworpen. In dit hoofdstuk worden de aangenomen afmetingen van de gabions gecontroleerd m.b.v. een berekening in PLAXIS. Ook de sterkte van de verankering, het geo-kunststof van de gabion en de veiligheid ten tijde van de uitvoering van het project zullen worden gecontroleerd.

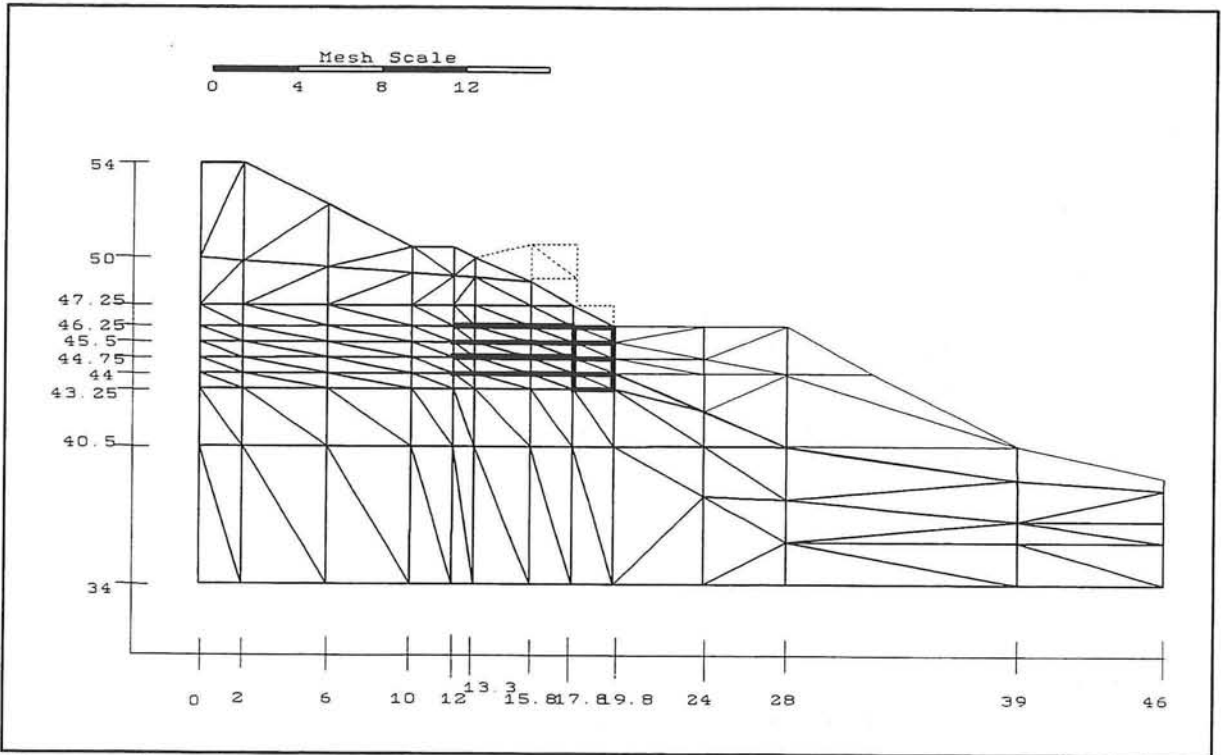
5.2 GEVOLGDE BOUWMETHODE

Om aan deze constructie met PLAXIS te kunnen rekenen, is de bestaande geometrie geschematiseerd zoals is weergegeven in figuur 5.2.1.

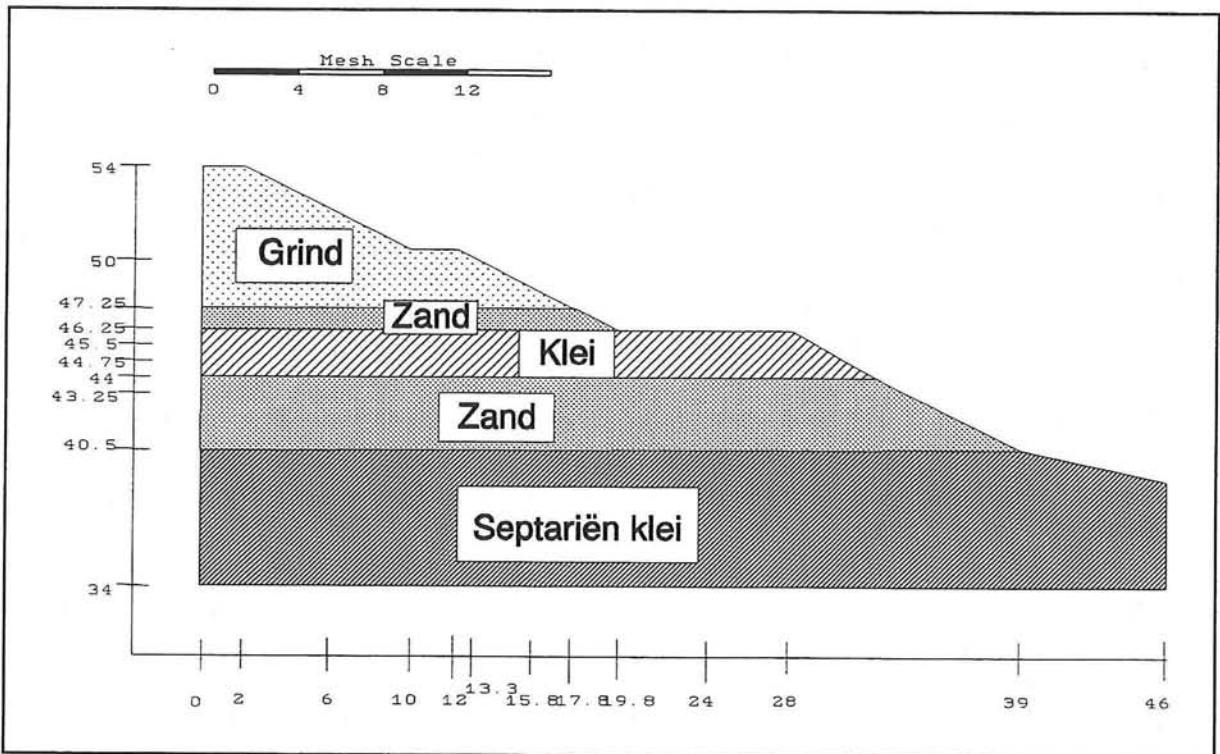
Om de gabion-constructie te kunnen plaatsen zal de grond die nu op de plaats van de constructie aanwezig is weggegraven moeten worden. De gabions moeten namelijk van onderaf op elkaar gestapeld worden. De meest kritieke situatie in het bouwproces ontstaat op het moment dat de plaats van de onderste gabion ontgraven wordt en een verticale wand van 4.25 m. aanwezig is (zie figuur 5.2.2). Uit een stabiliteit controle volgens de methode van Bishop met het computer programma MSTAB bleek dat de veiligheidsfactor F kleiner was dan 1. Om de veiligheid in dit stadium van de bouw te vergroten wordt de grond tussen N.A.P. + 46.25 m. en N.A.P. + 50 m. in horizontale richting 2 m. weggegraven. Tegelijkertijd wordt "Soil nailing" [Lit.15] toegepast. Dit houdt in dat zodra de diepte is bereikt waarop in de uiteindelijke situatie een ankerstaaf moet komen, dit anker in de grond wordt aangebracht. Hierdoor ontstaat een gewapende grond constructie waardoor de steile wand wel gerealiseerd kan worden. Met deze voorzorg maatregelen kan de constructie op de volgende manier gebouwd worden.

Allereerst moet de bouwplaats, net als bij de damwand-constructie van hoofdstuk 2 en 3, waterdicht worden afgesloten met behulp van een damwand. Dit is mogelijk op de manier zoals dit staat beschreven in paragraaf 2.4 en 2.7 en zal hier niet verder uitgewerkt worden.

Al vorens met het ontgraven van de grond op de plaats waar de gabions moeten komen (gebied B t/m E in figuur 5.2.3), te beginnen, wordt de grond tussen N.A.P. + 46.25 m. en N.A.P. + 50 m. (gebied A) in horizontale richting 2 m. weggegraven. Na het plaatsen van de eerste verankering kan gebied B ontgraven worden. Na het plaatsen van het tweede anker kan gebied C ontgraven worden. Vervolgens kan de derde verankering geplaatst worden waarna het water in de bouwplaats weggepompt moet worden. Op het moment dat het water weg is, kan gebied D ontgraven worden en de vierde verankering geplaatst. Hierna kan gebied E ontgraven worden en gelijk gevuld met de eerste gabion. De gabions worden om enig extra gewicht en stevigheid te krijgen gevuld met grind. De overige 3 gabions kunnen vervolgens op de eerste gabion gestapeld en aan de verankering



Figuur 5.3.1 Mesh opbouw



Figuur 5.3.2 Grond opbouw

verankerd worden.

Als de wand staat kan het kanaalprofiel verder ontgraven en waterdicht afgesloten worden met een asfalt laag. Na het verhogen van de waterstand en het terugbrengen van de grond van gebied A kan de uitvoeringsdamwand getrokken worden en de kanaalbodem gecontroleerd worden op eventuele lekkage.

Tijdens de bouw mag de verbindingsweg tussen Geulen aan de Maas en Meers niet gebruikt worden.

Ter plaatse van de brugfundering is voor de gabions geen plaats doordat de kanaal bodem tot aan deze fundering strekt. Op deze plaats kan gebruik gemaakt worden van de damwand-constructie uit hoofdstuk 2.

Ook nu zal weer met eventuele zettingsvloeiing rekening gehouden moeten worden. Aanbevolen wordt dan ook om de werkzaamheden zoveel mogelijk in een periode te doen, waarin geen regen verwacht wordt.

5.3 INVOER VOOR PLAXIS

5.3.1 Mesh opbouw

Begonnen werd met een mesh opbouw die correspondeerde met een gabionbreedte van 1 m. Tijdens de berekeningen met dit mesh bleek dat de gabions niet sterk genoeg waren en in elkaar gedrukt werden. Daarom is een mesh gegenereerd waarin de gabions een afmeting van 2 m. breed en 0.75 m. hoog konden krijgen. Dit mesh wordt in figuur 5.3.1. weergegeven door de dunne getrokken lijnen. De gestippelde lijnen zijn elementen die voor de berekening uitgezet worden. De dikke lijnen geven de geokunststoffen weer die de verankeringen en de gabions vormen. In de figuur is te zien dat de verankeringen aan de bovenkant van een gabion worden geplaatst. In alle voorgaande berekeningen is er van uit gegaan dat de verankering in het midden van een gabion zit. Doordat de ankers nu hoger liggen, zal de spanning rond om de ankers lager zijn en wordt de veiligheid tegen slippen kleiner. Ook de diepe glijcirkel wordt door de hogere positie van de ankers minder naar buiten "gedreven" zodat ook op dit punt de veiligheid iets zal afnemen. Omdat deze 2 bezwijk mechanismen geen van beide maatgevend waren voor de afmetingen en de sterkte van de constructie, zal dit waarschijnlijk niet tot problemen leiden.

5.3.2 Grond opbouw

Op nieuw is uitgegaan van volledig gedraineerde grond en het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb. De grond opbouw zoals deze in de berekening is gebruikt is weergegeven in figuur 5.3.2. In tabel 5.1 zijn de waarden voor de verschillende parameters van de grond samengevat.

一
二
三
四
五
六
七
八
九
十
十一
十二
十三
十四
十五
十六
十七
十八
十九
二十
二十一
二十二
二十三
二十四
二十五
二十六
二十七
二十八
二十九
三十
三十一
三十二
三十三
三十四
三十五
三十六
三十七
三十八
三十九
四十
四十一
四十二
四十三
四十四
四十五
四十六
四十七
四十八
四十九
五十
五十一
五十二
五十三
五十四
五十五
五十六
五十七
五十八
五十九
六十
六十一
六十二
六十三
六十四
六十五
六十六
六十七
六十八
六十九
七十
七十一
七十二
七十三
七十四
七十五
七十六
七十七
七十八
七十九
八十
八十一
八十二
八十三
八十四
八十五
八十六
八十七
八十八
八十九
九十
九十一
九十二
九十三
九十四
九十五
九十六
九十七
九十八
九十九
一百

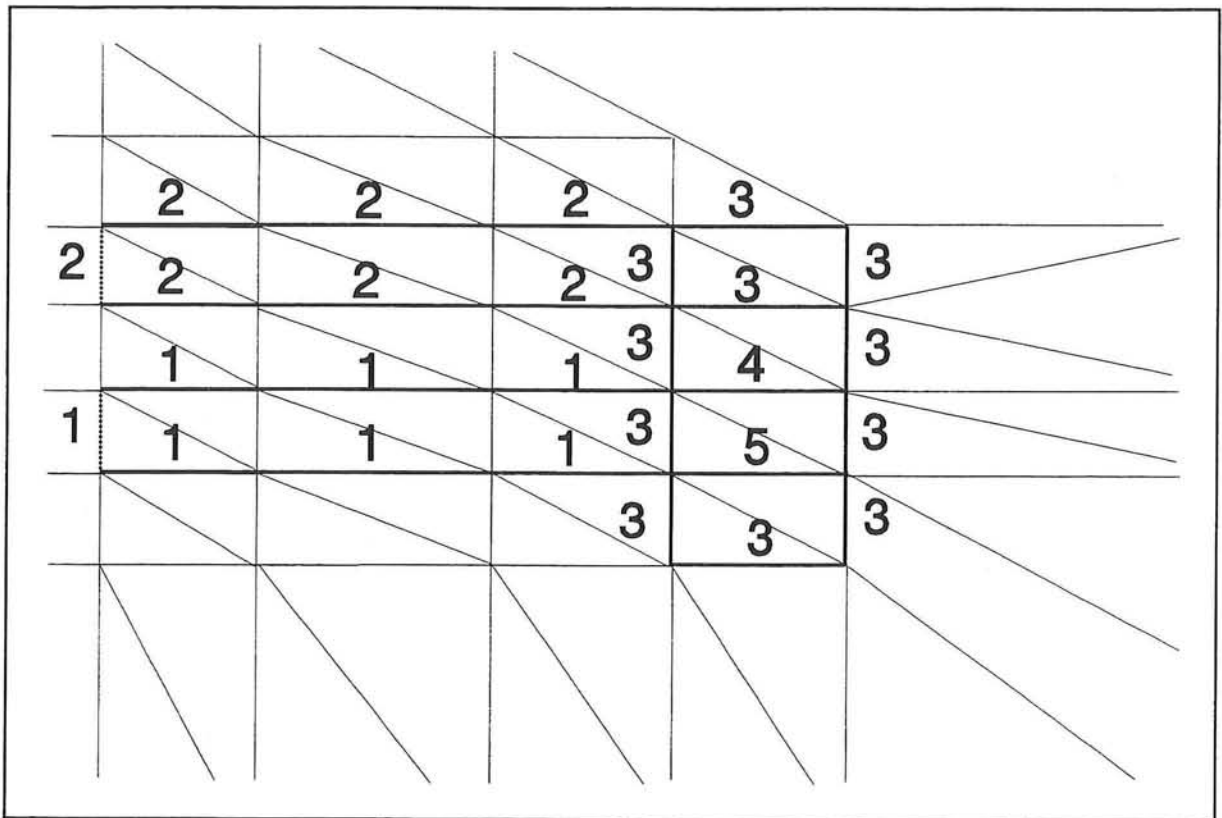
GRONDGEGEVENS DE REËLE LAGEN VOOR PLAXIS									
Grond soort	Top v.d. laag	γ_d	γ_n	c	ϕ	ν	E	G	R
Grind	54.00	18	20	0	37.5	0.3	50000	19230	1
Zand	47.25	17	19	0	35.0	0.3	25000	9600	1
Klei	46.25	18	18	10	22.5	0.35	5000	1850	1
Zand	44.00	17	19	0	35.0	0.3	25000	9600	1
Septariën	40.50	18	18	12	24.0	0.35	10000	3700	1

Tabel 5.1 Grondgegevens voor de reële lagen van de berekening met PLAXIS

De waterstand in het kanaal is N.A.P. + 44 m. en de grondwaterstand is N.A.P. + 36 m. Hierdoor is het noodzakelijk om de waterstand per grondlaag op te geven. In totaal zijn er 10 grondlagen gedefinieerd. Hiervan zijn er 5 (laag 1 t/m 5) die de reële grondlagen van figuur 5.3.2 aangeven.

Ook voor de interface-elementen die het gedrag op de schijdingslijn tussen grond en geokunststof beschrijven zijn 3 lagen (laag 6 t/m 8) nodig. Laag 8 stelt tevens het grind waarmee de gabions gevuld worden. De gabions kunnen een verticale wand vormen. Dit betekent dat ze of een hele hoge hoek van inwendige wrijving bezitten of een grote cohesie. In de berekening is dit meegenomen door het grind van laag 8 soort schijn parameters mee te geven. Hierdoor werd de cohesie van de gabions 4 kN/m^2 de hoek van inwendige wrijving $\phi = 42^\circ$ en de Glijdingsmodulus $G = 30000 \text{ kN/m}^2$.

De laatste 2 lagen (laag 9 en 10) worden gebruikt om in de uiteindelijke gebruikstoestand de juiste waterstand in het kanaal te krijgen. In tabel 5.2 zijn de 10 lagen nog eens overzichtelijk onder elkaar gezet.



Figuur 5.3.3 Positie van de verschillende strengen geotextiel

GRONDGEGEVENS VAN ALLE LAGEN				
Laag	Grond soort	Waterstand t.o.v. N.A.P.	Water doorlatendheid	R
1	Septariën klei	36.00	1	1.0
2	Zand	36.00	1	1.0
3	Klei	36.00	1	1.0
4	Zand	36.00	1	1.0
5	Grind	36.00	1	1.0
6	Zand	36.00	1	0.9
7	Klei	36.00	1	0.9
8	Grind*	36.00	1	0.9
9	Zand	44.00	0	0.9
10	Septariën klei	44.00	0	0.9

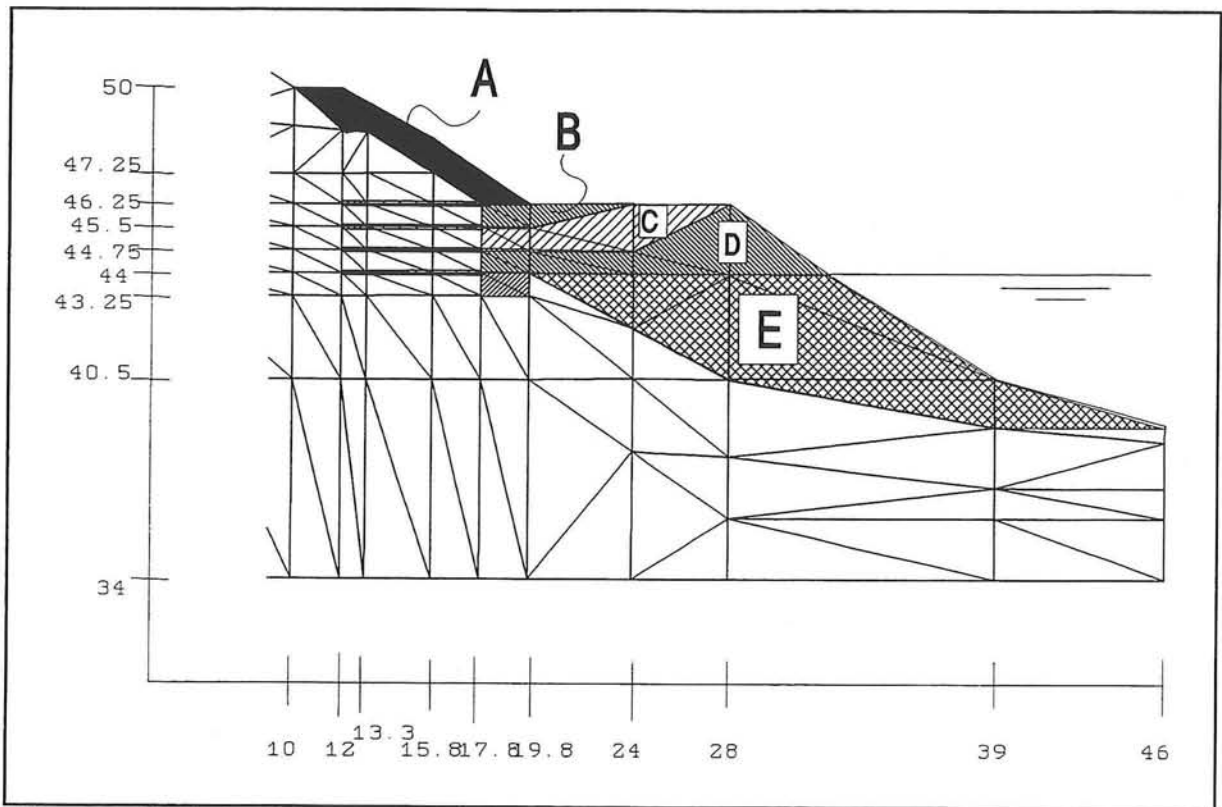
Tabel 5.2 Grondgegevens voor alle lagen in de PLAXIS berekening

5.3.3 Geo-kunststoffen

De geo-kunststoffen die in PLAXIS ingevoerd kunnen worden, bezitten net als echte geo-kunststoffen alleen maar een rekstijfheid en een maximale treksterkte, ze kunnen geen drukkracht opnemen. Om het maximaal aantal geo-kunststof-strengen in plaxis niet te overschrijden zijn de strengen ingevoerd zoals is weergegeven in figuur 5.3.3. Elementen met hetzelfde nummer behoren tot dezelfde streng. De strengen 1 en 2 vormen de 4 verankeringen. De geo-kunststof-elementen die in de figuur gestippeld zijn weergegeven worden in de hele berekening uit gelaten en leveren zodoende geen bijdrage aan de krachtsafdracht. De strengen 3,4 en 5 vormen de omtrekken van de gabions. Voor de textielen die de gabion vormen zijn de volgende waarden gebruikt:

$$\text{veerstijfheid } EA/l = 36.2 \text{ kN/m/m}'_{\text{wand}}$$

Ook de verankering is als een geo-kunststof ingevoerd. Omdat PLAXIS per m' rekent en de h.o.h. afstand van de verankering 1.5 m. bedraagt, moeten de parameters voor deze geo-kunststoffen worden vermenigvuldigt met een factor 2/3.



Figuur 5.4.1 Te ontgraven delen in de berekening van PLAXIS

Zo wordt de veerstijfheid van deze kunststoffen

$$\frac{EA^*}{l} = \frac{226 * 2.1 * 10^5}{5.5 * 10^3} * \frac{2}{3} = 5700 \text{ kN} \quad (5.1)$$

en de Vloeikracht

$$F_t^* = A * \sigma_t * \frac{2}{3} = 226 * 240 * \frac{2}{3} = 36 \text{ kN} \quad (5.2)$$

5.3.4 Beginspanningen

De beginspanningen worden verkregen door de "gravity loading" procedure. Hierbij wordt in de eerste berekeningsstap de zwaartekracht langzaam op het grondmassief geplaatst en op die manier de beginspanningen berekend. Bij de volgende berekeningsstap moeten de bij deze "nul-stap" berekende verplaatsingen op nul gezet worden om de juiste verplaatsingen te berekenen.

5.4 BEREKENDE STAPPEN MET HET PROGRAMMA PLAXIS

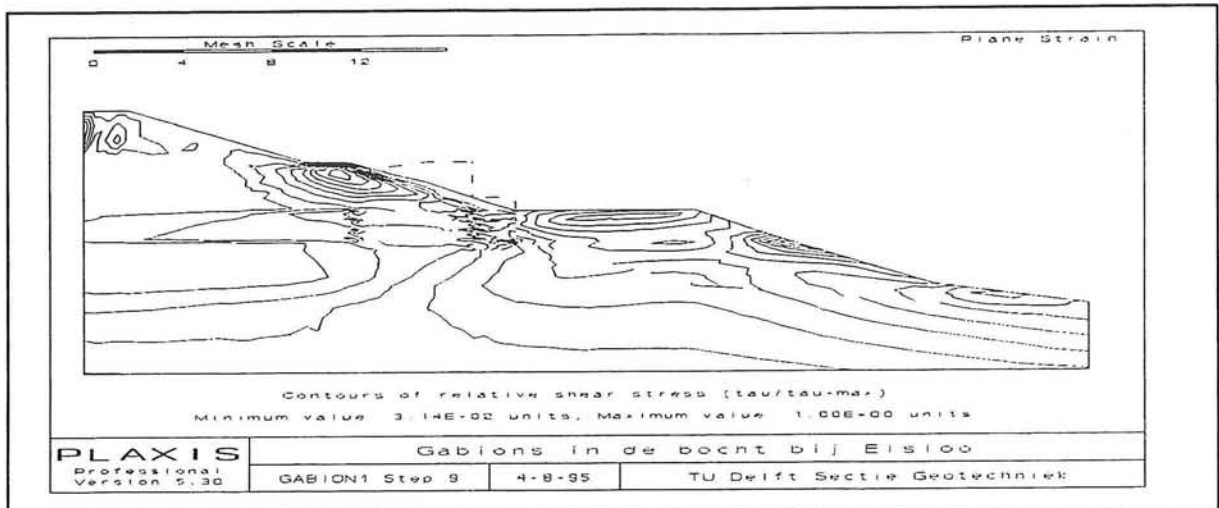
De PLAXIS-berekening is opgedeeld in 17 stappen. Deze stappen zijn zo gekozen dat iedere stap een bepaalde fase in het bouwproces voorstelt. De verschillende stappen zijn als volgt:

- Stap 1 Gravity loading**
Alle geo-kunststoffen zijn uitgeschakeld. De waterstand in het kanaal is N.A.P. + 44 m. en in de omringende grond N.A.P + 36 m.

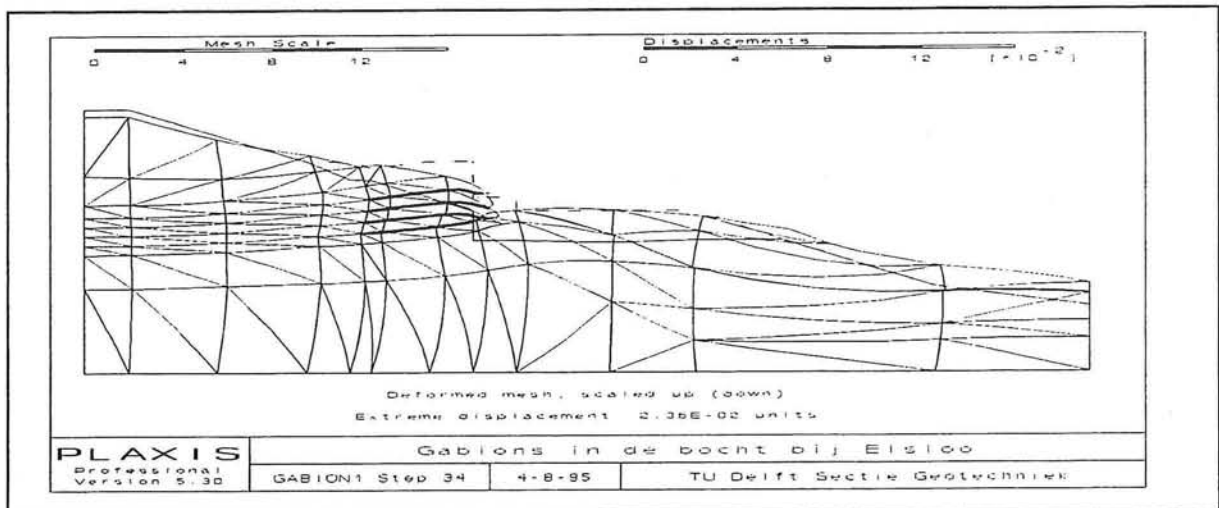
- Stap 2 Ontgraven bovengelegen grond**
In deze stap worden de elementen van gebied A (figuur 5.4.1) uitgezet voordat de berekening wordt gestart. Ook de tot dan toe opgetreden verplaatsingen van de gravity loading worden op nul gezet.

- Stap 3 Eerste verankering aanbrenge**
De geo-kunststof-elementen die de eerste verankering schematiseren worden, nadat de bijbehorende interface-elementen zijn hernoemd tot laag 6 en 7, aangezet. Vervolgens rekt PLAXIS een nieuw evenwicht uit.

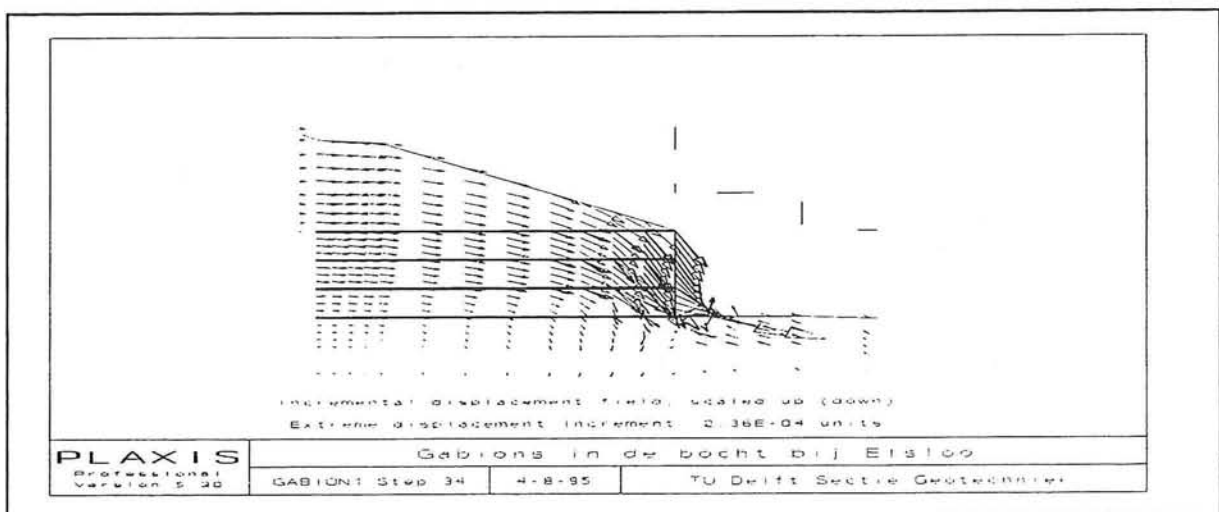
- Stap 4 Tweede ontgraving**
De elementen die tot het gebied B van figuur 5.4.1 behoren worden aan het begin van de rekenstap uitgeschakeld.



Figuur 5.5.1 Contour-lijnen van schuifspanningen na gravity loading

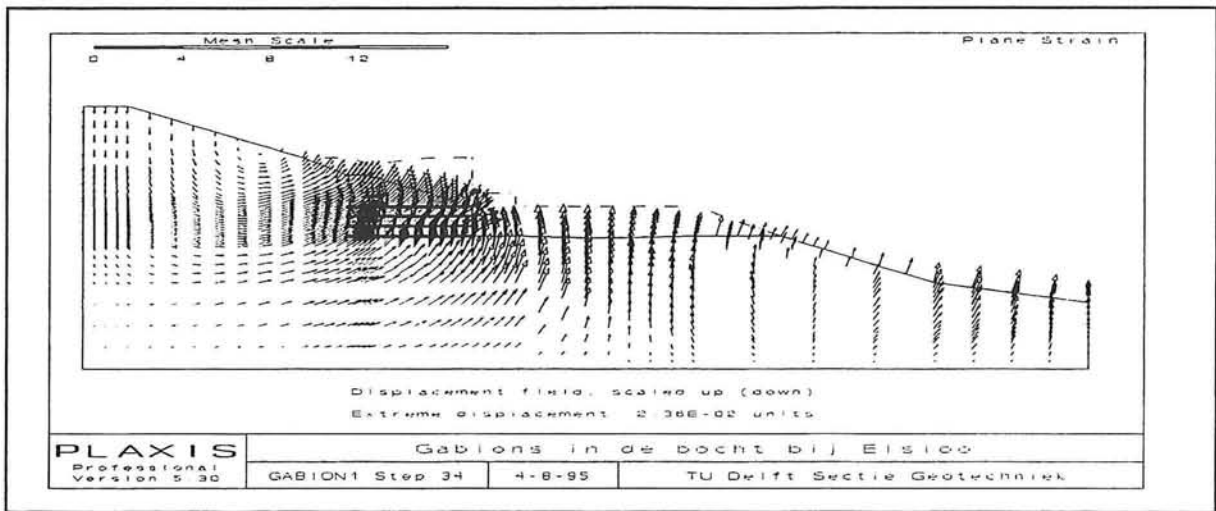


Figuur 5.5.2 Totale deformatie nadat laatste verankering is geplaatst

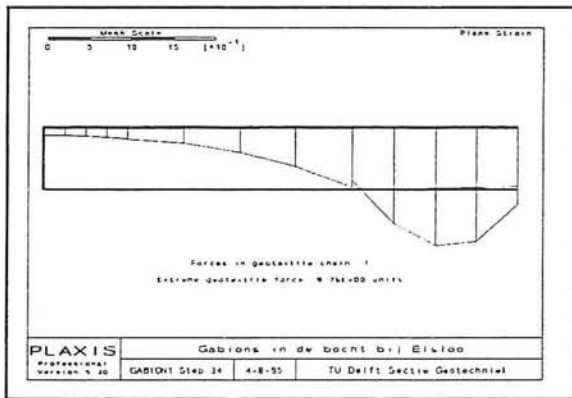


Figuur 5.5.3 Incrementele verplaatsing nadat laatste verankering geplaatst is

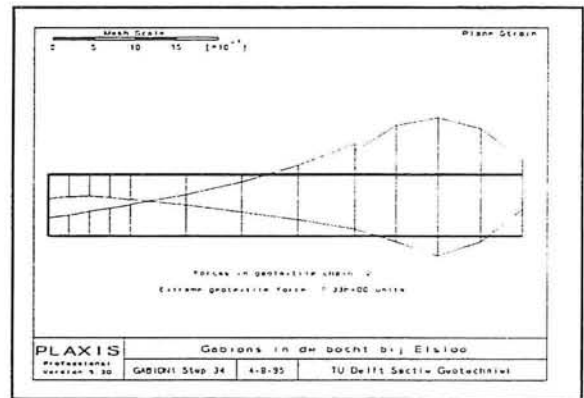
- Stap 5 Tweede verankering aanbrengen**
Door de interface-elementen rondom het tweede verankerings-geo-kunststof te benoemen tot laag 7 en de geo-kunststof-elementen aan het begin van de rekenstap aan te zetten wordt de plaatsing van het tweede anker gesimuleerd.
- Stap 6 Waterpeil verlagen**
De waterstand in het kanaal wordt verlaagd van N.A.P. + 44 m. naar N.A.P. + 39 m.
- Stap 7 Derde ontgraving**
De elementen van gebied C (figuur 5.4.1) worden aan het begin van de rekenstap uitgeschakeld.
- Stap 8 Derde verankering plaatsen**
Op dezelfde manier als in stap 5 wordt nu de derde rij geo-kunststof-elementen aangeschakeld.
- Stap 9 Vierde ontgraving**
In deze rekenstap worden de elementen van gebied D uit geschakeld.
- Stap 10 Vierde verankering plaatsen**
Ook de vierde rij geo-kunststof-elementen worden op dezelfde manier als vermeld in stap 5 aangeschakeld.
- Stap 11 Plaatsen eerste gabion**
Al vorens met deze rekenstap te beginnen worden de grondelementen en de interface-elementen aan de binnenzijde van de gabions benoemd tot laag 8. De interface-elementen aan de buitenzijde van de onderste gabion worden benoemd tot laag 6. Tevens worden de grondelementen die behoren bij gebied E van figuur 5.4.1 hernoemd. De elementen boven N.A.P. + 40.5 (zand) worden van laag 9, de andere elementen (Septariën klei) van laag 10. De eigenschappen van de elementen blijven gelijk alleen de mogelijk optredende waterstand wordt veranderd. Dit wordt gedaan om in een later stadium van de berekening, met de juiste waterstand in het nieuwe kanaal-profiel te rekenen. Voor de in deze rekenstap aanwezige situatie heeft dit geen invloed.
Bij de start van deze stap worden de geo-kunststof-elementen die de onderste gabion omsluiten aangezet.
- Stap 12 t/m 14 Plaatsen tweede gabion**
Per rekenstap wordt één gabion geplaatst door het interface-element aan de buitenzijde tot laag 7 te benoemen en aan het begin van de berekening de geo-kunststof- en grond-elementen die de gabion vormen aan te zetten.



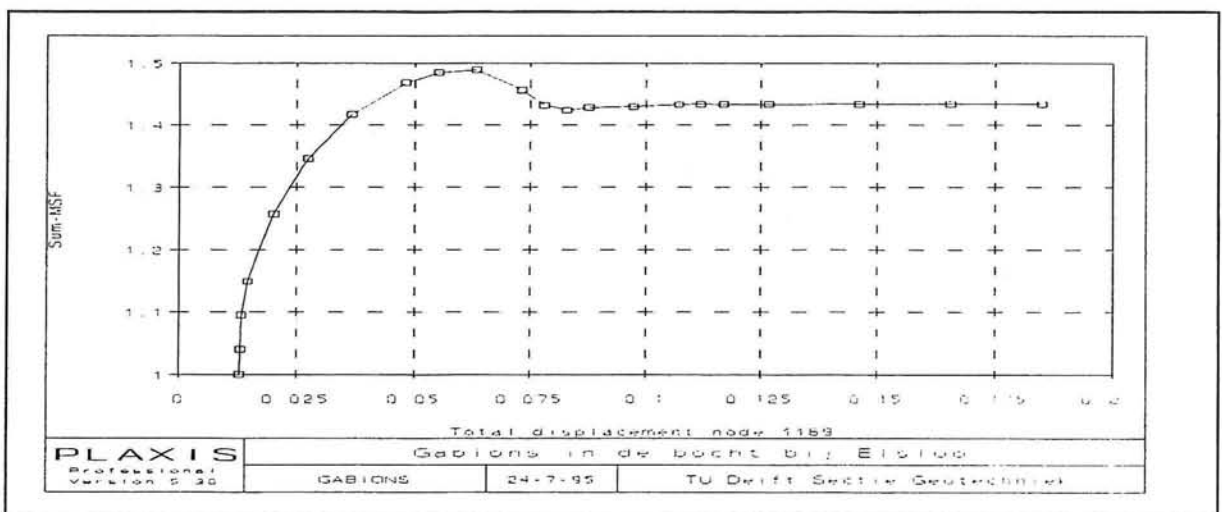
Figuur 5.5.4 Totaal verplaatsingsveld nadat laatste verankering geplaatst is



Figuur 5.5.5 Normalkrachten-lijnen van verankering 3 & 4



Figuur 5.5.6 Normalkrachten-lijnen van verankering 1 & 2



Figuur 5.5.7 $C-\phi$ reductie nadat laatste verankering geplaatst is

- Stap 15 Vijfde ontgraving**
In deze stap wordt gebied E (figuur 5.4.1) ontgraven, door de bijbehorende elementen uit te zetten.
- Stap 16 Waterpeil verhogen**
Nadat de interface-elementen die de nieuwe bodem van het kanaal vormen waterdicht gemaakt zijn door ze te benoemen tot laag 6 en 7, wordt de waterstand in het kanaal terug gebracht tot N.A.P. + 44 m.
- Stap 17 Bovengelegen grond terug plaatsen**
Als laatste wordt de grond van gebied A weer terug geplaatst door de bijbehorende elementen weer aan te zetten.

5.5 RESULTATEN VAN DE MAATGEVENDE STAPPEN

Stap 1 Gravity loading; Begin situatie (PLAXIS stap 9)

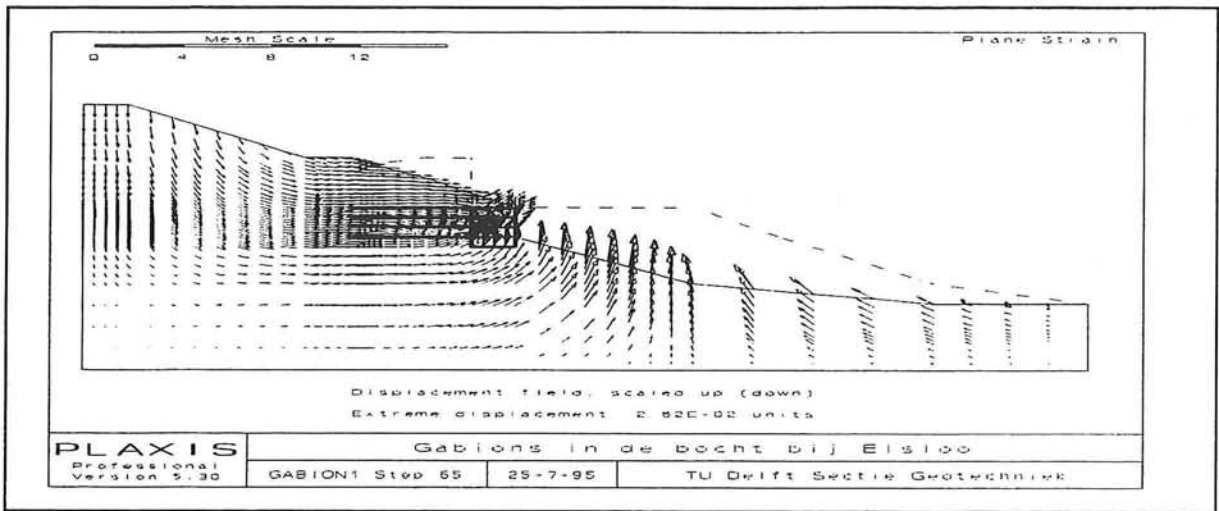
Met deze rekenstap is de beginspanning in de grond berekend. De grond wordt in deze stap voornamelijk in elkaar gedrukt door zijn eigen gewicht. De grootste verplaatsing is dan ter plaatse van het hoogste gedeelte van de mesh. De spannings situatie aan het eind van deze stap is weergegeven in figuur 5.5.1.

Stap 10 Vierde verankering plaatsen (PLAXIS stap 34)

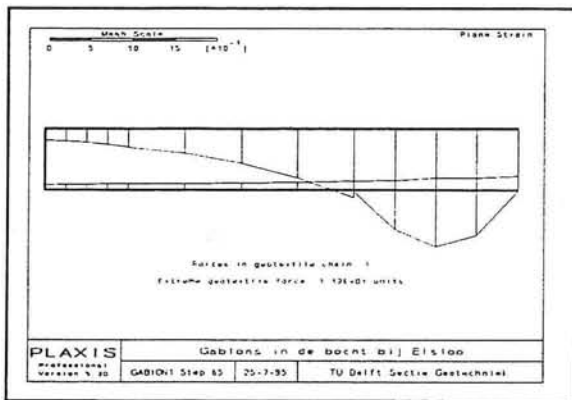
Aan het eind van deze stap is de steile wand het hoogst zonder gabions. In de figuren 5.5.2 en 5.5.3 is te zien dat de steile wand naar rechts is gekomen. In figuur 5.5.4 is duidelijk het afschuif mechanisme volgens een cirkelvormig glijvlak te zien. Uit de figuren 5.5.5 en 5.5.6 valt verder op te maken dat de grootste trekkracht in de derde verankering aanwezig is en $9 \text{ kN/m}'_{\text{wand}}$ bedraagt. Daar dit element $36 \text{ kN/m}'_{\text{wand}}$ op kan nemen is dit geen probleem. Uit de $c-\phi$ reductie (figuur 5.5.7) kwam een veiligheid van 1.43 wat veilig genoeg is om deze bouwfase te doorstaan.

Stap 15 Vijfde ontgraving (PLAXIS stap 49)

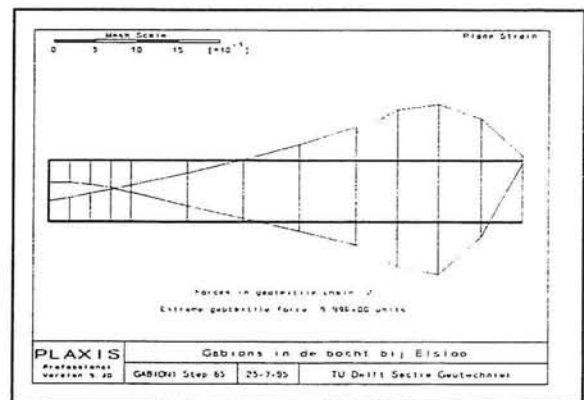
Aan het eind van deze stap is het nieuwe kanaal gegraven maar nog niet gevuld met water. De maximale horizontale verplaatsing van de gabions is 9 mm. en levert geen problemen op. De maximale trekkracht in de verankeringen is $9.34 \text{ kN/m}'_{\text{wand}}$. Ook dit levert geen problemen op voor de verankering.



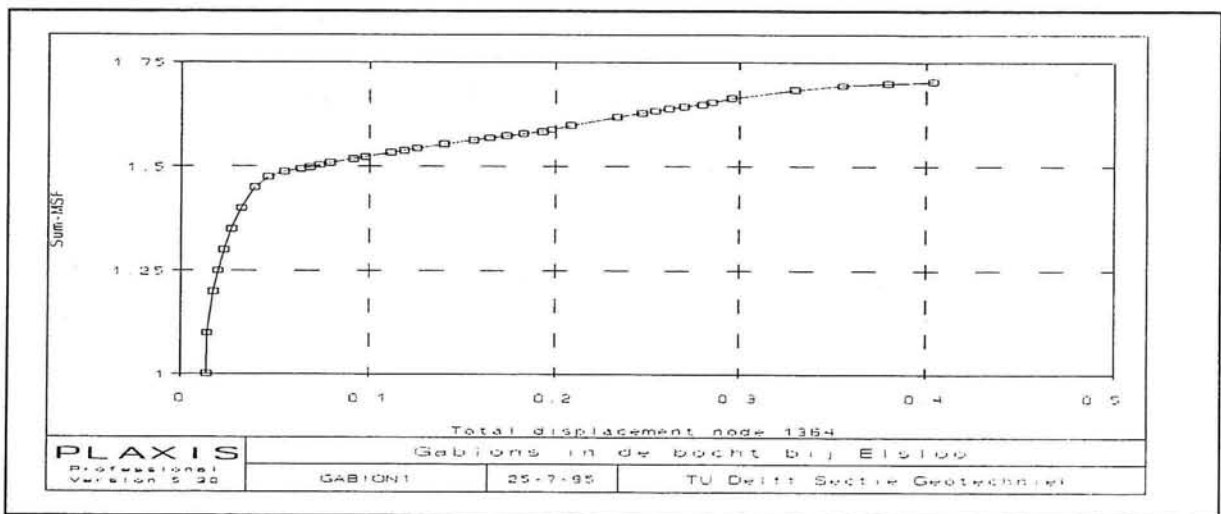
Figuur 5.5.8 Totaal verplaatsingsveld in gebruikstoestand



Figuur 5.5.9 Normaalkrachtenlijnen van verankering 3 & 4



Figuur 5.5.10 Normaalkrachtenlijnen van verankering 1 & 2



Figuur 5.5.11 C- ϕ reductie voor gebruikstoestand

Stap 17 Bovengelegen grond terug plaatsen (PLAXIS stap 65)

Aan het eind van deze stap is de constructie gereed voor gebruik. Uit figuur 5.5.8 blijkt de grootste verplaatsing 26 mm. te zijn. dit is de uiteindelijke opvering van de kanaal bodem. De horizontale verplaatsing die het bovenste hoekpunt van de bovenste gabion ondervind t.o.v. de positie die dit mesh-punt had na de gravity loading bedraagt 10 mm. De horizontale verplaatsing van het bovenste hoekpunt van het onderste gabion is 1 mm. Over een hoogte van 2.25 m. heeft de gabion-constructie een scheefstand van 9 mm. Dit levert geen gevaar op voor de schippers om er langs te varen. De maximale kracht in de verankerings-elementen bedraagt 11 kN/m_{wand} (zie figuren 5.5.9 en 5.5.10). Ook dit is geen probleem.

Uit de $c-\phi$ reductie (figuur 5.5.11) komt een veiligheidsfactor van 1.55 bij een verplaatsing van de bovenste gabion van 15 cm. Bij deze verplaatsing wordt de constructie als bezwaken beschouwd. De contourlijnen van de schuifspanningen in de gebruiksfase zijn terug te vinden in figuur 5.5.12. Wordt dit vergeleken met figuur 5.5.1, dan blijkt dat vooral in de grond boven de constructie de spanningen veranderd zijn. dit komt doordat deze grond tijdens de bouw de neiging heeft om af te schuiven dat door middel van hoge schuifspanningen verhinderd wordt.

In figuur 5.5.13 is de uiteindelijke vorm van het verbreedde stuk van het kanaal weergegeven.

5.6 CONCLUSIE

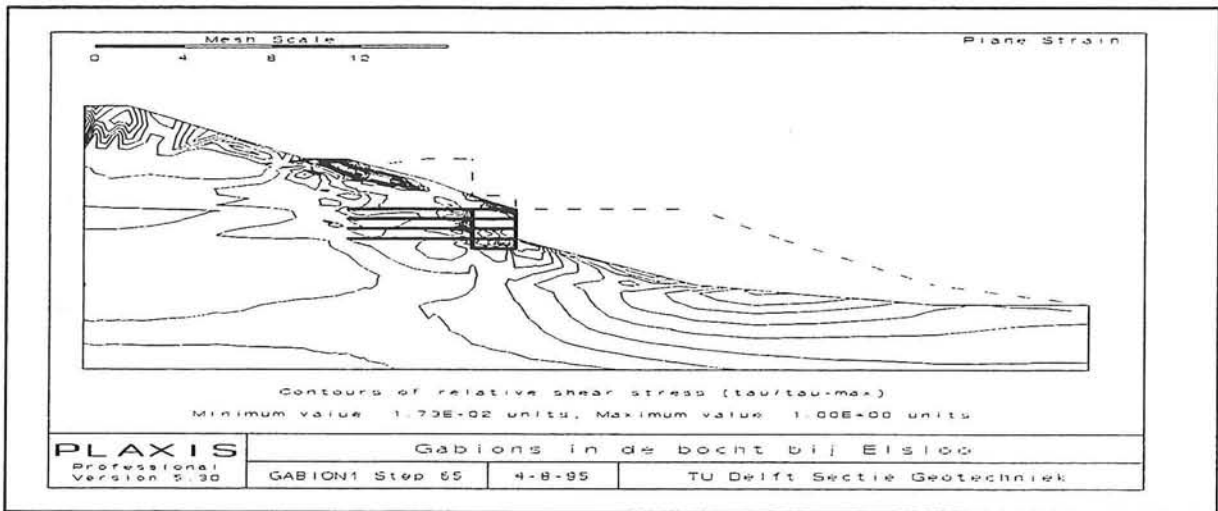
De gabion-constructie die in hoofdstuk 4 en 5 ontworpen is, heeft uiteindelijk de volgende afmetingen:

De 4 gabions hebben een lengte van 3 m., een breedte van 2 m. en een hoogte van 0.75 m. Ze worden vervaardigd uit Tensar SS 2 grids met een treksterkte van 36.2 kN/m per m' en opgevuld met grind uit de omgeving.

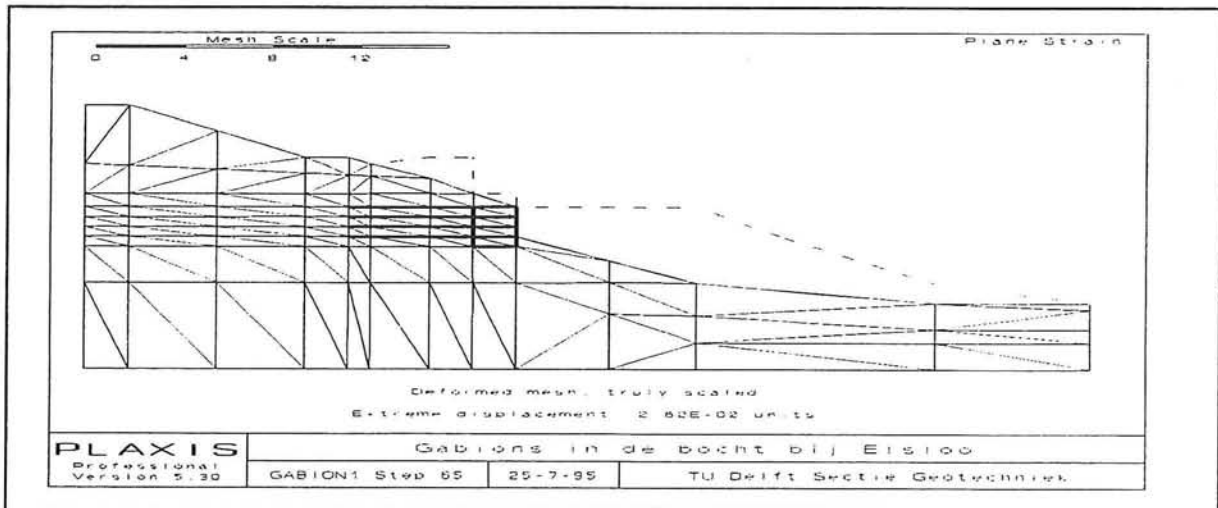
De verankering bestaat uit 2 geribde stalen ankerstaven per gabion met een diameter van 17 mm., een vloeispanning van 240 N/mm² en een h.o.h afstand van 1.5 m.

De totale breedte van de constructie wordt door de draagkracht van de grond bepaald en bedraagt 6.5 m. Doordat de gabions vanaf de voorkant van de constructie verankerd worden, is de lengte van de ankerstaven gelijk aan 6.5 m.

Om in elk stadium van de bouw van voldoende veiligheid tegen bezwijken verzekerd te zijn, moet "Soil nailing" worden toegepast door de ankerstaven al tijdens het afgraven van de rechte wand, in de grond aan te brengen.



Figuur 5.5.12 Contour-lijnen van schuifspanningen in gebruikstoestand



Figuur 5.5.13 Uiteindelijke vorm van het kanaal met gabions

6 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

In de voorgaande hoofdstukken zijn twee constructievormen voor de bochtverbreding in het Julianakanaal bij Elsloo ontworpen; een damwand- en een gabion-constructie. Het profiel wat hiervoor gebruikt is, komt overeen met het derde alternatief van deelrapport 1. Voor beide constructies is het van belang dat goed bekend is hoe de ondergrond is opgebouwd. Zo moet bekend zijn welke verschillende grondsoorten voorkomen, op welke diepten deze lagen liggen en wat de grondparameters zijn. Om hier een goed antwoord op te krijgen is nader grondonderzoek vereist. Een meer globale manier, die in dit rapport gebruikt is, maakt gebruik van de grondgegevens-tabel uit de NEN 6740. Hierin staan voor verschillende grondsoorten conservatieve parameters vermeld. De ontworpen constructies zouden eventueel economischer ontworpen kunnen worden door te rekenen met parameters die verkregen zijn uit grondonderzoek ter plaatse van de bocht in het Julianakanaal bij Elsloo.

De damwand-constructie kan over bijna het geheel te verbreden kanaalgedeelte worden uitgevoerd in koudgewalste DWU 4300 ARBED damwandprofielen die 1 m. onder de bovenzijde van de wand worden verankert met groutankers. Omdat deze profielen niet gangbaar zijn, is voor een warmgewalst LARSSSEN PU 6 profiel gekozen. Het ligtste warmgewalste profiel van de firma ARBED.

Ter plaatse van de fundering van de brug over het kanaal is een zwaarder damwandprofiel nodig. Hiervoor is een LARSSSEN PU 20 ARBED profiel gebruikt. De verankering wordt hier gevormd door twee ankers; één direct aan de bovenzijde van de damwand en een op 1 m. onder de bovenkant van de wand. Door het bovenste anker al aan te brengen voordat met graven is begonnen, is de wand in iedere bouwphase verankerd.

De damwand lengte wordt bepaald door de berekening volgens BLUM. Uit de berekeningen met MSHEET en PLAXIS bleek dat het rechte trekken van de gond aan de passieve kant op N.A.P. + 41.3 m. een conservatieve aanname is. De onderste 2 m. van de wand ter hoogte van km-paal 10.5 doet niet echt mee in de krachtsafdracht. Door een betere schematisatie bij de berekening volgens de methode BLUM, kan zeer waarschijnlijk een kortere damwand worden toegepast.

Om te voorkomen dat het kanaal leeg loopt tijdens het graven van de verbreding, wordt gekozen voor een uitvoering in den droge. Het huidige kanaal is een gesloten hydrologisch systeem dat, door een water ondoorlatende laag van klei of asfalt van het veel lager gelegen grondwater is afgesloten. De droge bouwplaats wordt verkregen door een damwandscherm in het kanaal te plaatsen. Op deze manier kan nog genoeg ruimte in het kanaal overblijven om enkelstrooks met klasse IV schepen te kunnen blijven varen. Voor dit scherm kunnen damwandplanken van 11 m. lang worden gebruikt, die na het plaatsen nog 1 m. boven het water uitsteken. Deze wand dient naar de binnenzijde van de bouwplaats gestempeld te worden. Hoe deze stempeling geplaatst moet worden, wordt voornamelijk bepaald door de kosten, die in dit rapport buiten beschouwing zijn gelaten.



Een tweede alternatief voor de wand is een gabion-constructie. Door deze constructie in eerste instantie te berekenen als Terre Armée wand kan op eenvoudige manier een indruk van de lengte van de verankering worden verkregen. De gabions zorgen door hun gewicht voor een extra veiligheid.

De ontworpen constructie wordt opgebouwd uit 4 gabions van 3 m. lang, 2 m. breed en 0.75 m. hoog. De verankering bestaat per gabion uit 2 stalen ankers van elk 5.5 m. lang die aan de achterkant van de gabions worden vastgemaakt. De h.o.h. afstand van de ankers is in horizontale richting 1.5 m.

Ter plaatse van de fundering van de brug over het kanaal kan deze gabion-constructie niet worden toegepast zonder extra maatregelen te treffen, zoals tijdelijk verwijderen van de brug of het gebruik van dure hulpconstructies. Het is eenvoudiger om op deze plaats de damwand variant toe te passen.

Ook bij deze gabion-variant wordt de bouwplaats waterdicht afgesloten met een damwandscherm, zoals hiervoor al is beschreven. Om tijdens de bouw zeker te zijn van voldoende veiligheid tegen bezwijken moet "Soil nailing" worden toegepast. Hiervoor kunnen de verankeringsstaven van de gabions worden gebruikt. Deze staven dienen daarom tijdens het ontgraven van de wand in de grond aangebracht te worden waardoor de grond "gewapend" wordt.

Wordt gabion-constructie met de damwand variant vergeleken, dan wordt bij de damwand variant meer staal gebruikt dan bij de gabions, waar alleen de verankering uit staal bestaat. De gabion worden echter opgebouwd uit geo-kunststof. Uit een globale berekening is gebleken dat, indien 1 m² geo-kunststof meer dan 12 maal duurder is dan 1 kg staal, de kans bestaat dat de gabion-constructie duurder is dan de damwand-constructie. Dit wordt echter niet verwacht. Ook het visuele effect van een gabion is gunstiger dan dat van een damwand. Door de open structuur van het geo-kunststof zal in de loop der tijd de constructie begroeid raken met vegetatie, wat natuurlijker oogt dan een damwand. Ook op lange termijn heeft deze vegetatie zijn nut. De geo-kunststoffen zullen namelijk op lange termijn vergaan. Op het moment dat de gabions begroeid zijn, zullen, volgens de firma Maccaferri uit Italië, de plantenwortels de taak van het textiel overnemen en bezwijkt de constructie niet. De damwand moet daarentegen om de zoveel jaar geverfd en onderhouden worden. Al met al lijkt een gabion-constructie een betere oplossing voor deze bochtverbreding dan een damwand-constructie.



Bij de uitwerking van de damwand- of gabion-constructie zijn vragen gerezen die niet binnen dit afstudeerwerk beantwoord zijn, maar voor een uiteindelijk ontwerp wel onderzocht dienen te worden. Hiervoor worden de volgende aanbevelingen gedaan:

- In het huidige ontwerp is gebruik gemaakt van gemiddelde grondparameters uit de norm. Om een beter inzicht te krijgen in het werkelijke gedrag van de constructies zal een grondonderzoek ter plaatse moeten worden uitgevoerd.
- Aansluitend op het grondonderzoek zal bij het ontwerp van de damwand variant onderzocht moeten worden of het mogelijk is om de damwandplanken de grond in te krijgen, in verband met het aanwezige grind maar vooral i.v.m. met het mogelijk gevaar voor zettingsvloeiingen.
- De voorgestelde uitvoeringsmethode van bouwen in den droge, brengt met zich mee dat de scheepvaart op het kanaal gehinderd wordt. Onderzocht kan worden, of het te ontgraven deel van te voren waterdicht gemaakt kan worden door de grond te injecteren, waarna het nieuwe profiel meteen gebaggerd kan worden. Ook kan onderzocht worden of in de bocht voldoende slip aanwezig is om tijdens het baggeren vanzelf al een redelijk waterdichte bodem te vormen die in een later stadium verbeterd kan worden.
- Het rekenen aan gabions in PLAXIS zou verder onderzocht moeten worden. De ingevoerde parameters zijn in dit afstudeerwerk arbitrair gekozen, maar zouden aan de hand van model proeven beter bepaald kunnen worden. Hierdoor zou ook een beter inzicht verkregen kunnen worden in werkelijk optredende krachten in het geo-kunststof van de gabion.
- Van de uiteindelijk ontworpen constructie dient de kosten voor uitvoering en onderhoud bepaald te worden. Tevens dient het economische voordeel van dit alternatief t.o.v. de huidige situatie bepaald te worden zodat het met de overige alternatieven uit deelrapport 1 vergeleken kan worden.



LITERATUUR LIJST

- 1 Kranz, E., *Über die Verankerung von Spundwänden*, Zweite, unveränderte Aflage, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1953
 - 2 Anderson, M.G. en K.s. Richards, *Slope Stability, geotechnical engineering and geomorphology*, New York, John Wiley & Sons Ltd., 1987
 - 3 Verruijt, A., *Grondmechanica*, Derde druk, Delft, Delftse Uitgevers Maatschappij b.v., maart 1990
 - 4 *Geotechniek TGB 1990 Basiseisen en belastingen* (met correctieblad uit september 1993) NEN 6740, Nederlands Normalisatie-Instituut, december 1991
 - 5 *Geotechniek Berekeningsmethode voor funderingen op staal* NEN 6744, Nederland Normalisatie-Instituut, december 1991
 - 6 *Construeren met grond, Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterksamendrukbare ondergrond*, CUR publikatie 162, Gouda, CUR, november 1992
 - 7 *Damwandconstructies*, CUR publikatie 166, Tweede druk, Gouda, CUR, mei 1994
 - 8 Weele, A.F. van, *Moderne funderingstechnieken*, Tweede druk, Delft, Uitgeverij Waltman, maart 1993
 - 9 Vermeer, P.A., *Plaxis Reference Manual*, Rotterdam, A.A. Balkema, 1993
 - 10 *Gebruikershandleiding pc-model MSHEET "Damwandconstructies"*, Delft, Grondmechanica Delft, februari 1994
 - 11 Solkema, W.H. van, *Kademuur in Terre Armée*, Delft, Afstudeerverslag T.U. Delft, vakgroep Waterbouwkunde, augustus 1994
 - 12 *Geotextielen in de waterbouw*, CUR publikatie 174, Gouda, CUR, januari 1995
 - 13 Smits, M.Th.J.H., 'Ontwerpen van funderingen op staal', *Cement*, 5 mei 1995, nr 5
 - 14 Tol, A.F. van, 'Ontwerpen van damwandconstructies volgens het CUR-handboek', *Cement*, 5 mei 1995, nr 5
 - 15 Weele, A.F. van, 'Nieuwe funderingstechnieken ter overweging', *Cement*, 5 mei 1995, nr 5
 - 16 Visser, G.A., *Beïnvloeding van een bestaande paalfundering door ondergronds bouwen*, Delft, Afstudeerverslag T.U. Delft, vakgroep waterbouwkunde, mei 1995
-



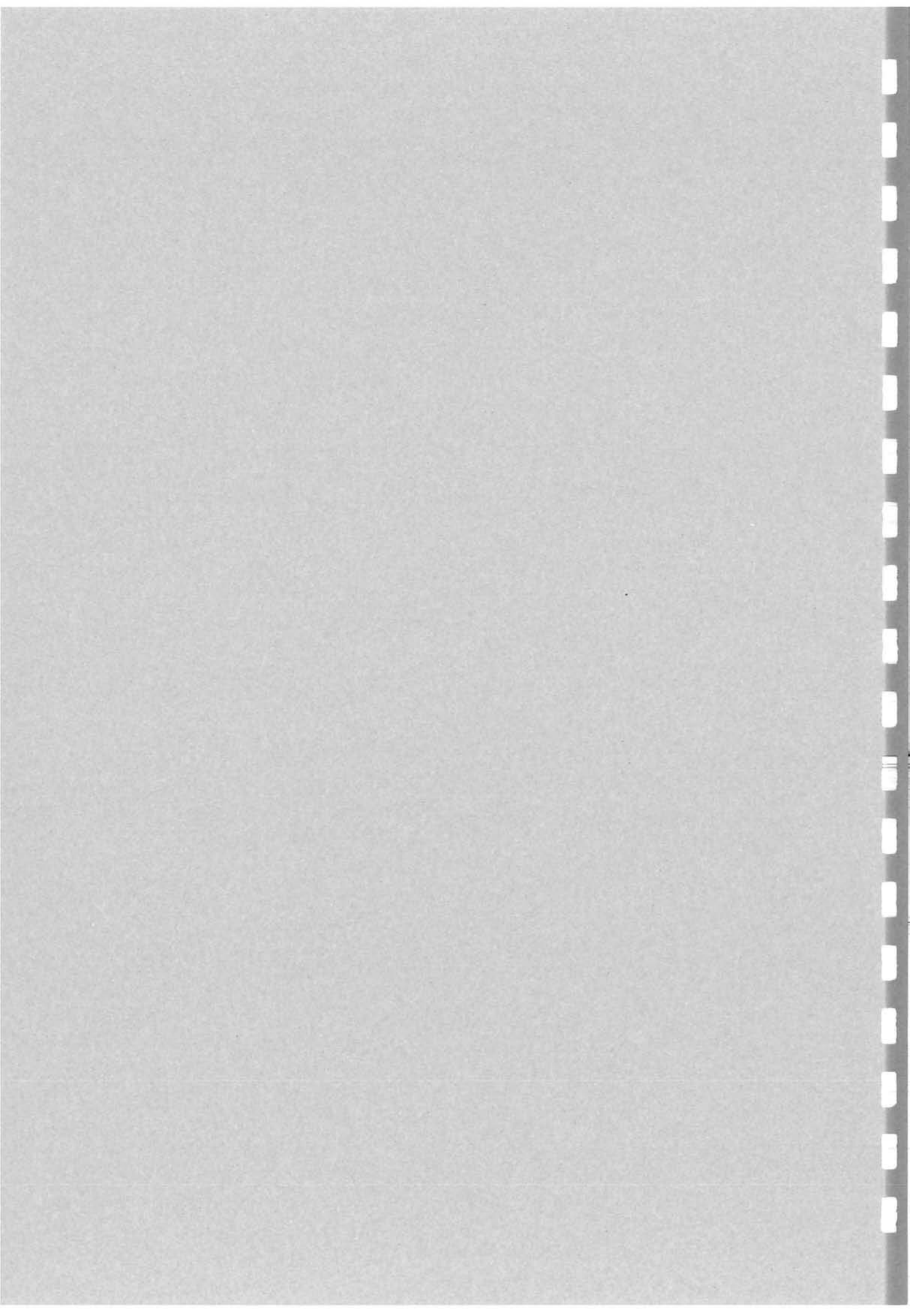
BIJLAGEN

- BIJLAGE 1 Doorsneden voor het nieuwe kanaalprofiel
 - BIJLAGE 2 Representatieve waarden voor grondeigenschappen uit NEN 6740
 - BIJLAGE 3 Uitvoer van het programma blum
 - BIJLAGE 4 Uitvoer van msheet voor profiel 10.5 T/m 11.0
 - BIJLAGE 5 Grafische uitvoer msheet voor alle overige profielen
 - BIJLAGE 6 Knikberekening voor de schuine uitvoeringsstempel
 - BIJLAGE 7 Momenten en verplaatsingen voor variant met geheide paal
 - BIJLAGE 8 Momenten en verplaatsingen voor variant met stempel over hele bouwplaats
 - BIJLAGE 9 Uitdraai van de Terre Armée berekening met LOTUS 123
-

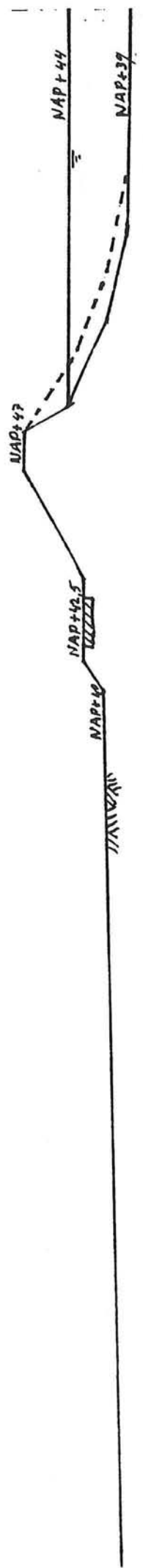


BIJLAGE 1 DOORSNEDEN VOOR HET NIEUWE KANAALPROFIEL

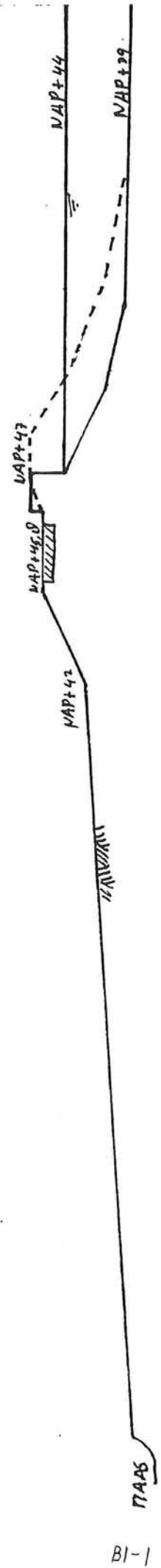
In de figuren is het huidige profiel aangegeven met een stippel-lijn. De getrokken lijn geeft het verbreedde profiel aan.



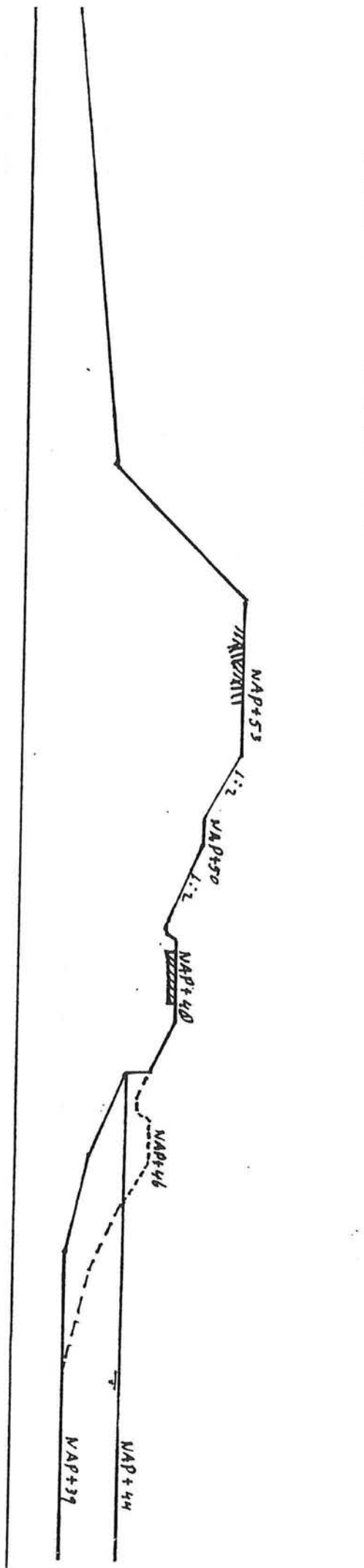
SCHÄAL 1:500 PROFIEL 10.0



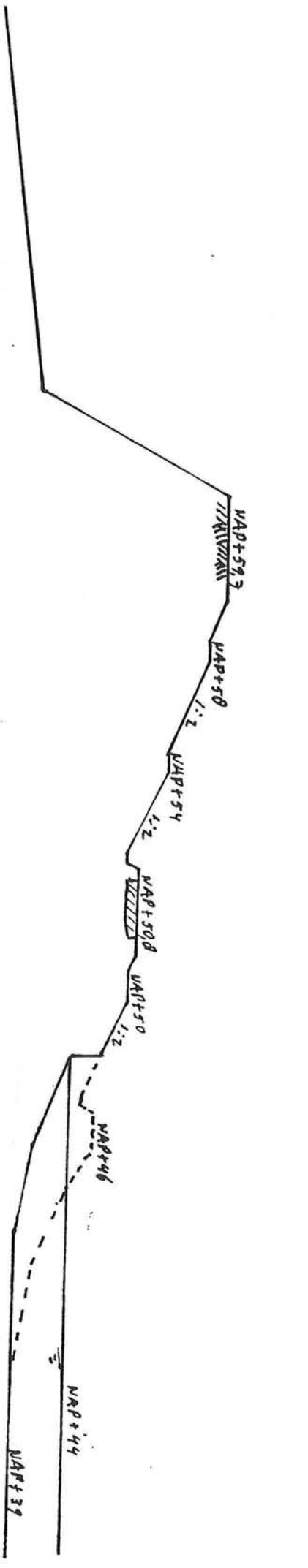
SCHÄAL 1:500 PROFIEL 10.1



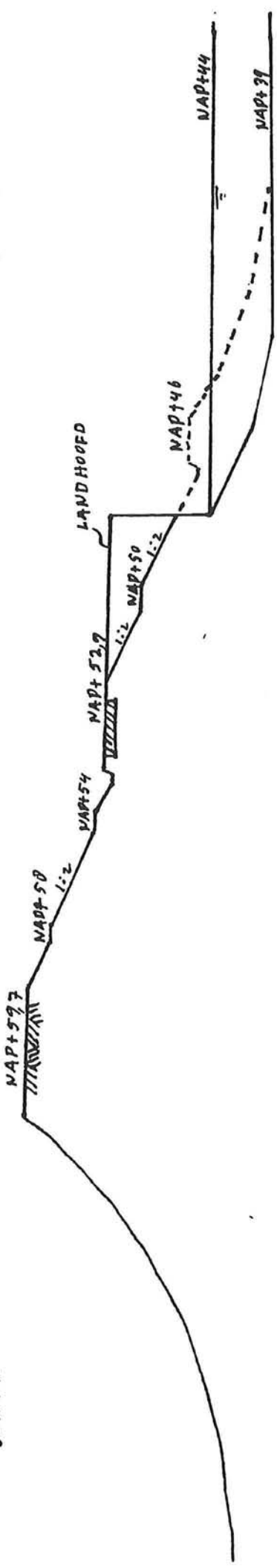
SCHAAL 1:500 PROFIEL 10.2



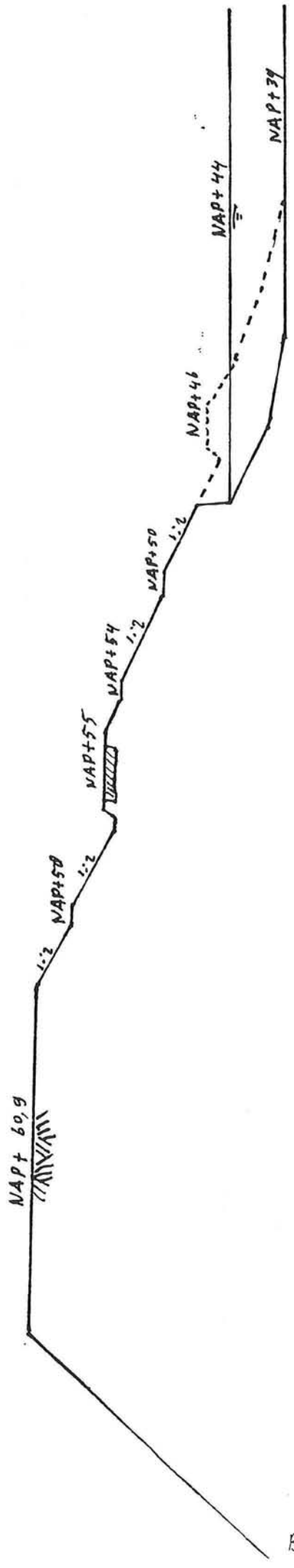
SCHAAL 1:500 PROFIEL 10.3



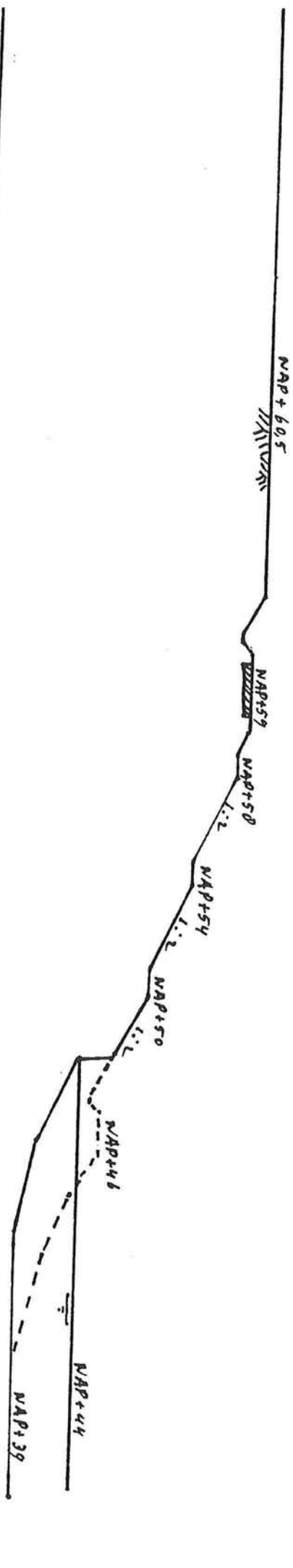
SCHAAL 1:500 PROFIEL 10.4



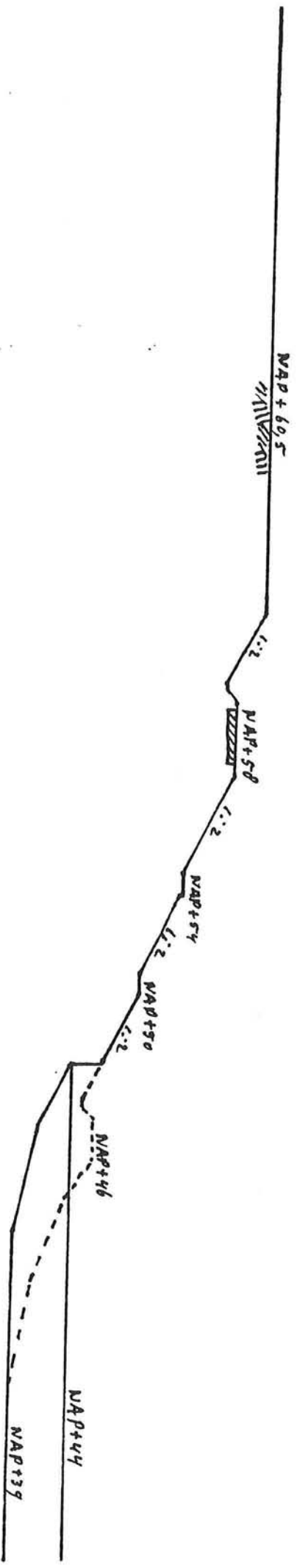
SCHAAL 1:500 PROFIEL 10.5



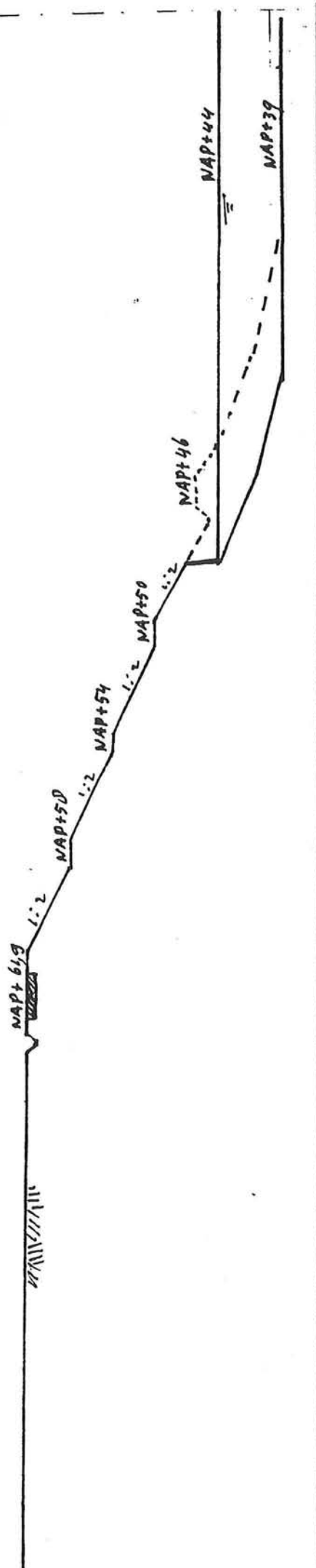
SCHAAL 1:500 PROFIEL 10.6



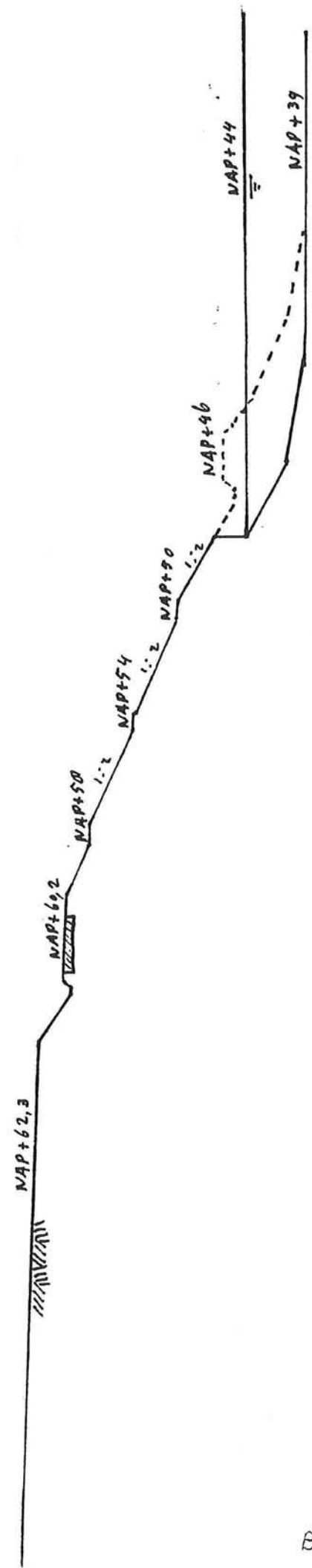
SCHAAL 1:500 PROFIEL 10.7



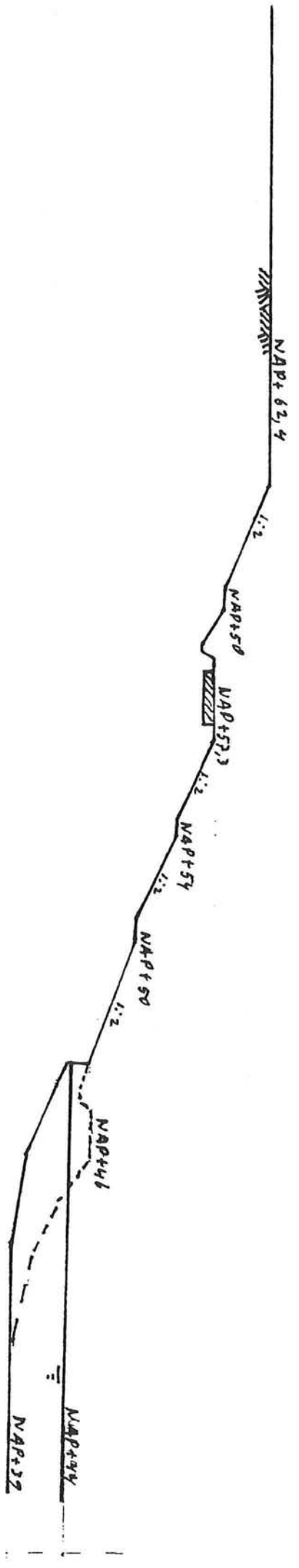
SCHAAL 1:500 PROFIEL 10.0



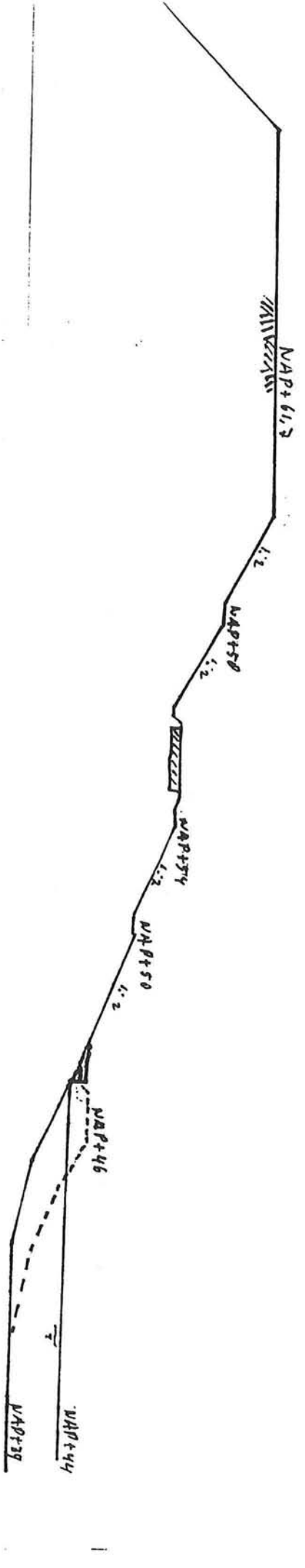
SCHAAL 1:500 PROFIEL 10.9



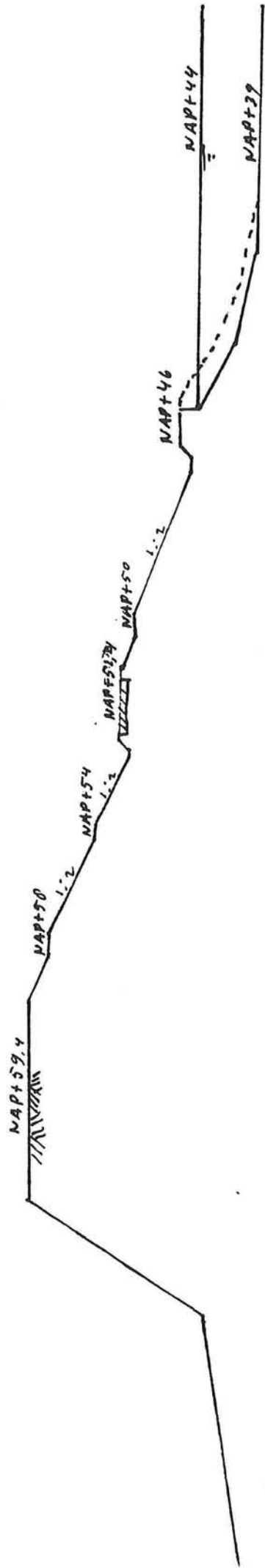
SCHNITT 1:500 PROFIL 11.0



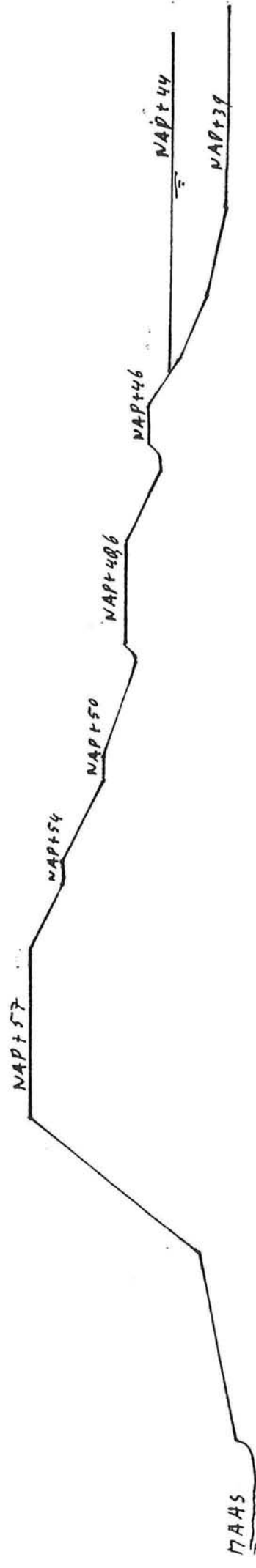
SCHNITT 1:500 PROFIL 11.1



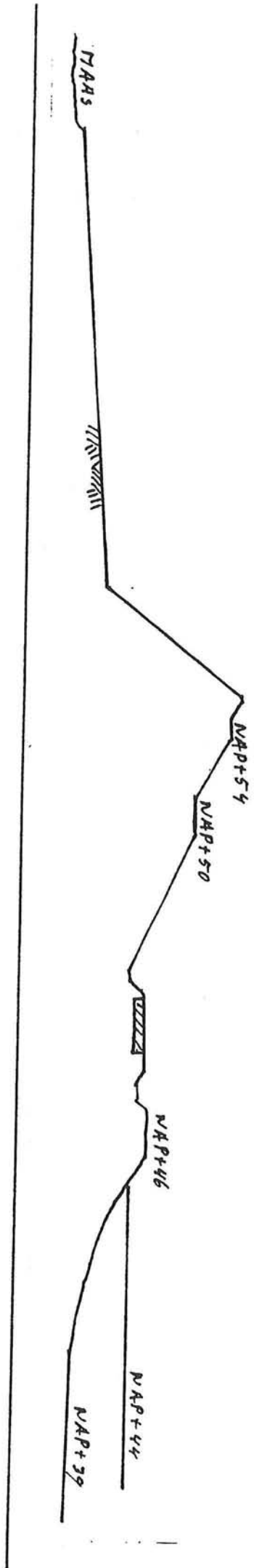
SCHAAL 1:500 PROFIEL 11.2



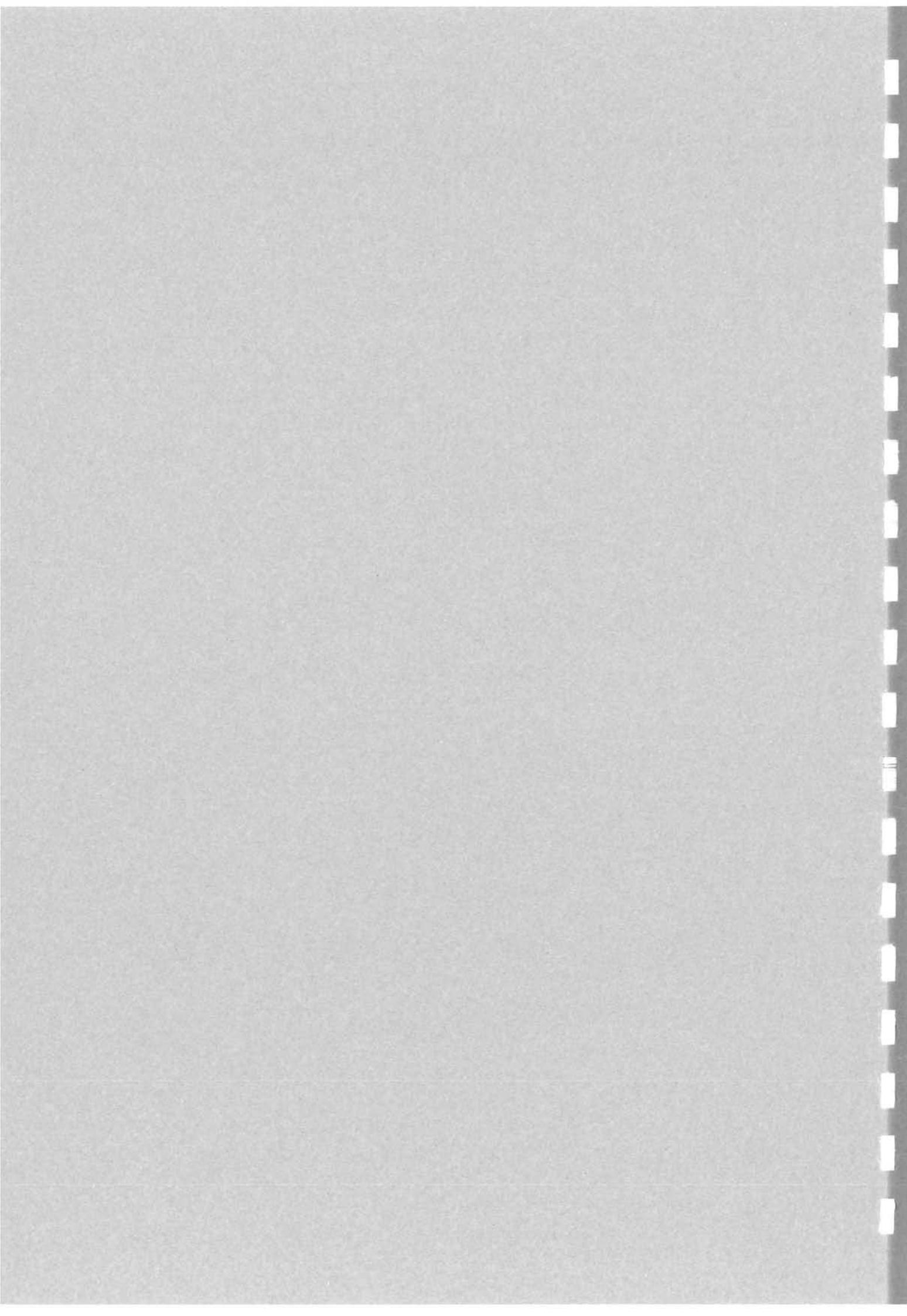
SCHAAL 1:500 PROFIEL 11.3



SCHAAL 1:500 PROFIEL 11.4



BIJLAGE 2 REPRESENTATIEVE WAARDEN VOOR
GRONDEIGENSCHAPPEN UIT NEN 6740



Tabel 1 – Representatieve waarden voor grondeigenschappen

grondsoort		representatieve gemiddelde waarde van de grondeigenschappen												
hoofd-naam	bijmengsel	consisten- tie 1)	$\gamma^{2)}$ kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	$q_c^{3) 6)}$ MPa	C'_p	C'_s	C_c	$C_a^{5)}$	C_{sw}	$E^{6)}$ MPa	ϕ' °	c' kPa	f_{undr} kPa
grind	zwak siltig	los matig vast	17 18 19 of 20	19 20 21 of 22	15 25 30	500 1000 1200 of 1400	– – –	0,008 0,004 0,003 of 0,002	0 0 0	0,003 0,002 0,001 of 0	75 125 150 of 200	32,5 35 37,5 of 40	n.v.t.	n.v.t.
	sterk siltig	los matig vast	18 19 20 of 21	20 21 22 of 22,5	10 15 25	400 600 1000 of 1500	– – –	0,009 0,006 0,003 of 0,002	0 0 0	0,003 0,002 0,001 of 0	50 75 125 of 150	30 32,5 35 of 40	n.v.t.	n.v.t.
zand	schoon	los matig vast	17 18 19 of 20	19 20 21 of 22	5 15 25	200 600 1000 of 1500	– – –	0,021 0,006 0,003 of 0,002	0 0 0	0,007 0,003 0,001 of 0	25 75 125 of 150	30 32,5 35 of 40	n.v.t.	n.v.t.
	zwak siltig kleiig		18 of 19	20 of 21	12	450 of 650	–	0,008 of 0,005	0	0,003 of 0,001	25 of 35	27 of 32,5	n.v.t.	n.v.t.
	sterk siltig kleiig		18 of 19	20 of 21	8	200 of 400	–	0,019 of 0,009	0	0,006 of 0,001	20 of 30	25 of 30	n.v.t.	n.v.t.
leem 4)	zwak zandig	slap matig vast	19 20 21 of 22	19 20 21 of 22	1 2 3	25 45 70 of 100	650 1300 1900 of 2500	0,168 0,084 0,049 of 0,030	0,004 0,002 0,001	0,056 0,028 0,017 of 0,005	2 5 10 of 20	27,5 of 30 27,5 of 32,5 27,5 of 35	0 2 5 of 7,5	50 100 200 of 300
	sterk zandig		19 of 20	19 of 20	2	45 of 70	1300 of 2000	0,092 of 0,055	0,002	0,031 of 0,005	5 of 10	27,5 of 35	0 of 2	50 of 100
klei	schoon	slap matig vast	14 17 19 of 20	14 17 19 of 20	0,5 1,0 2,0	7 15 25 of 30	80 160 320 of 500	1,357 0,362 0,168 of 0,126	0,013 0,006 0,004	0,452 0,121 0,056 of 0,042	1 2 4 of 10	17,5 17,5 17,5 of 25	0 10 25 of 30	25 50 100 of 200
	zwak zandig	slap matig vast	15 18 20 of 21	15 18 20 of 21	0,7 1,5 2,5	10 20 30 of 50	110 240 400 of 600	0,759 0,237 0,126 of 0,069	0,009 0,005 0,003	0,253 0,079 0,042 of 0,014	1,5 3 5 of 10	22,5 22,5 22,5 of 27,5	0 10 25 of 30	40 80 120 of 170
	sterk zandig	–	18 of 20	18 of 20	1,0	25 of 140	320 of 1680	0,190 of 0,027	0,004	0,063 of 0,025	2 of 5	27,5 of 32,5	0 of 2	0 of 10
	organisch	slap matig	13 15 of 16	13 15 of 16	0,2 0,5	7,5 10 of 15	30 40 of 60	1,690 0,760 of 0,420	0,015 0,012	0,550 0,250 of 0,140	0,5 1,0 of 2,0	15 15	0 of 2 0 of 2	10 25 of 30
	veen	niet voorbelast	slap	10 of 12	10 of 12	0,1	5 of 7,5	20 of 30	7,590 of 1,810	0,023	2,530 of 0,600	0,2 of 0,5	15	2 of 5
	matig voorbelast	matig	12 of 13	12 of 13	0,2	7,5 of 10	30 of 40	1,810 of 0,900	0,016	0,600 of 0,300	0,5 of 1,0	15	5 of 10	20 of 30
variatiecoëfficiënt			0,05		–	0,25					0,10		0,20	

De tabel geeft de lage representatieve waarde van gemiddelden van de betreffende grondsoort. Binnen een gebied, gedefinieerd door de rij van het bijmengsel en de kolom van de parameter (een "vakje"), geldt:

- voor γ , γ_{sat} , C'_p , C'_s , E , ϕ' , c' en f_{undr} : als een verhoging van de waarde leidt tot een ongunstige situatie (grotere afmetingen fundering), dan moet de rechterwaarde op dezelfde regel zijn gebruikt, of, indien er geen rechterwaarde is vermeld, de waarde op de regel eronder;
- voor C_c , C_a en C_{sw} : als een verlaging van de waarde leidt tot een ongunstige situatie, dan moet de rechterwaarde op dezelfde regel zijn gebruikt, of, indien er geen rechterwaarde is vermeld, de waarde op de regel daaronder.

1) los : $0 < R_n < 0,33$
 matig : $0,33 \leq R_n \leq 0,67$
 vast : $0,67 < R_n < 1,00$

2) bij natuurlijk vochtgehalte

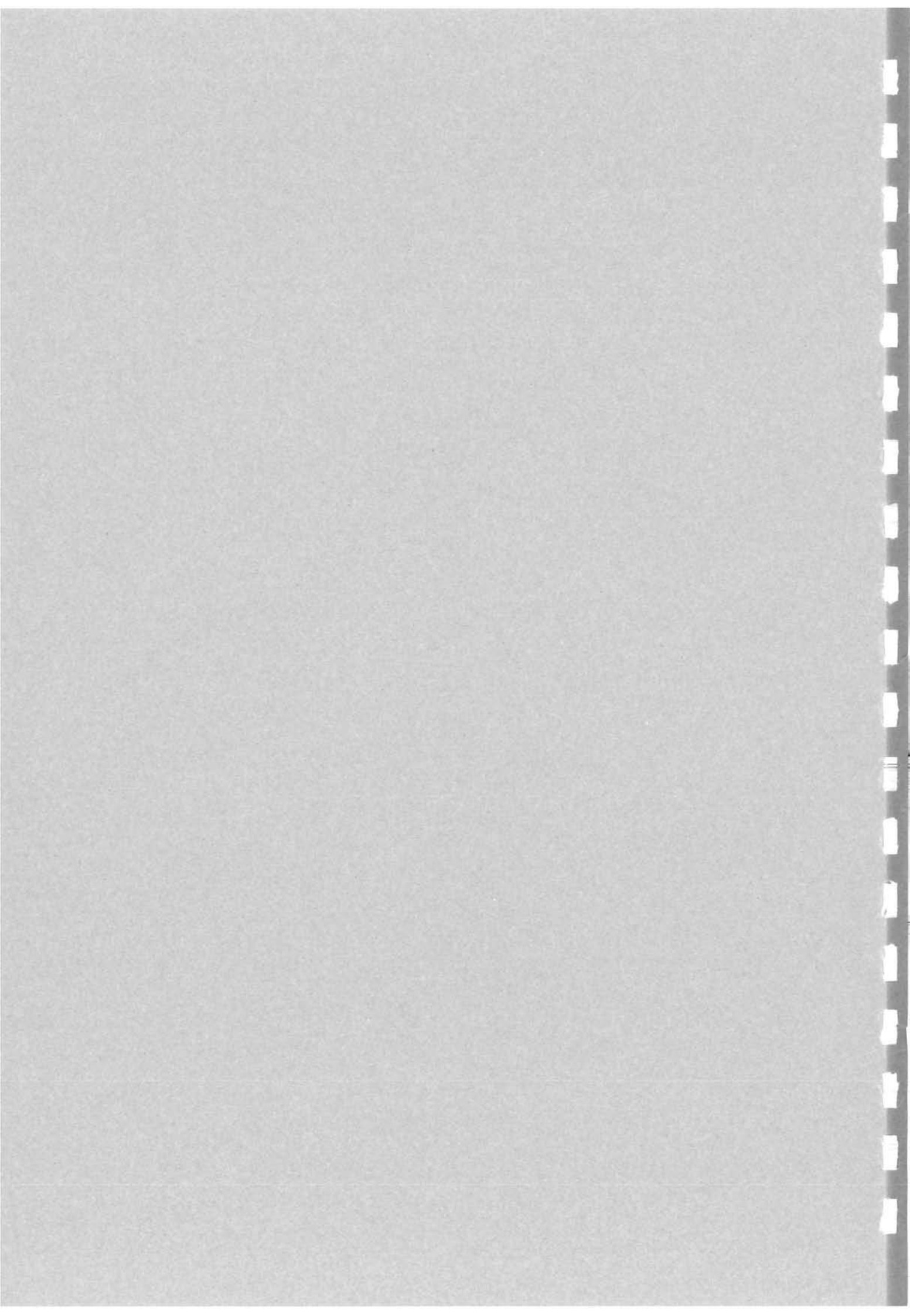
3) hier gegeven q_c -waarden (conusweerstand) dienen als ingang in de tabel, en mogen niet worden gebruikt in berekeningen

4) gerekend wordt verzadigde leem

5) C_a -waarden zijn geldig voor een spanningsverhogingstraject van ten hoogste 100 %.

6) q_c en E zijn genormeerd op een effectieve verticale spanning van 100 kPa. Om een juiste ingang in de tabel via q_c te verkrijgen zijn de gemeten waarden van q_c te converteren naar een effectief verticaal spanningsniveau van 100 kPa. De conversiefactor C_N moet worden bepaald met de grafiek in figuur 2A.

BIJLAGE 3 UITVOER VAN HET PROGRAMMA BLUM



BIJLAGE 3 UITVOER VAN HET PROGRAMMA BLUM

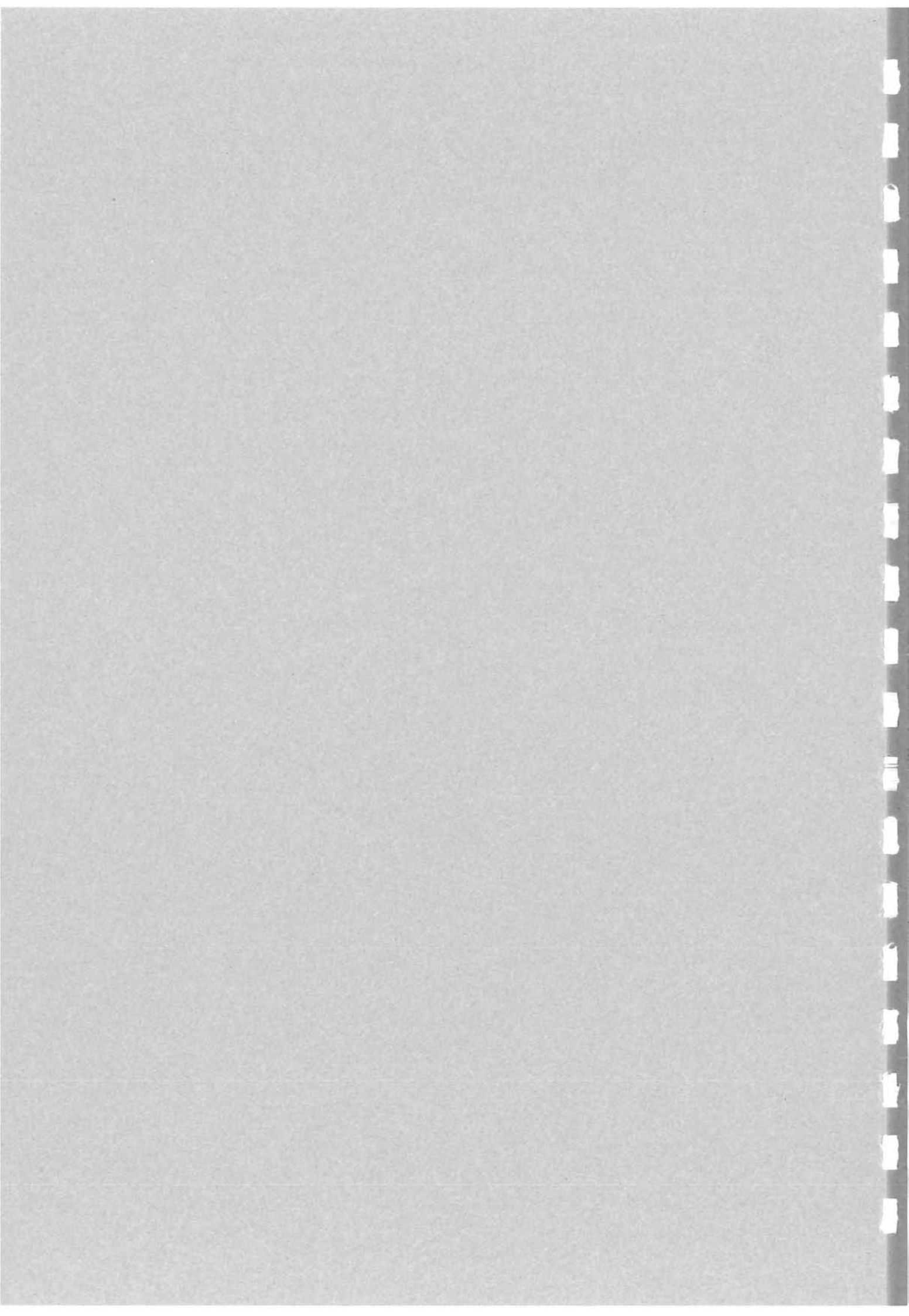
L	A	T	Mmax	Mmin					
7.680	1.000	34.290	51.254	-42.057					
z	fl	fr	Q	M	z	fl	fr	Q	M
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.340	0.000	5.811	32.251	11.182
0.020	0.000	0.000	0.000	0.000	1.360	0.000	5.976	32.134	11.825
0.040	0.000	0.000	0.000	0.000	1.380	0.000	6.142	32.012	12.467
0.060	0.000	0.000	0.000	0.000	1.400	0.000	6.307	31.888	13.106
0.080	0.000	0.000	0.000	0.000	1.420	0.000	6.473	31.760	13.742
0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.440	0.000	6.639	31.629	14.376
0.120	0.000	0.000	0.000	0.000	1.460	0.000	6.804	31.495	15.007
0.140	0.000	0.000	0.000	0.000	1.480	0.000	6.970	31.357	15.636
0.160	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	7.135	31.216	16.262
0.180	0.000	0.000	0.000	0.000	1.520	0.000	7.301	31.071	16.885
0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	1.540	0.000	7.467	30.924	17.505
0.220	0.000	0.000	0.000	0.000	1.560	0.000	7.632	30.773	18.122
0.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.580	0.000	7.798	30.618	18.735
0.260	0.000	0.000	0.000	0.000	1.600	0.000	7.963	30.461	19.346
0.280	0.000	0.000	0.000	0.000	1.620	0.000	8.129	30.300	19.954
0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	1.640	0.000	8.295	30.136	20.558
0.320	0.000	0.000	0.000	0.000	1.660	0.000	8.460	29.968	21.159
0.340	0.000	0.000	0.000	0.000	1.680	0.000	8.626	29.797	21.757
0.360	0.000	0.000	0.000	0.000	1.700	0.000	8.791	29.623	22.351
0.380	0.000	0.000	0.000	0.000	1.720	0.000	8.957	29.446	22.942
0.400	0.000	0.000	0.000	0.000	1.740	0.000	9.123	29.265	23.529
0.420	0.000	0.000	0.000	0.000	1.760	0.000	9.288	29.081	24.112
0.440	0.000	0.000	0.000	0.000	1.780	0.000	9.454	28.893	24.692
0.460	0.000	0.000	0.000	0.000	1.800	0.000	9.619	28.703	25.268
0.480	0.000	0.000	0.000	0.000	1.820	0.000	9.785	28.509	25.840
0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	1.840	0.000	9.951	28.311	26.408
0.520	0.000	0.000	0.000	0.000	1.860	0.000	10.116	28.111	26.973
0.540	0.000	0.000	0.000	0.000	1.880	0.000	10.282	27.907	27.533
0.560	0.000	0.000	0.000	0.000	1.900	0.000	10.447	27.699	28.089
0.580	0.000	0.000	0.000	0.000	1.920	0.000	10.613	27.489	28.641
0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	1.940	0.000	10.779	27.275	29.188
0.620	0.000	0.000	0.000	0.000	1.960	0.000	10.944	27.058	29.732
0.640	0.000	0.015	-0.000	-0.000	1.980	0.000	11.110	26.837	30.271
0.660	0.000	0.180	-0.002	-0.000	2.000	0.000	11.275	26.613	30.805
0.680	0.000	0.346	-0.007	-0.000	2.020	0.000	11.441	26.386	31.335
0.700	0.000	0.511	-0.016	-0.000	2.040	0.000	11.607	26.156	31.860
0.720	0.000	0.677	-0.028	-0.001	2.060	0.000	11.772	25.922	32.381
0.740	0.000	0.843	-0.043	-0.001	2.080	0.000	11.938	25.685	32.897
0.760	0.000	1.008	-0.062	-0.003	2.100	0.000	12.103	25.444	33.409
0.780	0.000	1.174	-0.083	-0.004	2.120	0.000	12.269	25.200	33.915
0.800	0.000	1.339	-0.108	-0.006	2.140	0.000	12.435	24.953	34.417
0.820	0.000	1.505	-0.137	-0.008	2.160	0.000	12.600	24.703	34.913
0.840	0.000	1.671	-0.169	-0.011	2.180	0.000	12.766	24.449	35.405
0.860	0.000	1.836	-0.204	-0.015	2.200	0.000	12.931	24.192	35.891
0.880	0.000	2.002	-0.242	-0.020	2.220	0.000	13.097	23.932	36.372
0.900	0.000	2.167	-0.284	-0.025	2.240	0.000	13.263	23.669	36.848
0.920	0.000	2.333	-0.329	-0.031	2.260	0.000	17.598	23.360	37.319
0.940	0.000	2.499	-0.377	-0.038	2.280	0.000	17.700	23.007	37.782
0.960	0.000	2.664	-0.429	-0.046	2.300	0.000	17.802	22.652	38.239
0.980	0.000	2.830	-0.484	-0.055	2.320	0.000	17.904	22.295	38.688
1.000	0.000	2.995	33.748	-0.065	2.340	0.000	18.006	21.936	39.131
1.020	0.000	3.161	33.687	0.609	2.360	0.000	18.108	21.575	39.566
1.040	0.000	3.327	33.622	1.282	2.380	0.000	18.210	21.212	39.994
1.060	0.000	3.492	33.554	1.954	2.400	0.000	18.312	20.846	40.414
1.080	0.000	3.658	33.482	2.624	2.420	0.000	18.414	20.479	40.827
1.100	0.000	3.823	33.408	3.293	2.440	0.000	18.516	20.110	41.233
1.120	0.000	3.989	33.329	3.960	2.460	0.000	18.618	19.738	41.632
1.140	0.000	4.155	33.248	4.626	2.480	0.000	18.720	19.365	42.023
1.160	0.000	4.320	33.163	5.290	2.500	0.000	18.822	18.990	42.406
1.180	0.000	4.486	33.075	5.953	2.520	0.000	18.924	18.612	42.782
1.200	0.000	4.651	32.984	6.613	2.540	0.000	19.026	18.233	43.151
1.220	0.000	4.817	32.889	7.272	2.560	0.000	19.128	17.851	43.512
1.240	0.000	4.983	32.791	7.929	2.580	0.000	19.230	17.468	43.865
1.260	0.000	5.148	32.690	8.584	2.600	0.000	19.332	17.082	44.210
1.280	0.000	5.314	32.585	9.236	2.620	0.000	19.434	16.694	44.548
1.300	0.000	5.479	32.477	9.887	2.640	0.000	19.536	16.305	44.878
1.320	0.000	5.645	32.366	10.535	2.660	0.000	19.638	15.913	45.200

z	fl	fr	Q	M	z	fl	fr	Q	M
2.680	0.000	19.740	15.519	45.515	4.140	0.000	27.186	-18.737	44.488
2.700	0.000	19.842	15.123	45.821	4.160	0.000	27.288	-19.282	44.108
2.720	0.000	19.944	14.725	46.120	4.180	0.000	27.390	-19.828	43.717
2.740	0.000	20.046	14.325	46.410	4.200	0.000	27.492	-20.377	43.315
2.760	0.000	20.148	13.924	46.693	4.220	0.000	27.594	-20.928	42.902
2.780	0.000	20.250	13.520	46.967	4.240	0.000	27.696	-21.481	42.477
2.800	0.000	20.352	13.114	47.233	4.260	0.000	27.798	-22.036	42.042
2.820	0.000	20.454	12.705	47.491	4.280	0.000	27.900	-22.593	41.596
2.840	0.000	20.556	12.295	47.742	4.300	0.000	28.002	-23.152	41.139
2.860	0.000	20.658	11.883	47.983	4.320	0.000	28.104	-23.713	40.670
2.880	0.000	20.760	11.469	48.217	4.340	0.000	28.206	-24.276	40.190
2.900	0.000	20.862	11.053	48.442	4.360	0.000	28.308	-24.841	39.699
2.920	0.000	20.964	10.635	48.659	4.380	0.000	28.410	-25.408	39.196
2.940	0.000	21.066	10.214	48.867	4.400	0.000	28.512	-25.978	38.682
2.960	0.000	21.168	9.792	49.067	4.420	0.000	28.614	-26.549	38.157
2.980	0.000	21.270	9.368	49.259	4.440	0.000	28.716	-27.122	37.620
3.000	0.000	21.372	8.941	49.442	4.460	0.000	28.818	-27.698	37.072
3.020	0.000	21.474	8.513	49.617	4.480	0.000	28.920	-28.275	36.513
3.040	0.000	21.576	8.082	49.783	4.500	0.000	29.022	-28.854	35.941
3.060	0.000	21.678	7.650	49.940	4.520	0.000	29.124	-29.436	35.358
3.080	0.000	21.780	7.215	50.089	4.540	0.000	29.226	-30.019	34.764
3.100	0.000	21.882	6.778	50.229	4.560	0.000	29.328	-30.605	34.158
3.120	0.000	21.984	6.340	50.360	4.580	0.000	29.430	-31.192	33.540
3.140	0.000	22.086	5.899	50.482	4.600	0.000	29.532	-31.782	32.910
3.160	0.000	22.188	5.456	50.596	4.620	0.000	29.634	-32.374	32.268
3.180	0.000	22.290	5.012	50.700	4.640	0.000	29.736	-32.967	31.615
3.200	0.000	22.392	4.565	50.796	4.660	0.000	29.838	-33.563	30.950
3.220	0.000	22.494	4.116	50.883	4.680	0.000	29.940	-34.161	30.272
3.240	0.000	22.596	3.665	50.961	4.700	0.000	30.042	-34.761	29.583
3.260	0.000	22.698	3.212	51.029	4.720	0.000	30.144	-35.363	28.882
3.280	0.000	22.800	2.757	51.089	4.740	0.000	30.246	-35.967	28.169
3.300	0.000	22.902	2.300	51.140	4.760	0.000	30.348	-36.572	27.443
3.320	0.000	23.004	1.841	51.181	4.780	0.000	30.450	-37.180	26.706
3.340	0.000	23.106	1.380	51.213	4.800	0.000	30.552	-37.790	25.956
3.360	0.000	23.208	0.917	51.236	4.820	0.000	30.654	-38.403	25.194
3.380	0.000	23.310	0.452	51.250	4.840	0.000	30.756	-39.017	24.420
3.400	0.000	23.412	-0.016	51.254	4.860	0.000	30.858	-39.633	23.633
3.420	0.000	23.514	-0.485	51.249	4.880	0.000	30.960	-40.251	22.835
3.440	0.000	23.616	-0.956	51.235	4.900	0.000	31.062	-40.871	22.023
3.460	0.000	23.718	-1.430	51.211	4.920	0.000	31.164	-41.493	21.200
3.480	0.000	23.820	-1.905	51.178	4.940	0.000	31.266	-42.118	20.364
3.500	0.000	23.922	-2.382	51.135	4.960	1.350	31.368	-42.731	19.515
3.520	0.000	24.024	-2.862	51.082	4.980	2.700	31.470	-43.318	18.655
3.540	0.000	24.126	-3.343	51.020	5.000	4.049	31.572	-43.881	17.783
3.560	0.000	24.228	-3.827	50.949	5.020	5.399	31.674	-44.419	16.900
3.580	0.000	24.330	-4.312	50.867	5.040	6.749	31.776	-44.932	16.006
3.600	0.000	24.432	-4.800	50.776	5.060	8.099	31.878	-45.420	15.103
3.620	0.000	24.534	-5.290	50.675	5.080	9.449	31.980	-45.884	14.189
3.640	0.000	24.636	-5.781	50.565	5.100	10.798	32.082	-46.322	13.267
3.660	0.000	24.738	-6.275	50.444	5.120	12.148	32.184	-46.735	12.337
3.680	0.000	24.840	-6.771	50.313	5.140	13.498	32.286	-47.123	11.398
3.700	0.000	24.942	-7.269	50.173	5.160	14.848	32.388	-47.486	10.452
3.720	0.000	25.044	-7.769	50.023	5.180	16.198	32.490	-47.825	9.499
3.740	0.000	25.146	-8.271	49.862	5.200	17.547	32.592	-48.138	8.539
3.760	0.000	25.248	-8.774	49.692	5.220	18.897	32.694	-48.427	7.574
3.780	0.000	25.350	-9.280	49.511	5.240	20.247	32.796	-48.690	6.603
3.800	0.000	25.452	-9.788	49.321	5.260	21.597	32.898	-48.929	5.626
3.820	0.000	25.554	-10.299	49.120	5.280	22.947	33.000	-49.142	4.646
3.840	0.000	25.656	-10.811	48.909	5.300	24.296	33.102	-49.331	3.661
3.860	0.000	25.758	-11.325	48.687	5.320	25.646	33.204	-49.494	2.673
3.880	0.000	25.860	-11.841	48.456	5.340	26.996	33.306	-49.633	1.681
3.900	0.000	25.962	-12.359	48.214	5.360	28.346	33.408	-49.747	0.688
3.920	0.000	26.064	-12.879	47.961	5.380	29.696	33.510	-49.835	-0.308
3.940	0.000	26.166	-13.402	47.698	5.400	31.045	33.612	-49.899	-1.305
3.960	0.000	26.268	-13.926	47.425	5.420	32.395	33.714	-49.938	-2.304
3.980	0.000	26.370	-14.452	47.141	5.440	33.745	33.816	-49.952	-3.303
4.000	0.000	26.472	-14.981	46.847	5.460	35.095	33.918	-49.941	-4.302
4.020	0.000	26.574	-15.511	46.542	5.480	36.445	34.020	-49.905	-5.300
4.040	0.000	26.676	-16.044	46.227	5.500	37.794	34.122	-49.844	-6.298
4.060	0.000	26.778	-16.578	45.900	5.520	39.144	34.224	-49.758	-7.294
4.080	0.000	26.880	-17.115	45.563	5.540	40.494	34.326	-49.647	-8.288
4.100	0.000	26.982	-17.654	45.216	5.560	41.844	34.428	-49.511	-9.279
4.120	0.000	27.084	-18.194	44.857	5.580	43.194	34.530	-49.351	-10.268

z	fl	fr	Q	M
5.600	44.543	34.632	-49.165	-11.253
5.620	45.893	34.734	-48.954	-12.234
5.640	47.243	34.836	-48.718	-13.211
5.660	48.593	34.938	-48.458	-14.183
5.680	49.943	35.040	-48.172	-15.149
5.700	51.292	35.142	-47.862	-16.109
5.720	52.642	35.244	-47.526	-17.063
5.740	53.992	35.346	-47.166	-18.010
5.760	71.768	36.079	-46.622	-18.948
5.780	72.650	36.238	-45.901	-19.873
5.800	73.532	36.396	-45.166	-20.784
5.820	74.414	36.555	-44.416	-21.680
5.840	75.296	36.713	-43.652	-22.560
5.860	76.178	36.871	-42.873	-23.426
5.880	77.060	37.030	-42.079	-24.275
5.900	77.942	37.188	-41.271	-25.109
5.920	78.824	37.347	-40.449	-25.926
5.940	79.706	37.505	-39.612	-26.727
5.960	80.588	37.663	-38.761	-27.510
5.980	81.470	37.822	-37.895	-28.277
6.000	82.352	37.980	-37.015	-29.026
6.020	83.234	38.139	-36.121	-29.757
6.040	84.116	38.297	-35.211	-30.471
6.060	84.998	38.455	-34.288	-31.166
6.080	85.880	38.614	-33.350	-31.842
6.100	86.762	38.772	-32.397	-32.499
6.120	87.644	38.931	-31.430	-33.138
6.140	88.526	39.089	-30.449	-33.757
6.160	89.408	39.247	-29.453	-34.356
6.180	90.290	39.406	-28.442	-34.934
6.200	91.172	39.564	-27.417	-35.493
6.220	92.054	39.723	-26.378	-36.031
6.240	92.936	39.881	-25.324	-36.548
6.260	93.818	40.039	-24.256	-37.044
6.280	94.700	40.198	-23.173	-37.518
6.300	95.582	40.356	-22.076	-37.971
6.320	96.464	40.515	-20.964	-38.401
6.340	97.346	40.673	-19.838	-38.809
6.360	98.228	40.831	-18.697	-39.194
6.380	99.110	40.990	-17.542	-39.557
6.400	99.992	41.148	-16.372	-39.896
6.420	100.874	41.307	-15.188	-40.211
6.440	101.756	41.465	-13.989	-40.503
6.460	102.638	41.623	-12.776	-40.771
6.480	103.520	41.782	-11.549	-41.014
6.500	104.402	41.940	-10.307	-41.233
6.520	105.284	42.099	-9.050	-41.426
6.540	106.166	42.257	-7.779	-41.595
6.560	107.048	42.415	-6.494	-41.737
6.580	107.930	42.574	-5.194	-41.854
6.600	108.812	42.732	-3.880	-41.945
6.620	109.694	42.891	-2.551	-42.009
6.640	110.576	43.049	-1.208	-42.047

z	fl	fr	Q	M
6.660	111.458	43.207	0.150	-42.057
6.680	112.340	43.366	1.522	-42.041
6.700	113.222	43.524	2.909	-41.996
6.720	114.104	43.683	4.310	-41.924
6.740	114.986	43.841	5.726	-41.824
6.760	115.868	43.999	7.156	-41.695
6.780	116.750	44.158	8.601	-41.537
6.800	117.632	44.316	10.060	-41.351
6.820	118.514	44.475	11.533	-41.135
6.840	119.396	44.633	13.021	-40.889
6.860	120.278	44.791	14.524	-40.614
6.880	121.160	44.950	16.041	-40.308
6.900	122.042	45.108	17.572	-39.972
6.920	122.924	45.267	19.118	-39.605
6.940	123.806	45.425	20.679	-39.207
6.960	124.688	45.583	22.253	-38.778
6.980	125.570	45.742	23.843	-38.317
7.000	126.452	45.900	25.447	-37.824
7.020	127.334	46.059	27.065	-37.299
7.040	128.216	46.217	28.698	-36.741
7.060	129.098	46.375	30.345	-36.151
7.080	129.980	46.534	32.006	-35.527
7.100	130.862	46.692	33.683	-34.871
7.120	131.744	46.851	35.373	-34.180
7.140	132.626	47.009	37.078	-33.455
7.160	133.508	47.167	38.798	-32.697
7.180	134.390	47.326	40.532	-31.903
7.200	135.272	47.484	42.281	-31.075
7.220	136.154	47.643	44.043	-30.212
7.240	137.036	47.801	45.821	-29.313
7.260	137.918	47.959	47.613	-28.379
7.280	138.800	48.118	49.419	-27.409
7.300	139.682	48.276	51.240	-26.402
7.320	140.564	48.435	53.076	-25.359
7.340	141.446	48.593	54.925	-24.279
7.360	142.328	48.751	56.790	-23.162
7.380	143.210	48.910	58.668	-22.007
7.400	144.092	49.068	60.562	-20.815
7.420	144.974	49.227	62.469	-19.585
7.440	145.856	49.385	64.392	-18.316
7.460	146.738	49.543	66.328	-17.009
7.480	147.620	49.702	68.279	-15.663
7.500	148.502	49.860	70.245	-14.277
7.520	149.384	50.019	72.225	-12.853
7.540	150.266	50.177	74.220	-11.388
7.560	151.148	50.335	76.229	-9.884
7.580	152.030	50.494	78.252	-8.339
7.600	152.912	50.652	80.290	-6.754
7.620	153.794	50.811	82.342	-5.127
7.640	154.676	50.969	84.409	-3.460
7.660	155.558	51.127	86.491	-1.751
7.680	156.440	51.286	88.587	-0.000

BIJLAGE 4 UITVOER VAN MSHEET VOOR PROFIEL 10.5 T/M 11.0



BIJLAGE 4 UITVOER VAN MSHEET VOOR PROFIEL 10.5 T/M 11.0

```

MM   MM   SSSSSS  HH  HH  EEEEE  EEEEE  TTTTTT
MMM  MMM  SS      HH  HH  EE      EE      T
MM  MMM  MM   SSSSS  HHHHHH  EEEE  EEEE  T
MM  M  MM      SS  HH  HH  EE      EE      T
MM   MM   SSSSSS  HH  HH  EEEEE  EEEEE  T
  
```

```

Versie      : 2.2
Update      : 941205
Licentie    : 0216
Bedrijf     : TUD
  
```

```

Probleem titels : Damwandconstructie met verankering
                  Profiel 10.5 t/m 11.0
Datum          : 1995-07-27
Tijd           : 11:03:25
  
```

OVERZICHT VAN ALGEMENE INVOER GEGEVENS :

```

Aantal takken in veer karakteristiek : 1
Ontlastingsstak voor veer karakteristiek : Nee
Aantal bouwfasen : 2
  
```

Damwand gegevens :

```

Lengte      : 8.25 [m]
Peil bovenkant : 46.25 [m]
Aantal stukken : 1
  
```

Stuk nr	[m] Van	Peil Tot	Stijfheid EI [kNm ² /Bm]	W-breed. [m]
1	46.25	38.00	1.100E+0003	1.00

Gegevens grondsoort : SEPTARIEN

Volumieke massa droog :	18.00 [kN/m ³]	Lambda actief :	0.44
nat :	18.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal :	0.64
Cohesie :	12.00 [kN/m ²]	Lambda passief :	2.45
Wandrijving delta :	7.00 [graden]		
Phi :	20.90 [graden]		
Beddingskonstanten :	Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[1] 4615.00	4615.00	

Gegevens grondsoort : ZAND

Volumieke massa droog :	17.00 [kN/m ³]	Lambda actief :	0.30
nat :	19.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal :	0.49
Cohesie :	0.00 [kN/m ²]	Lambda passief :	3.97
Wandrijving delta :	10.10 [graden]		
Phi :	30.40 [graden]		
Beddingskonstanten :	Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[1] 9231.00	9231.00	

Gegevens grondsoort : KLEI

Volumieke massa droog :	18.00 [kN/m ³]	Lambda actief :	0.46
nat :	18.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal :	0.66
Cohesie :	10.00 [kN/m ²]	Lambda passief :	2.31
Wandrijving delta :	6.53 [graden]		
Phi :	19.60 [graden]		
Beddingskonstanten :	Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[1] 3077.00	3077.00	

Gegevens grondsoort : GRIND

Volumieke massa droog : 18.00 [kN/m3] Lambda actief : 0.27
 nat : 20.00 [kN/m3] Lambda neutraal : 0.46
Cohesie : 0.00 [kN/m2] Lambda passief : 4.50
Wandrijving delta : 10.90 [graden]
Phi : 32.60 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m3] K[1] 15380.00 15380.00

WAARSCHUWING : Een of meer opgegeven peil posities vallen buiten de damwand.

=====

De invoer is gecontroleerd en goed bevonden.

Aantal knopen op de damwand : 24

=====

***** B O U W F A S E 1 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 1

=====

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 1) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 2)

Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	46.25	1	0.00	43.70
2	1.50	47.00	2	9.00	40.20
3	3.50	48.00	3	20.00	38.70
4	7.50	50.00			
5	9.50	50.00			
6	17.50	54.00			
7	19.50	54.00			

Water Peil Links / Rechts : 0.00 / 0.00 [m]

Grondgegevens LINKS & RECHTS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	GRIND	54.00	0.00	0.00
2	ZAND	47.25	0.00	0.00
3	KLEI	46.25	0.00	0.00
4	ZAND	44.00	0.00	0.00
5	SEPTARIEN	40.50	0.00	0.00

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : C, ϕ , δ

Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : C, ϕ , δ

Anker 1 is LINKS van de damwand geplaatst.

Plaats tov Peil : 45.25 [m] Veerstijfheid : 1.500E+0003 [kN/m/Bm]
Doorsnede : 1.000E-0004 [m2] Vloeikracht : 35.00 [kN/Bm]
Lengte : 14.00 [m] Voorspankracht : 0.00 [kN/Bm]

Linkerzijde						
Segment nr	Niveau [m] midden	horizontale wanddruk [kN/m ²]		LA	LN	LP
		aktief	passief	fictief	fictief	fictief
1	46.02	0.77	74.35	0.19	2.66	18.36
2	45.58	2.09	150.66	0.17	2.00	12.40
3	45.13	3.22	249.03	0.16	1.73	12.30
4	44.67	4.36	358.38	0.15	1.56	12.64
5	44.23	5.40	460.32	0.15	1.44	12.63
6	43.75	19.62	692.89	0.44	1.18	15.48
7	43.25	29.94	588.49	0.56	1.10	11.05
8	42.75	33.67	715.68	0.55	1.04	11.59
9	42.25	36.95	853.76	0.53	0.99	12.15
10	41.75	40.14	1015.28	0.51	0.95	12.89
11	41.25	43.22	1164.04	0.50	0.92	13.34
12	40.75	46.20	1334.00	0.48	0.88	13.93
13	40.25	50.70	1178.37	0.49	1.01	11.28
14	39.75	55.41	1086.60	0.49	0.98	9.57
15	39.25	60.70	1008.96	0.50	0.96	8.24
16	38.75	67.68	935.15	0.51	0.94	7.11
17	38.25	74.57	890.61	0.53	0.92	6.34

Rechterzijde						
Segment nr	Niveau [m] midden	horizontale wanddruk [kN/m ²]		LA	LN	LP
		aktief	passief	fictief	fictief	fictief
1	43.43	1.11	7.64	0.24	0.24	1.69
2	42.90	3.32	22.92	0.24	0.24	1.69
3	42.37	5.54	38.20	0.24	0.24	1.69
4	41.83	7.75	53.48	0.24	0.24	1.69
5	41.30	9.97	68.77	0.24	0.24	1.69
6	40.77	12.18	84.05	0.24	0.24	1.69
7	40.25	6.48	101.13	0.11	0.23	1.72
8	39.75	9.74	119.26	0.14	0.28	1.76
9	39.25	12.90	135.17	0.17	0.31	1.76
10	38.75	16.08	151.97	0.19	0.34	1.77
11	38.25	19.21	153.11	0.20	0.37	1.61

Resultaten van de berekening van bouwfase 1

Aantal iteraties : 7

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL kN/m2	Stat %	KorSpR kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	46.25	0.5	0.0	-0.0	0.00	A	0.00		0.00	0.00
2	45.92	3.7	-0.1	-0.6	4.67		0.00		0.00	0.00
2	45.92	3.7	-0.1	-0.6	4.67		0.00		0.00	0.00
3	45.58	6.8	-0.5	-1.7	3.05		0.00		0.00	0.00
3	45.58	6.8	-0.5	-1.7	3.05		0.00		0.00	0.00
4	45.25	10.0	-1.2	-2.9	2.86	A	0.00		0.00	0.00
4	45.25	10.0	-1.2	12.1	2.86	A	0.00		0.00	0.00
5	44.94	13.0	2.4	11.1	3.76	A	0.00		0.00	0.00
5	44.94	13.0	2.4	11.1	3.63	A	0.00		0.00	0.00
6	44.63	15.8	5.7	9.8	4.49	A	0.00		0.00	0.00
6	44.63	15.8	5.7	9.8	4.49	A	0.00		0.00	0.00
7	44.31	18.2	8.5	8.3	5.16	A	0.00		0.00	0.00
7	44.31	18.2	8.5	8.3	5.16	A	0.00		0.00	0.00
8	44.00	19.7	10.9	6.6	6.00	A	0.00		0.00	0.00
8	44.00	19.7	10.9	6.6	17.76	A	0.00		0.00	0.00
9	43.70	20.3	12.0	0.9	19.99	A	0.00		0.00	0.00
9	43.70	20.3	12.0	0.9	19.99	A	0.00	P	0.00	0.00
10	43.30	19.6	10.9	-6.6	29.46	A	11.46	P	0.00	0.00
10	43.30	19.6	10.9	-6.6	29.46	A	11.46	P	0.00	0.00
11	42.90	17.4	7.0	-12.2	32.28	A	22.92	P	0.00	0.00
11	42.90	17.4	7.0	-12.2	32.28	A	22.92	P	0.00	0.00
12	42.50	14.1	1.6	-14.4	35.99	A	34.38	P	0.00	0.00
12	42.50	14.1	1.6	-14.4	34.71	A	34.38	P	0.00	0.00
13	42.10	10.6	-4.0	-12.9	38.29	A	45.84	P	0.00	0.00
13	42.10	10.6	-4.0	-12.9	38.29	A	45.84	P	0.00	0.00
14	41.70	7.7	-8.3	-8.0	40.57	A	57.30	P	0.00	0.00
14	41.70	7.7	-8.3	-8.0	40.57	A	57.30	P	0.00	0.00
15	41.30	6.0	-9.9	0.4	42.80	A	65.23	95	0.00	0.00
15	41.30	6.0	-9.9	0.4	42.80	A	65.23	95	0.00	0.00
16	40.90	5.7	-8.2	8.2	44.97	A	63.81	80	0.00	0.00
16	40.90	5.7	-8.2	8.2	44.97	A	63.81	80	0.00	0.00
17	40.50	6.5	-3.3	16.6	48.25	A	73.00	80	0.00	0.00
17	40.50	6.5	-3.3	16.6	70.69		42.51	46	0.00	0.00
18	40.13	7.7	1.1	7.1	71.86		49.70	47	0.00	0.00
18	40.13	7.7	1.1	7.1	71.86		49.70	47	0.00	0.00
19	39.75	8.8	2.5	1.4	70.59		59.37	50	0.00	0.00
19	39.75	8.8	2.5	1.4	70.59		59.37	50	0.00	0.00
20	39.38	9.6	2.4	-1.6	70.75		67.62	52	0.00	0.00
20	39.38	9.6	2.4	-1.6	70.75		67.62	52	0.00	0.00
21	39.00	10.1	1.6	-2.7	74.90		72.04	50	0.00	0.00
21	39.00	10.1	1.6	-2.7	72.29		74.50	52	0.00	0.00
22	38.67	10.4	0.8	-2.1	76.65		77.82	50	0.00	0.00
22	38.67	10.4	0.8	-2.1	76.65		77.82	50	0.00	0.00
23	38.33	10.6	0.2	-1.2	78.80		83.18	55	0.00	0.00
23	38.33	10.6	0.2	-1.2	78.80		83.18	55	0.00	0.00
24	38.00	10.7	-0.0	-0.0	83.51		86.18	54	0.00	0.00

Maxima : 20.3 12.0 16.6

Ankergegevens einde bouwfase : 1

Nr	Peil	Aanwezigheid	Knoop	Ankerkracht kN/Bm	AnkerToestand
1	45.25	Links	4	-14.98	Elastisch

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	318.17	303.18
Water	0.00	0.00
Totaal	318.17	303.18

Als passieve zijde wordt beschouwd : Rechts
 Maximale passieve korrelweerstand : 477.05 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 303.18 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 63.6 [%]

 Positie enkelvoudige ondersteuning op : 45.25 [m] tov Peil.
 Maximale passieve moment : -2558.14 [kNm/Bm]
 Gemobiliseerde passieve moment : -1521.40 [kNm/Bm]
 Percentage gemobiliseerde moment : 59.5 [%]

 ***** B O U W F A S E 2 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 2
 =====

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 1)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 2)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	46.25	1	0.00	43.70
2	1.50	47.00	2	9.00	40.20
3	3.50	48.00	3	20.00	38.70
4	7.50	50.00			
5	9.50	50.00			
6	17.50	54.00			
7	19.50	54.00			

Water Peil Links / Rechts : 0.00 / 44.00 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	GRIND	54.00	0.00	0.00
2	ZAND	47.25	0.00	0.00
3	KLEI	46.25	0.00	0.00
4	ZAND	44.00	0.00	0.00
5	SEPTARIEN	40.50	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 2)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	GRIND	54.00	0.00	0.00
2	ZAND	47.25	0.00	0.00
3	KLEI	46.25	0.00	0.00
4	ZAND	44.00	0.00	0.00
5	SEPTARIEN	40.50	0.00	0.00
6	SEPTARIEN	39.00	-50.00	-82.00
7	SEPTARIEN	35.80	-82.00	-82.00

Waarschuwing : Aan RECHTER-zijde van de damwand is t.p.v het maaiveld een waterover(onder)spanning gedefinieerd !

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : C, ϕ, δ
 Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : C, ϕ, δ

Anker 1 is LINKS van de damwand geplaatst.
 Plaats tov Peil : 45.25 [m] Veerstijfheid : 1.500E+0003 [kN/m/Bm]
 Doorsnede : 1.000E-0004 [m2] Vloeikracht : 35.00 [kN/Bm]
 Lengte : 14.00 [m] Voorspankracht : 0.00 [kN/Bm]

Linkerzijde

Segment nr	Niveau [m] midden	horizontale wanddruk [kN/m ²]		LA	LN	LP
		aktief	passief	fictief	fictief	fictief
1	46.02	0.77	74.35	0.19	2.66	18.36
2	45.58	2.09	150.66	0.17	2.00	12.40
3	45.13	3.22	249.03	0.16	1.73	12.30
4	44.67	4.36	358.38	0.15	1.56	12.64
5	44.23	5.40	460.32	0.15	1.44	12.63
6	43.75	19.62	692.89	0.44	1.18	15.48
7	43.25	29.94	588.49	0.56	1.10	11.05
8	42.75	33.67	715.68	0.55	1.04	11.59
9	42.25	36.95	853.76	0.53	0.99	12.15
10	41.75	40.14	1015.28	0.51	0.95	12.89
11	41.25	43.22	1164.04	0.50	0.92	13.34
12	40.75	46.20	1334.00	0.48	0.88	13.93
13	40.25	50.70	1178.37	0.49	1.01	11.28
14	39.75	55.41	1086.60	0.49	0.98	9.57
15	39.25	60.70	1008.96	0.50	0.96	8.24
16	38.75	67.68	935.15	0.51	0.94	7.11
17	38.25	74.57	890.61	0.53	0.92	6.34

Rechterzijde

Segment nr	Niveau [m] midden	horizontale wanddruk [kN/m ²]		LA	LN	LP
		aktief	passief	fictief	fictief	fictief
1	43.43	0.59	4.05	0.24	0.24	1.69
2	42.90	1.76	12.14	0.24	0.24	1.69
3	42.37	2.93	20.23	0.24	0.24	1.69
4	41.83	4.10	28.32	0.24	0.24	1.69
5	41.30	5.28	36.41	0.24	0.24	1.69
6	40.77	6.45	44.50	0.24	0.24	1.69
7	40.25	-1.38	87.60	0.00	0.24	2.84
8	39.75	-1.25	81.62	0.00	0.27	2.35
9	39.25	-1.14	86.70	0.00	0.31	2.23
10	38.75	23.09	232.33	0.24	0.50	2.44
11	38.25	27.74	247.46	0.27	0.52	2.37

Resultaten van de berekening van bouw fase 2

Aantal iteraties : 6

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL kN/m2	Stat %	KorSpR kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	46.25	0.3	0.0	-0.0	0.00	P	0.00		0.00	0.00
2	45.92	3.6	-0.1	-0.8	5.03		0.00		0.00	0.00
2	45.92	3.6	-0.1	-0.8	5.03		0.00		0.00	0.00
3	45.58	6.8	-0.6	-1.9	3.07		0.00		0.00	0.00
3	45.58	6.8	-0.6	-1.9	3.07		0.00		0.00	0.00
4	45.25	10.1	-1.4	-3.0	2.86	A	0.00		0.00	0.00
4	45.25	10.1	-1.4	12.1	2.86	A	0.00		0.00	0.00
5	44.94	13.3	2.2	11.1	3.76	A	0.00		0.00	0.00
5	44.94	13.3	2.2	11.1	3.63	A	0.00		0.00	0.00
6	44.63	16.2	5.5	9.8	4.49	A	0.00		0.00	0.00
6	44.63	16.2	5.5	9.8	4.49	A	0.00		0.00	0.00
7	44.31	18.7	8.3	8.3	5.16	A	0.00		0.00	0.00
7	44.31	18.7	8.3	8.3	5.16	A	0.00		0.00	0.00
8	44.00	20.4	10.7	6.6	6.00	A	0.00		0.00	0.00
8	44.00	20.4	10.7	6.6	17.76	A	0.00		0.00	0.00
9	43.70	21.2	11.9	1.3	19.99	A	0.00		0.00	3.00
9	43.70	21.2	11.9	1.3	19.99	A	0.00	P	0.00	3.00
10	43.30	20.8	11.1	-5.3	29.46	A	6.07	P	0.00	7.00
10	43.30	20.8	11.1	-5.3	29.46	A	6.07	P	0.00	7.00
11	42.90	18.7	7.8	-10.5	32.28	A	12.14	P	0.00	11.00
11	42.90	18.7	7.8	-10.5	32.28	A	12.14	P	0.00	11.00
12	42.50	15.6	3.1	-12.9	35.99	A	18.20	P	0.00	15.00
12	42.50	15.6	3.1	-12.9	34.71	A	18.20	P	0.00	15.00
13	42.10	12.0	-2.0	-12.2	38.29	A	24.27	P	0.00	19.00
13	42.10	12.0	-2.0	-12.2	38.29	A	24.27	P	0.00	19.00
14	41.70	8.6	-6.3	-8.5	40.57	A	30.34	P	0.00	23.00
14	41.70	8.6	-6.3	-8.5	40.57	A	30.34	P	0.00	23.00
15	41.30	6.2	-8.4	-1.9	42.80	A	36.41	P	0.00	27.00
15	41.30	6.2	-8.4	-1.8	42.80	A	36.41	P	0.00	27.00
16	40.90	5.0	-7.5	6.0	51.34		36.10	85	0.00	31.00
16	40.90	5.0	-7.5	6.0	51.34		36.10	85	0.00	31.00
17	40.50	4.8	-4.2	10.0	63.85		32.94	68	0.00	35.00
17	40.50	4.8	-4.2	10.0	78.49		28.90	35	0.00	35.00
18	40.13	5.2	-1.4	4.7	83.47		31.42	35	0.00	38.75
18	40.13	5.2	-1.4	4.7	83.47		31.42	35	0.00	38.75
19	39.75	5.8	-0.4	1.3	84.58		36.15	44	0.00	42.50
19	39.75	5.8	-0.4	1.3	84.58		36.15	44	0.00	42.50
20	39.38	6.4	-0.2	0.3	85.43		41.18	49	0.00	46.25
20	39.38	6.4	-0.2	0.3	85.43		41.18	49	0.00	46.25
21	39.00	7.1	0.2	1.9	88.78		45.20	50	0.00	50.00
21	39.00	7.1	0.2	1.9	86.18		78.49	35	0.00	0.00
22	38.67	7.7	0.4	-0.2	89.10		84.21	36	0.00	-0.00
22	38.67	7.7	0.4	-0.2	89.10		84.21	36	0.00	0.00
23	38.33	8.2	0.2	-0.8	89.63		90.88	37	0.00	0.00
23	38.33	8.2	0.2	-0.8	89.63		90.88	37	0.00	0.00
24	38.00	8.7	-0.0	-0.0	92.70		96.41	37	0.00	0.00
Maxima :		21.2	11.9	-12.9						

Ankergegevens einde bouw fase : 2

Nr	Peil	Aanwezigheid	Knoop	Ankerkracht kN/Bm	AnkerToestand
1	45.25	Links	4	-15.15	Elastisch

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

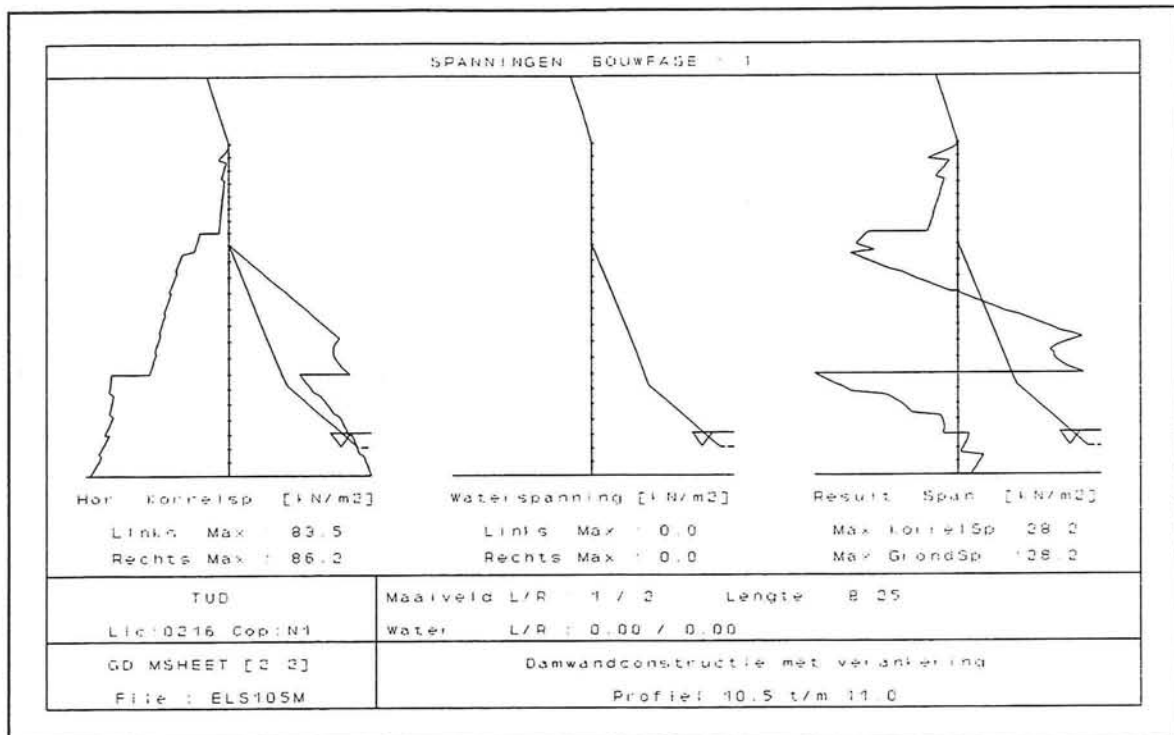
	Links	Rechts
Korrel	354.65	214.46
Water	0.00	125.00
Totaal	354.65	339.46

Als passieve zijde wordt beschouwd	:	Rechts
Maximale passieve korrelweerstand	:	445.36 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand	:	214.46 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand	:	48.2 [%]
Positie enkelvoudige ondersteuning op	:	45.25 [m] tov Peil.
Maximale passieve moment	:	-2611.48 [kNm/Bm]
Gemobiliseerde passieve moment	:	-1157.86 [kNm/Bm]
Percentage gemobiliseerde moment	:	44.3 [%]

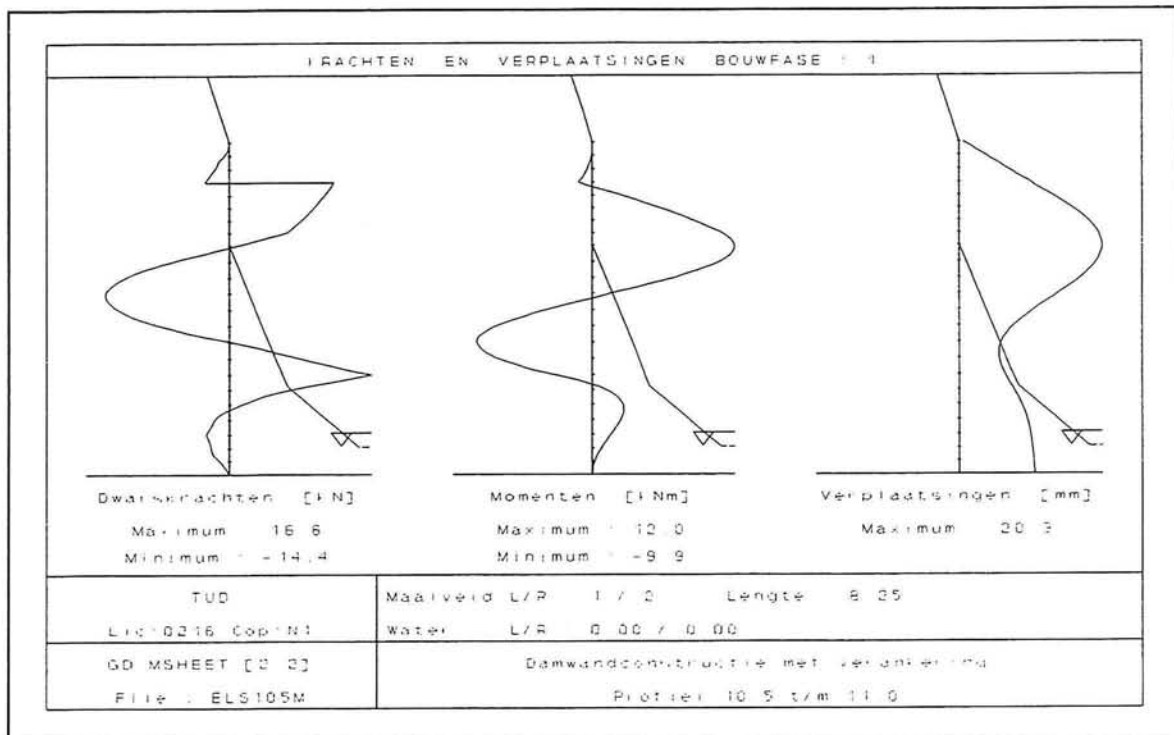
Maxima over de alle bouwfasen :

Verplaatsing : 21.2 [mm]
Moment : 12.0 [kNm/Bm]
Dwarskracht : 16.6 [kN/Bm]

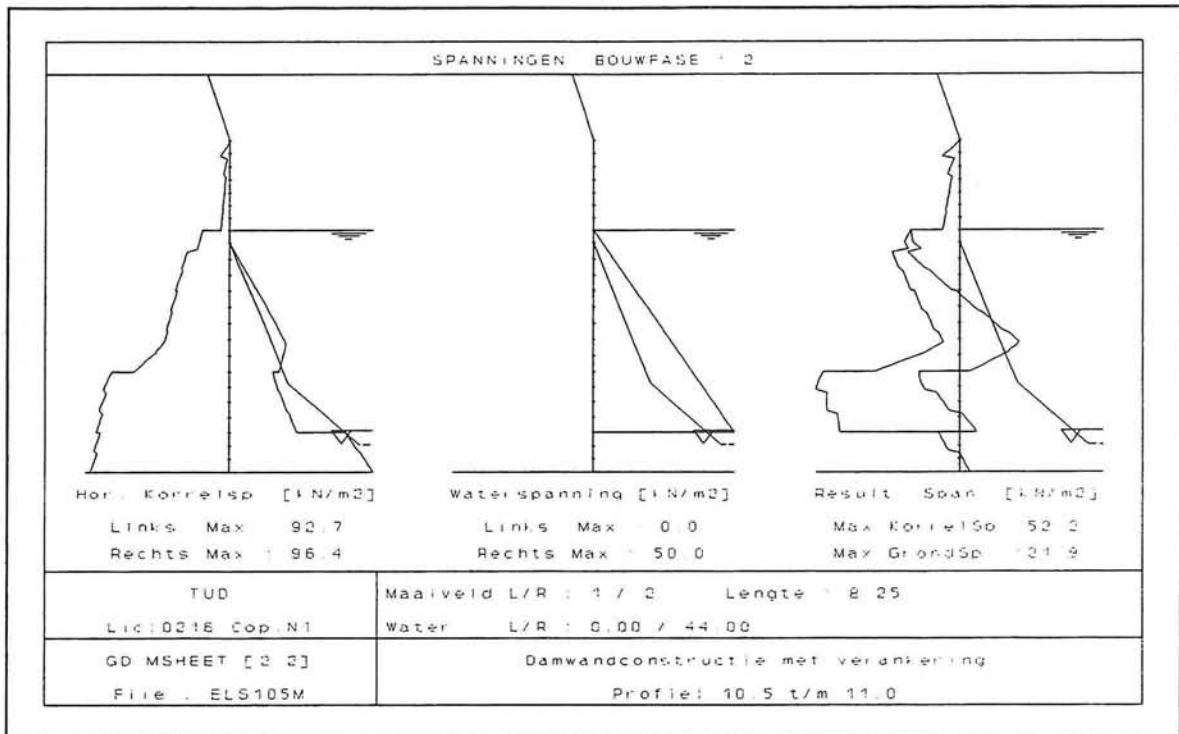
=====
EINDE MSHEET UITVOERFILE
=====



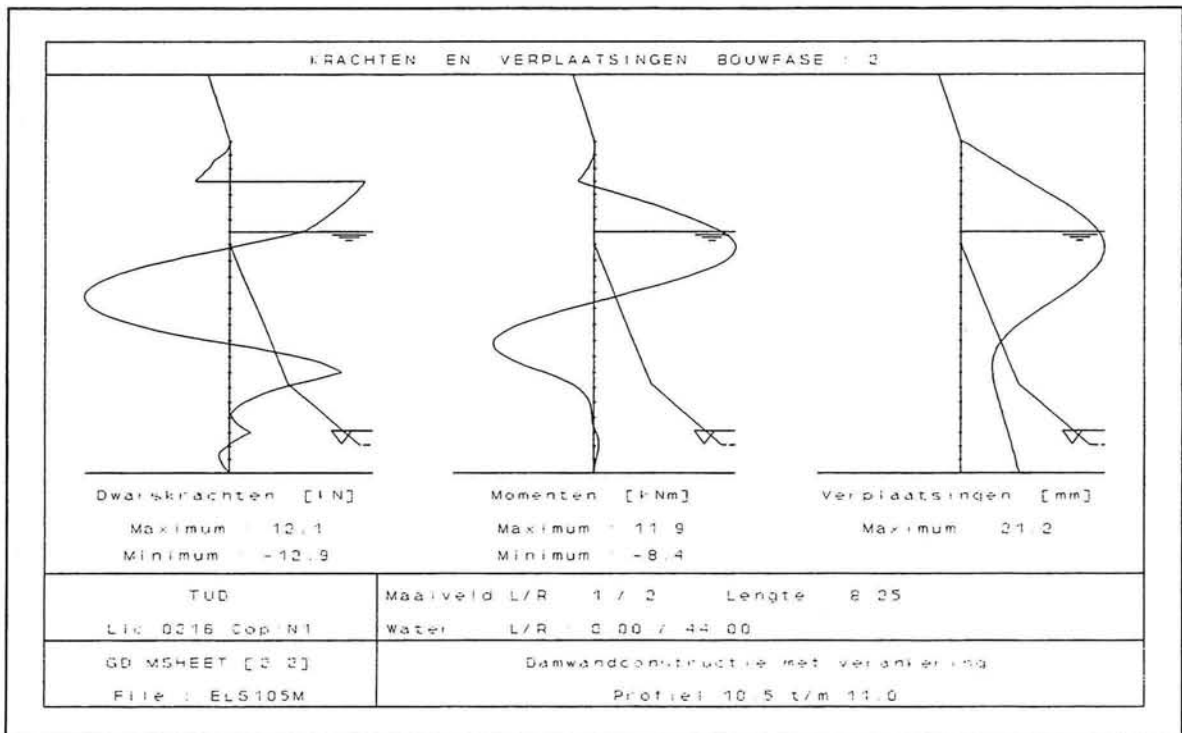
Figuur B4.1 Spanningen voor bouwfase 1 voor de profielen 10.5 t/m 11.0



Figuur B4.2 Krachten en verplaatsingen bouwfase 1 voor de profielen 10.5 t/m 11.0



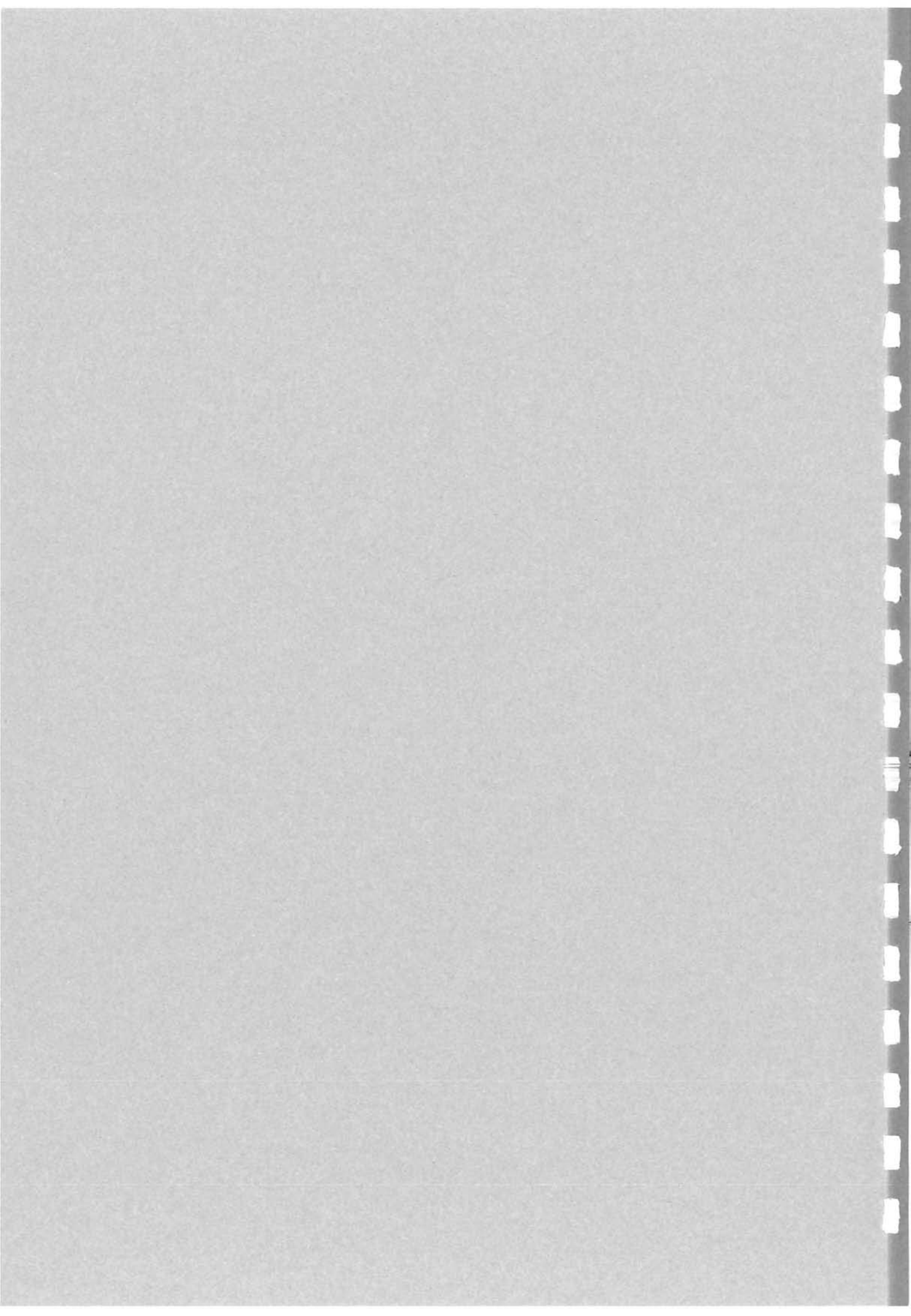
Figuur B4.3 Spanningen voor bouwfase 2 voor de profielen 10.5 t/m 11.0



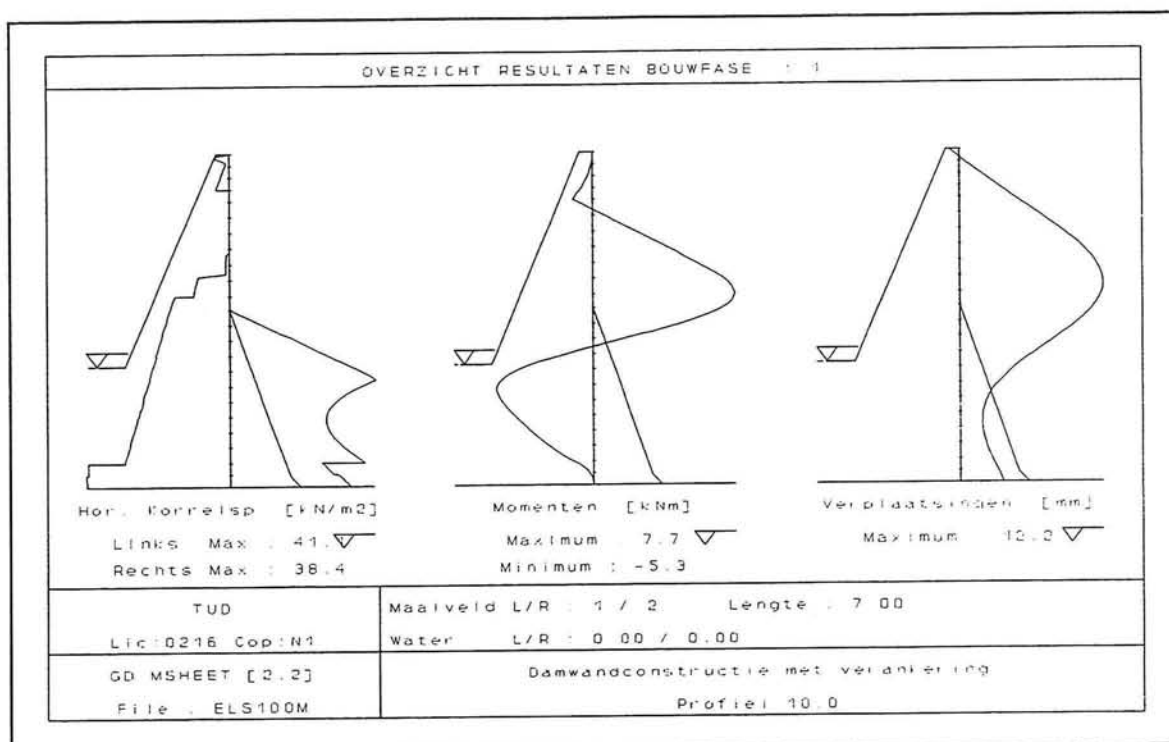
Figuur B4.4 Krachten en verplaatsingen bouwfase 2 voor de profielen 10.5 t/m 11.0

BIJLAGE 5

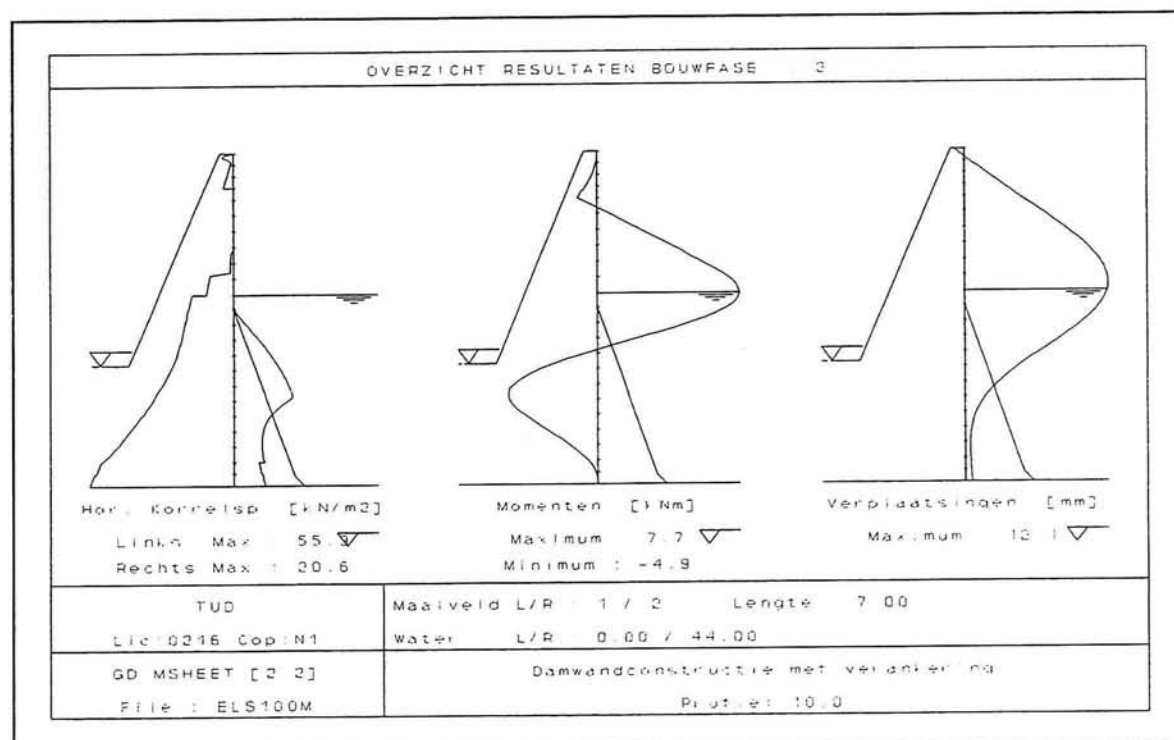
GRAFISCHE UITVOER MSHEET VOOR ALLE OVERIGE PROFIELEN



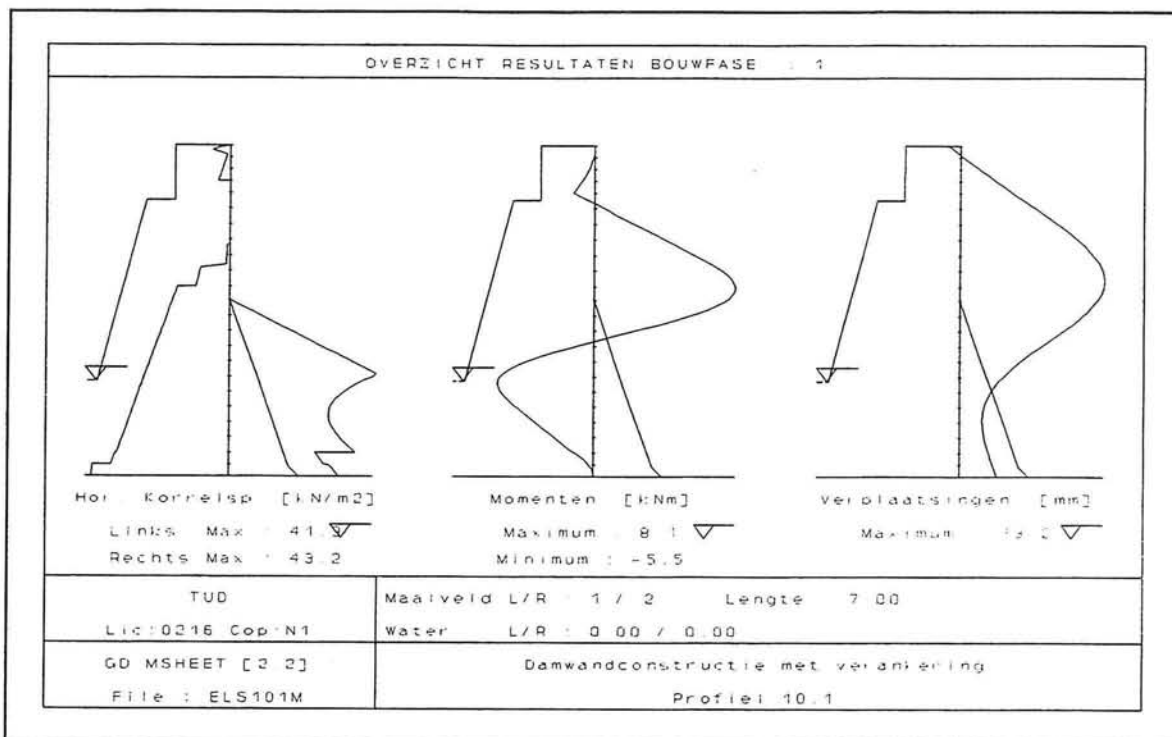
BIJLAGE 5 GRAFISCHE UITVOER MSHEET VOOR ALLE OVERIGE PROFIELEN



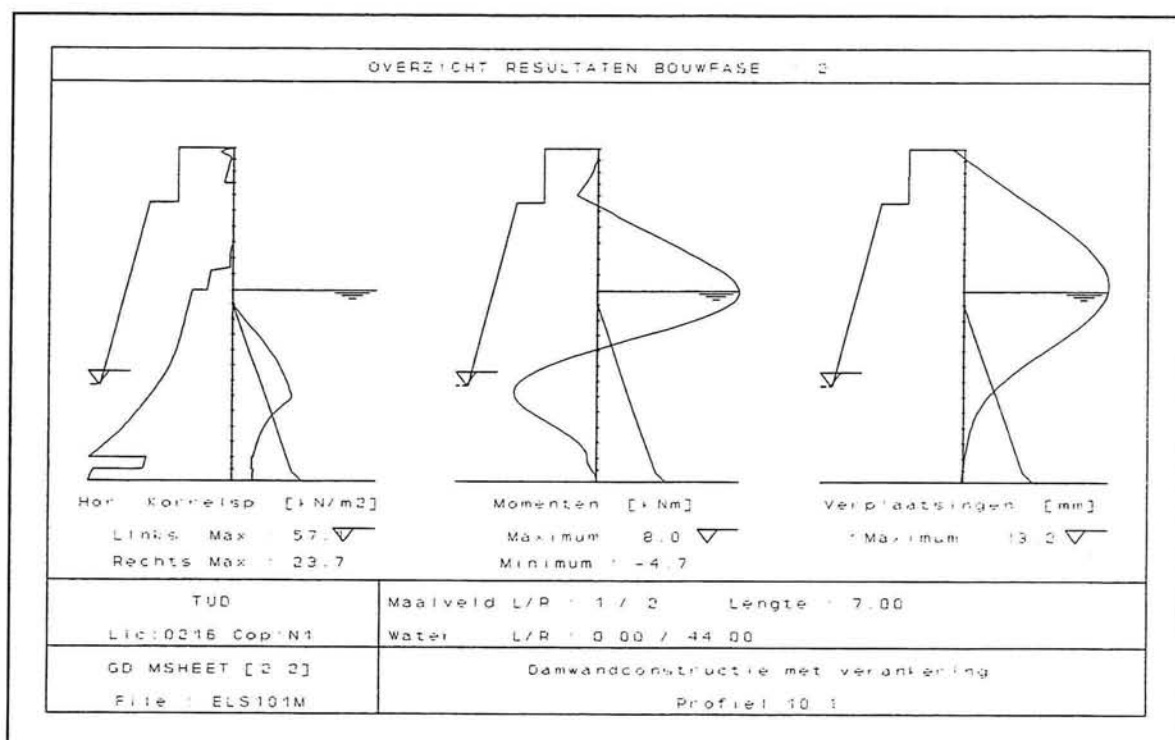
Figuur B5.1 Overzicht resultaten bouwfase 1 voor profiel 10.0



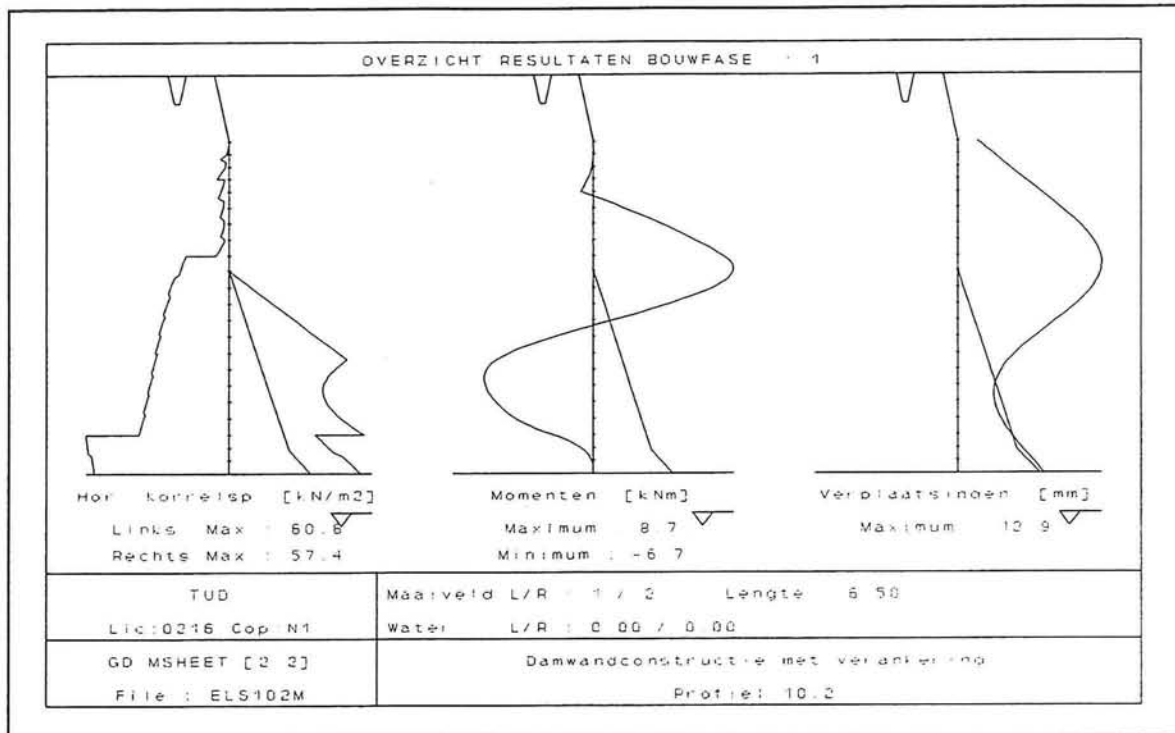
Figuur B5.2 Overzicht resultaten bouwfase 2 voor profiel 10.0



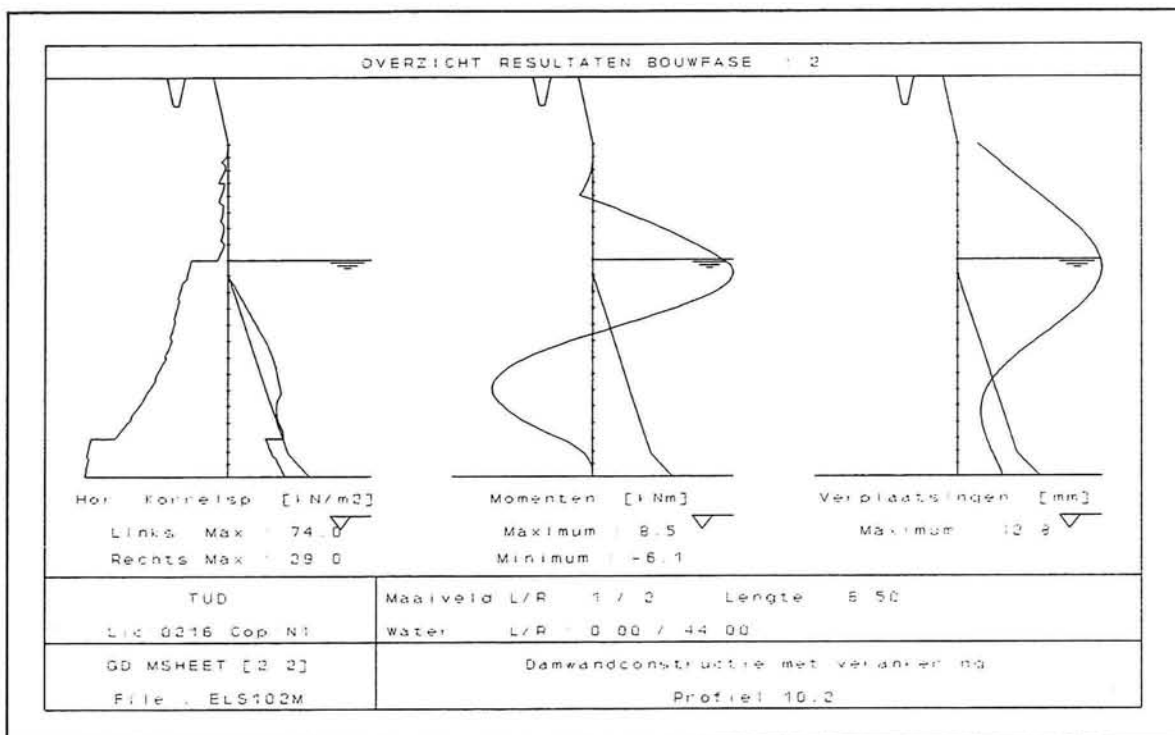
Figuur B5.3 Overzicht resultaten bouwfase 1 voor profiel 10.1



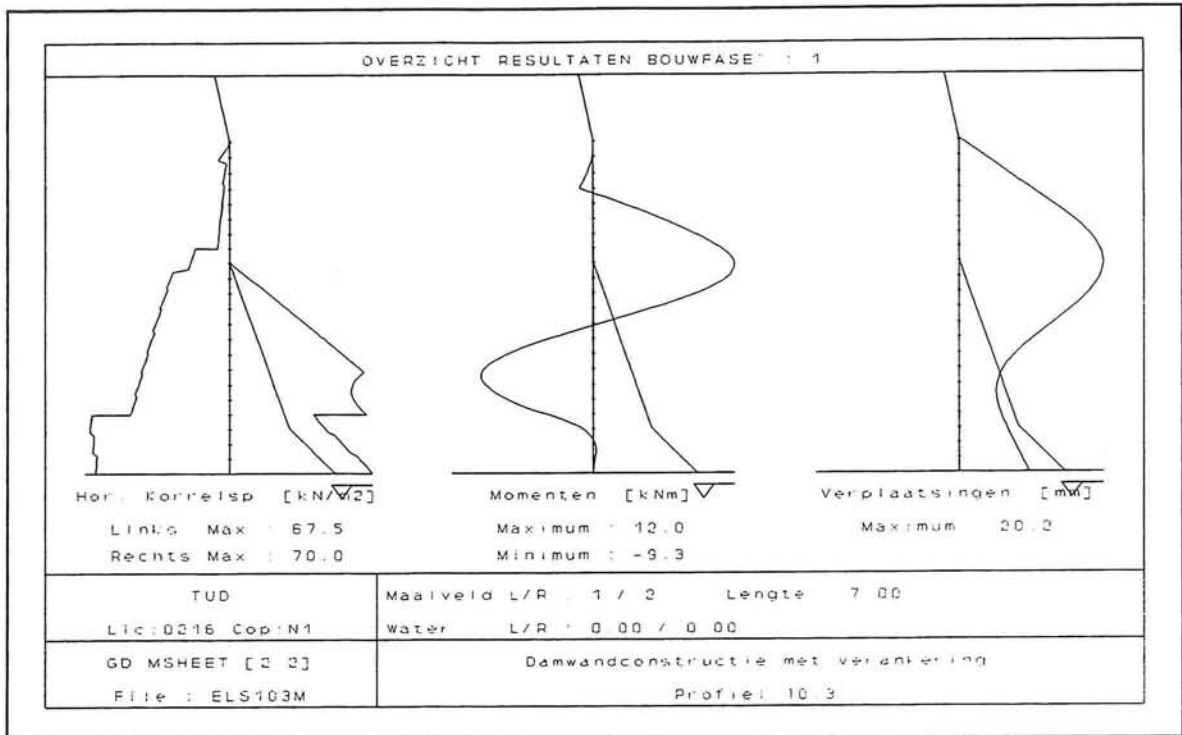
Figuur B5.4 Overzicht resultaten bouwfase 2 voor profiel 10.1



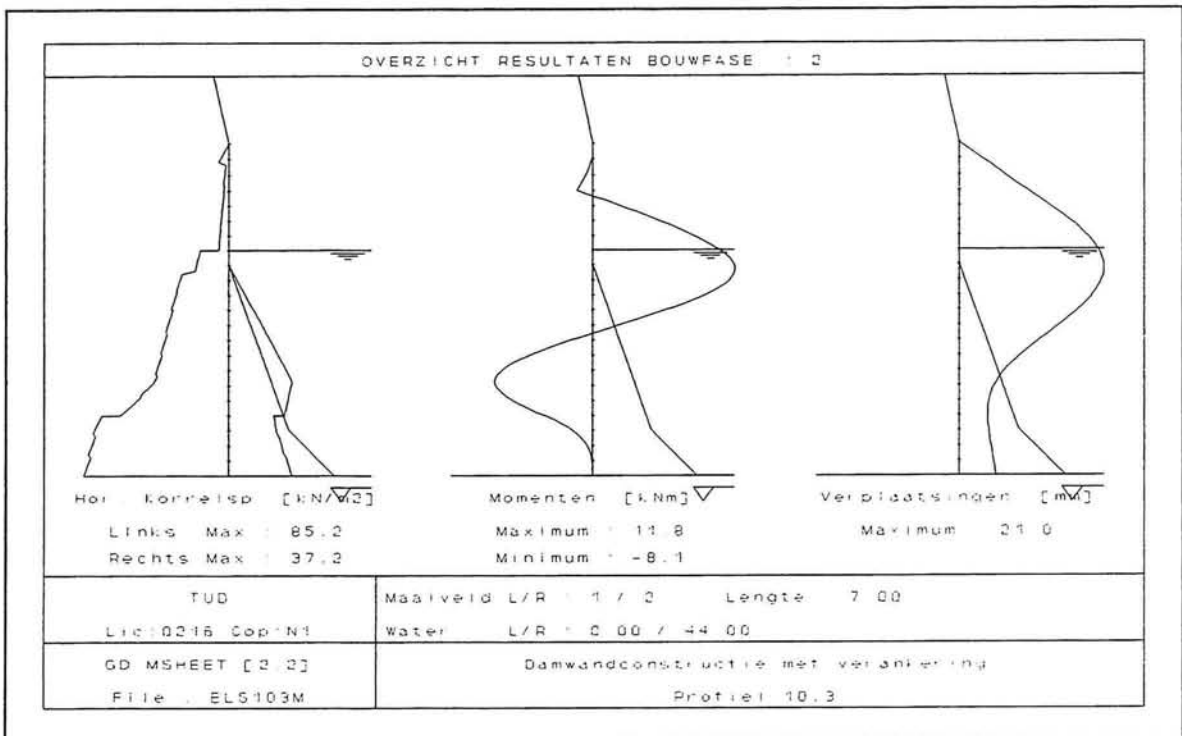
Figuur B5.5 Overzicht resultaten bouwfase 1 voor profiel 10.2



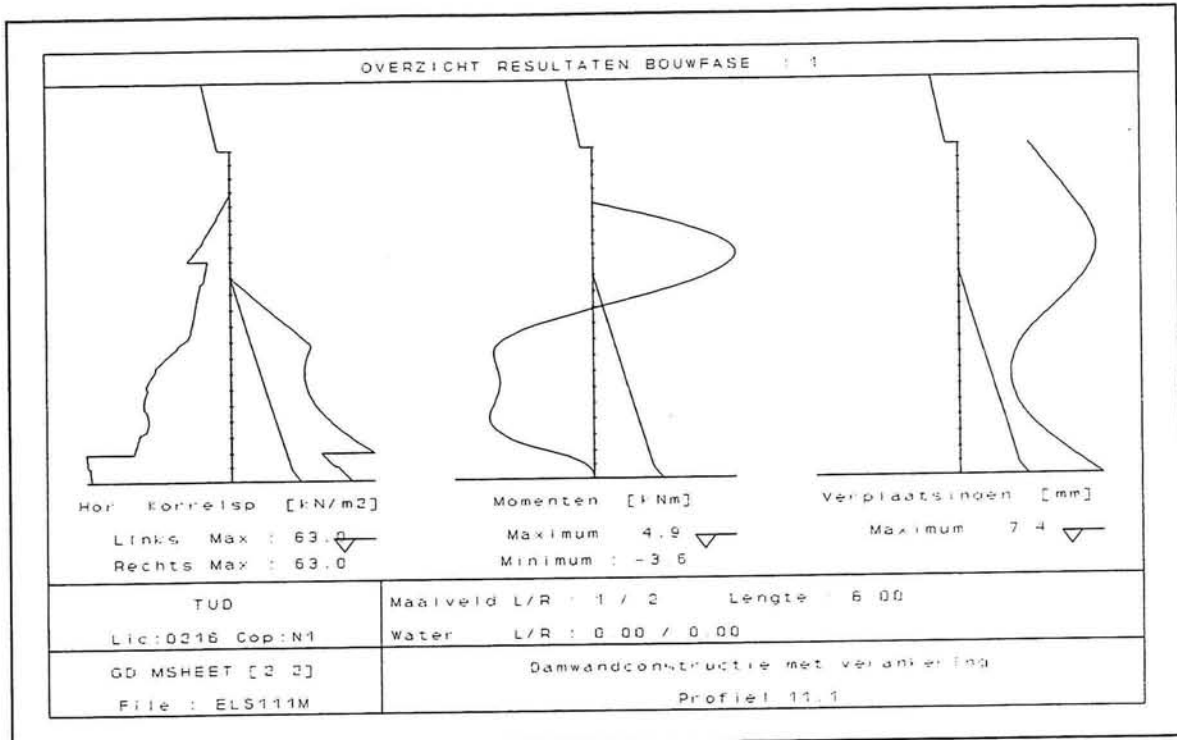
Figuur B5.6 Overzicht resultaten bouwfase 2 voor profiel 10.2



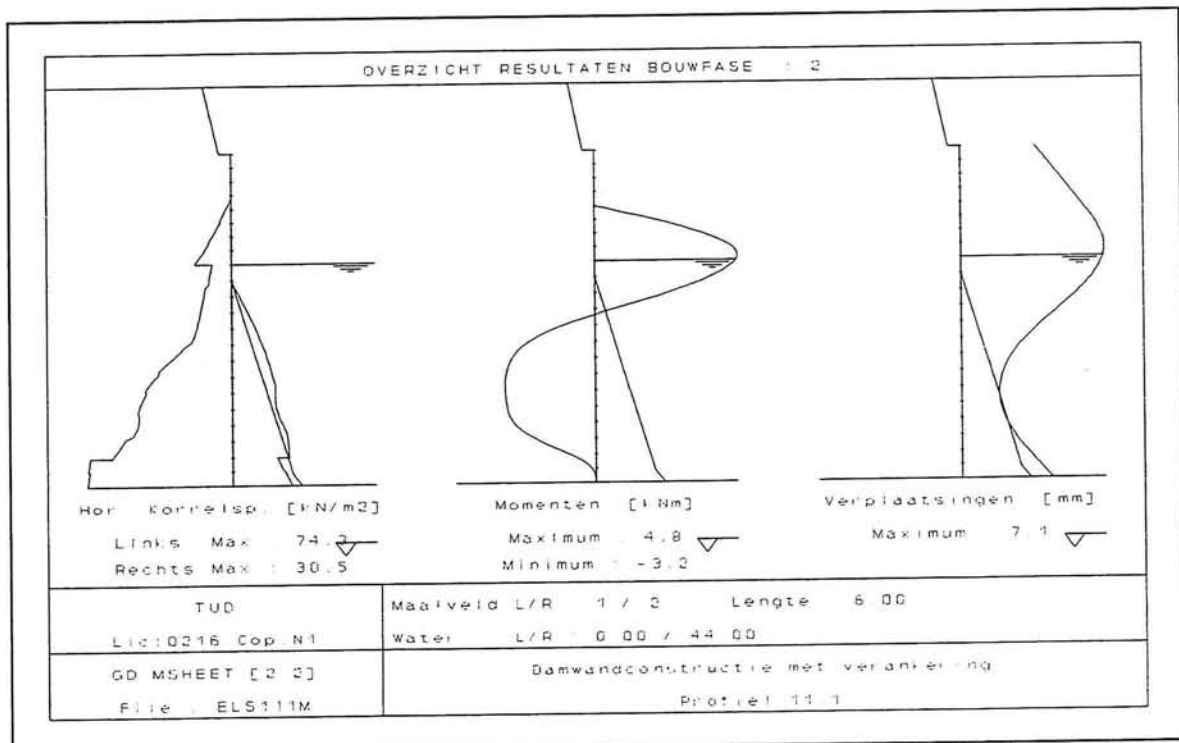
Figuur B5.7 Overzicht resultaten bouwfase 1 voor profiel 10.3



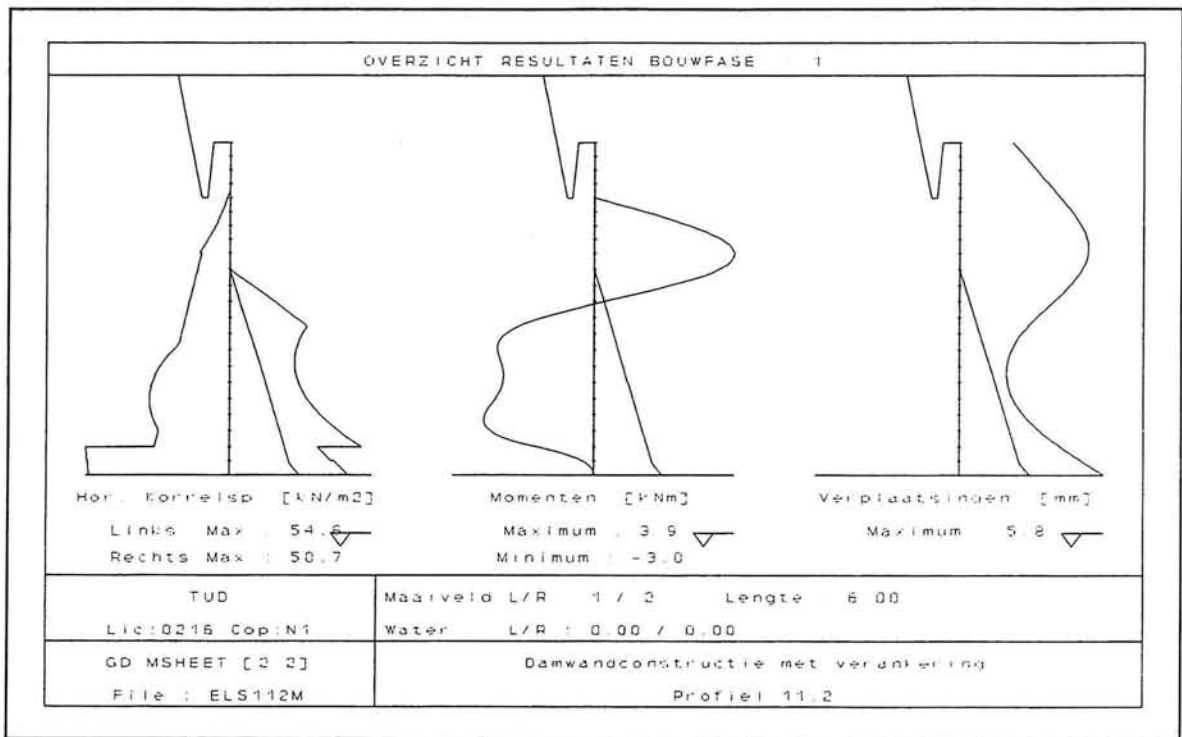
Figuur B5.8 Overzicht resultaten bouwfase 2 voor profiel 10.3



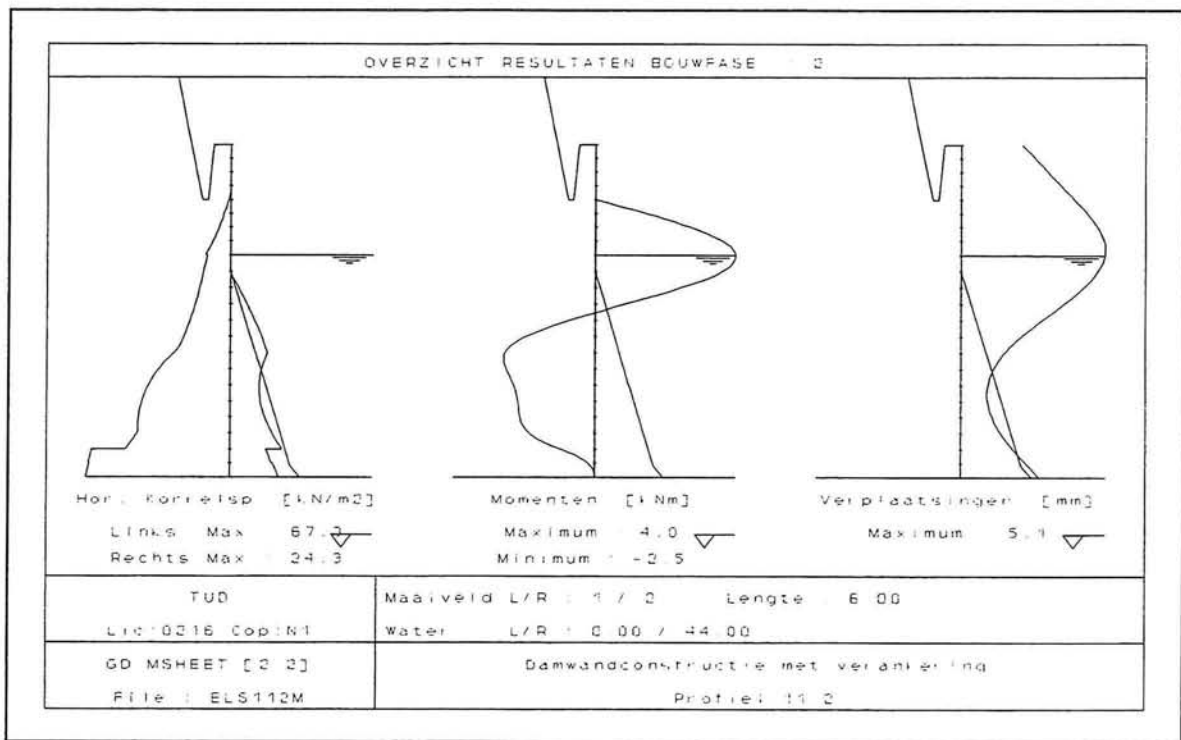
Figuur B5.9 Overzicht resultaten bouwphase 1 voor profiel 11.1



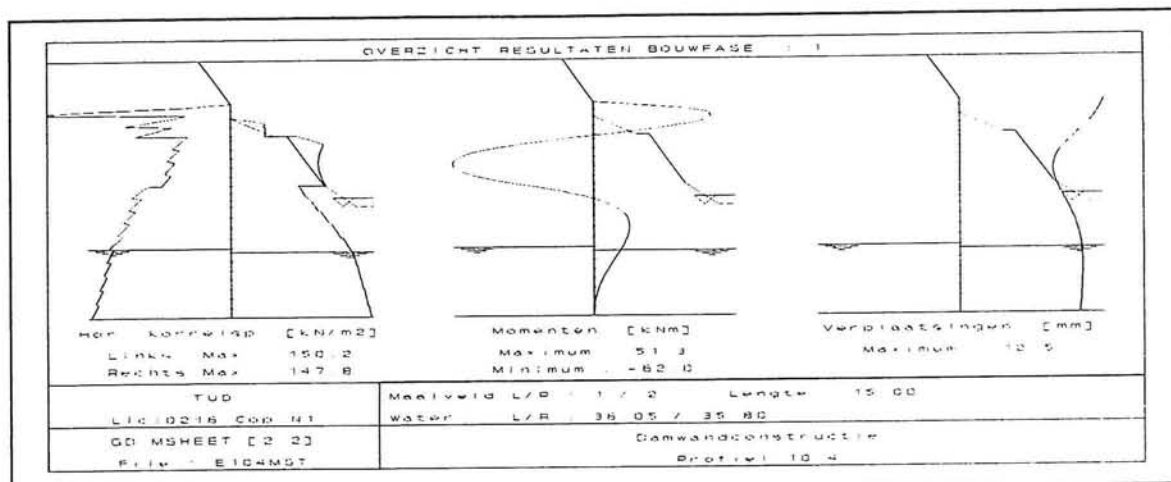
Figuur B5.10 Overzicht resultaten bouwphase 2 voor profiel 11.1



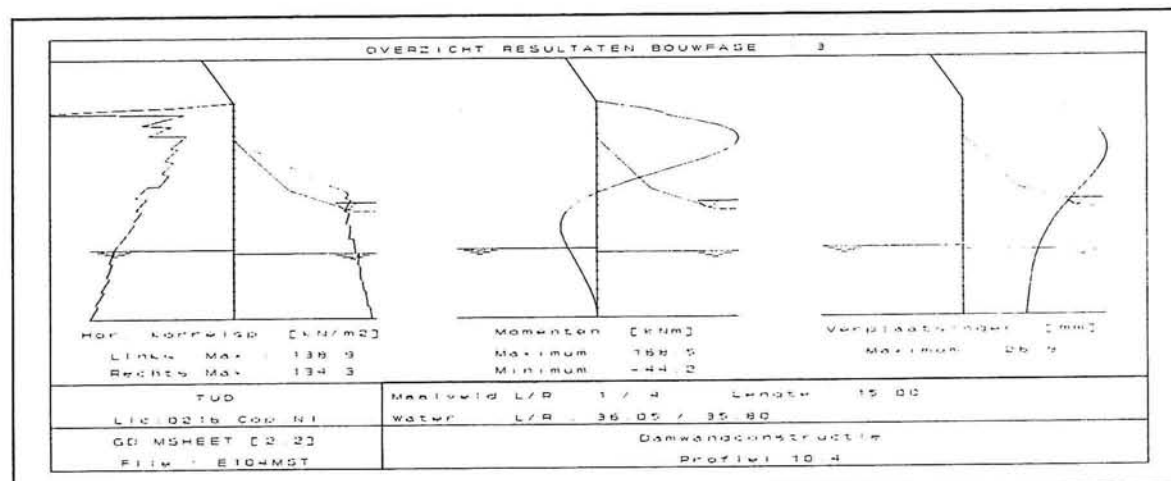
Figuur B5.11 Overzicht resultaten bouwphase 1 voor profiel 11.2



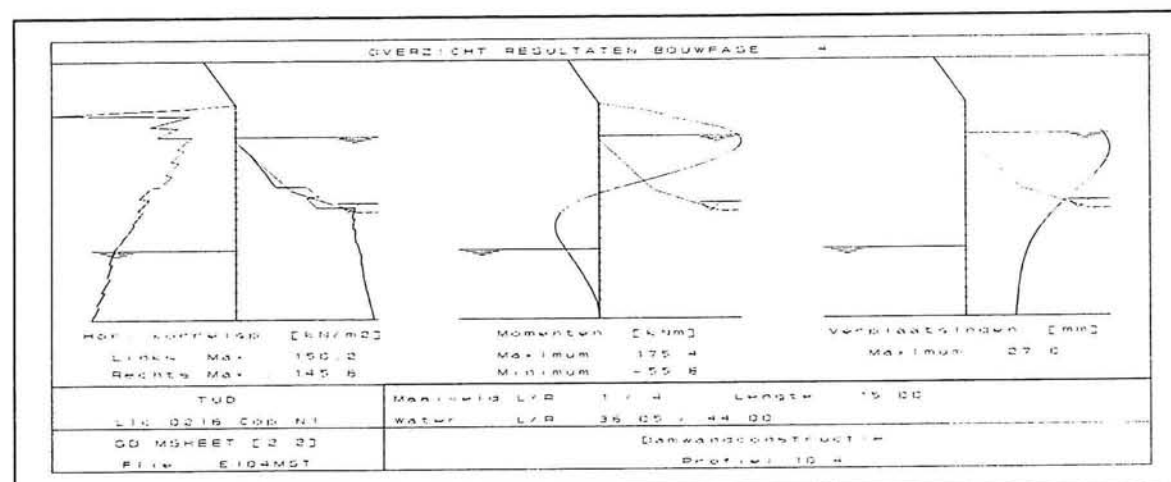
Figuur B5.12 Overzicht resultaten bouwphase 2 voor profiel 11.2



Figuur B5.13 Overzicht resultaten bouwphase 1 voor profiel 10.4



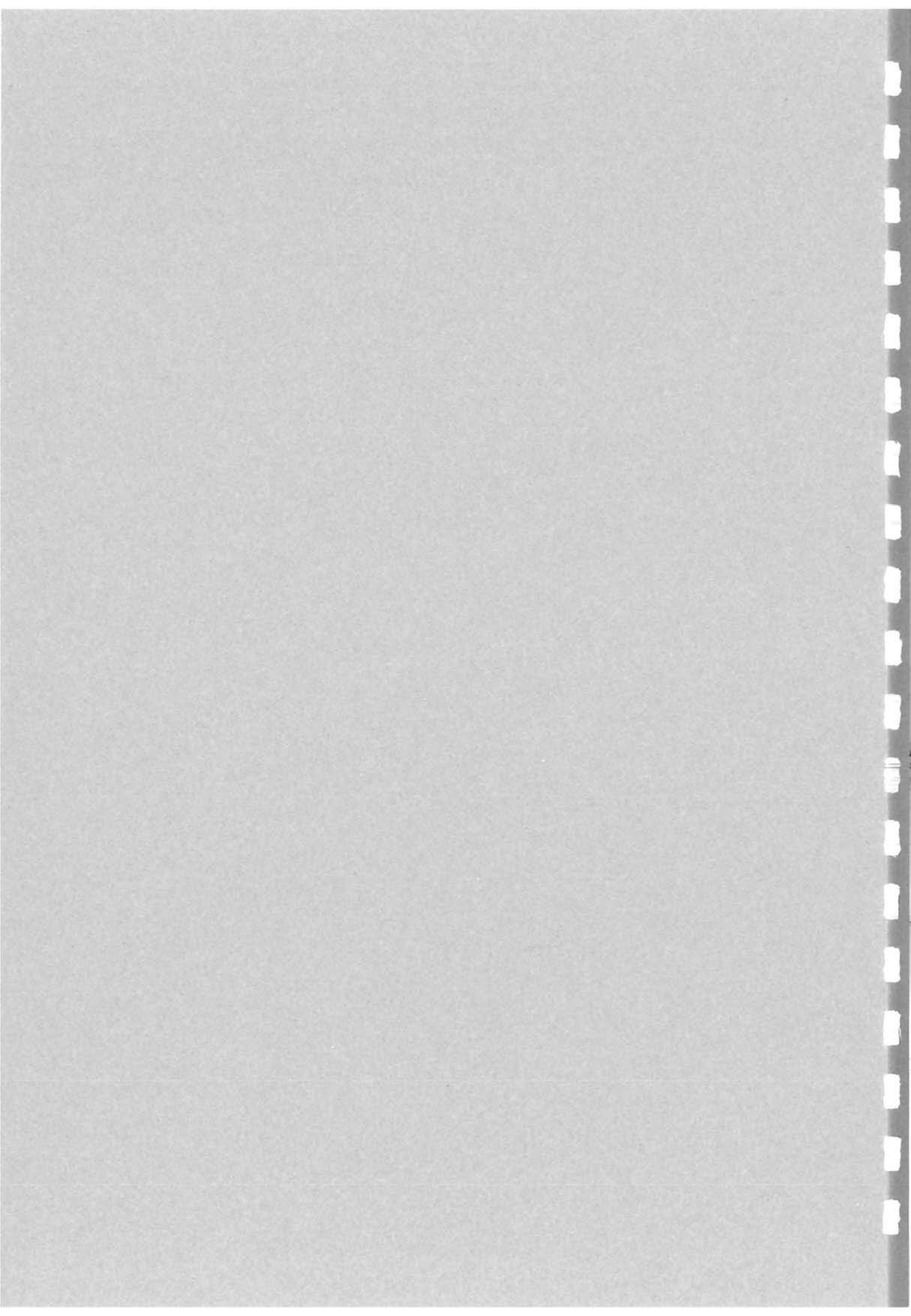
Figuur B5.14 Overzicht resultaten bouwphase 3 voor profiel 10.4



Figuur B5.15 Overzicht resultaten bouwphase 4 voor profiel 10.4



BIJLAGE 6 KNIKBEREKENING VOOR DE SCHUINE UITVOERINGSSTEMPEL



BIJLAGE 6 KNIKBEREKENING VOOR DE SCHUINE UITVOERINGSSTEMPEL

Met behulp van de berekening met MSHEET werd gevonden dat de stempeling een horizontale kracht van 51 kN/m' op moet kunnen nemen. Daar de stempels om de 5 m. geplaatst zijn moet 1 stempel een kracht van $5 * 51 = 255$ kN opnemen in horizontale richting. De rekenbelasting voor 1 stempel is dan

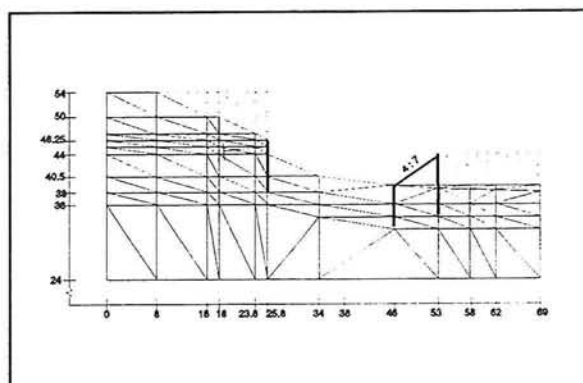
$$F_d = 1.25 * F = 1.25 * 255 = 319 \text{ kN}$$

Door de helling van 4 : 7 (zie figuur b6.1) wordt de normaalkracht in het stempel

$$F_{Nd} = 319 * \cos(30) = 277 \text{ kN}$$

Gekozen wordt voor een rond buis profiel met diameter $\phi = 244.5$ mm. en een wanddikte $t = 12.5$ mm. De kenmerkende waarden voor dit profiel zijn:

Oppervlakte	A	= 9111 mm ²
Massa	M	= 71,5 kg/m
Traagheidsmoment	I	= 6147 * 10 ⁴ mm ⁴
Weerstandsmoment	W	= 502 * 10 ³ mm ³
Elasticiteitsmodulus	E	= 2.01 * 10 ⁵ N/mm ²
Vloei spanning	σ_y	= 240 N/mm ²
Lengte	L	= 8 m.



Figuur b6.1 positie stempel

Door het eigen gewicht ontstaat er een moment van

$$M_{eg} = \frac{1}{8} * \frac{71.5 * 9.81}{1000} * 8^2 = 5.61 \text{ kNm}$$

Doordat de stempeling aan de binnenkant van de bouwput is gesitueerd, moet er volgens de CUR rekening gehouden worden met een puntlast van 10 kN in het midden van de stempel, die veroorzaakt wordt door het stoten van het werkverkeer. Door deze puntlast P wordt een extra moment in het stempel geïntroduceerd van

$$M_P = \frac{1}{4} * P * L = 20 \text{ kNm}$$

Het moment waar mee gerekend moet worden is:

$$M_d = 1.2 * M_{eg} + 1.5 * M_p = 36.6 \text{ kNm}$$

De knikcontrole gaat als volgt:

$$\begin{aligned} F_E &= \frac{\pi^2 * E * I}{L^2} \\ &= \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5 * 6147 * 10^4}{8000^2} \\ &= 1.99 * 10^6 N \end{aligned}$$

$$\sigma_E = \frac{F_E}{A} = \frac{1.99 * 10^6}{9111} = 218 N/mm^2$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_E}} = \sqrt{\frac{240}{218}} = 1,05$$

In de ECCS-knikkromme A [Dictaat Staalconstructies II] wordt met deze waarde een ω_{buc} van 0.64 gevonden.

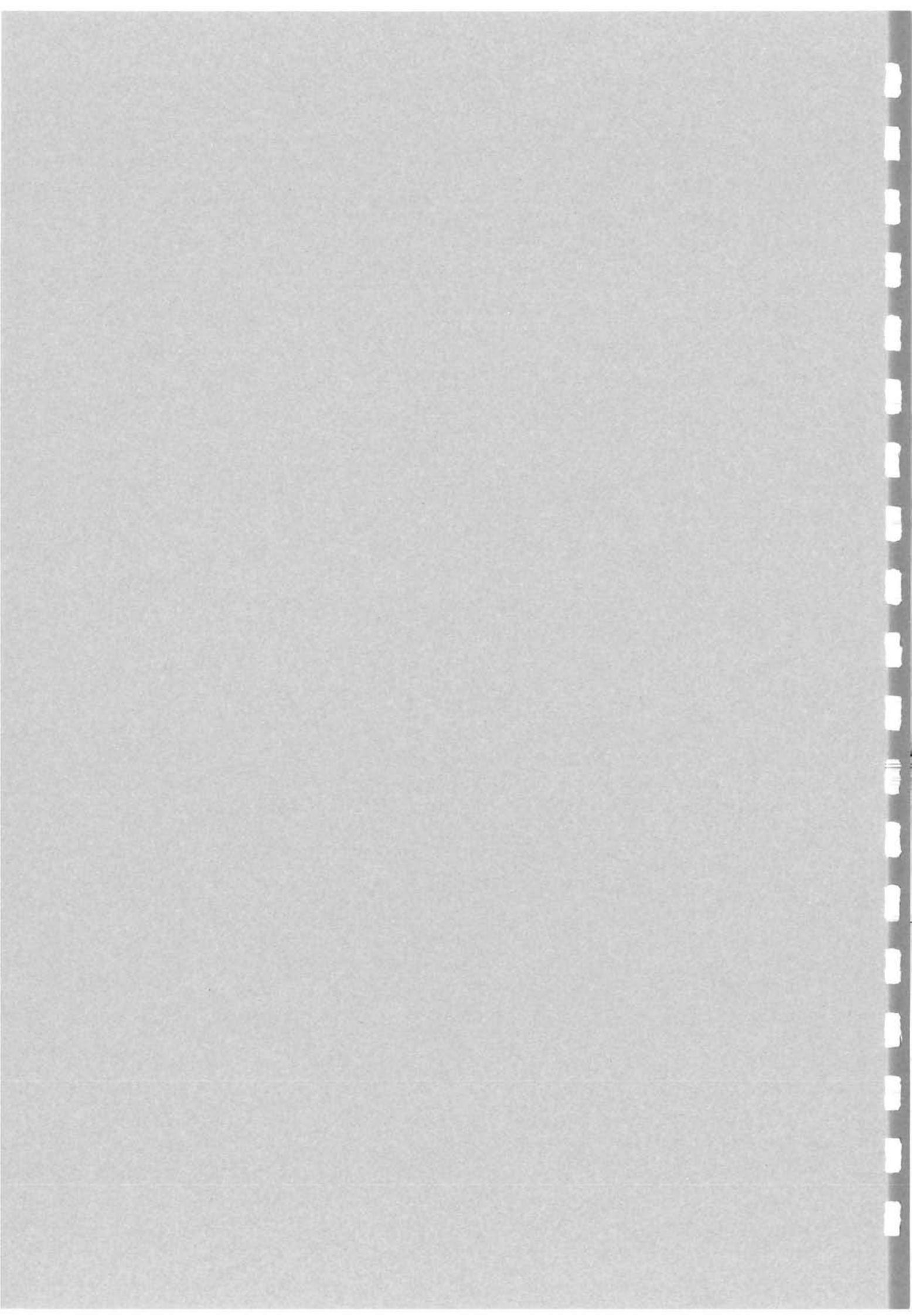
$$\sigma_{max} = \omega_{buc} * \sigma_y = 0.64 * 240 = 154 N/mm^2$$

De optredende spanning in de stempel is

$$\sigma_{opt} = \frac{277 * 10^3}{9111} + \frac{36.6 * 10^6}{502 * 10^3} = 104 N/mm^2$$

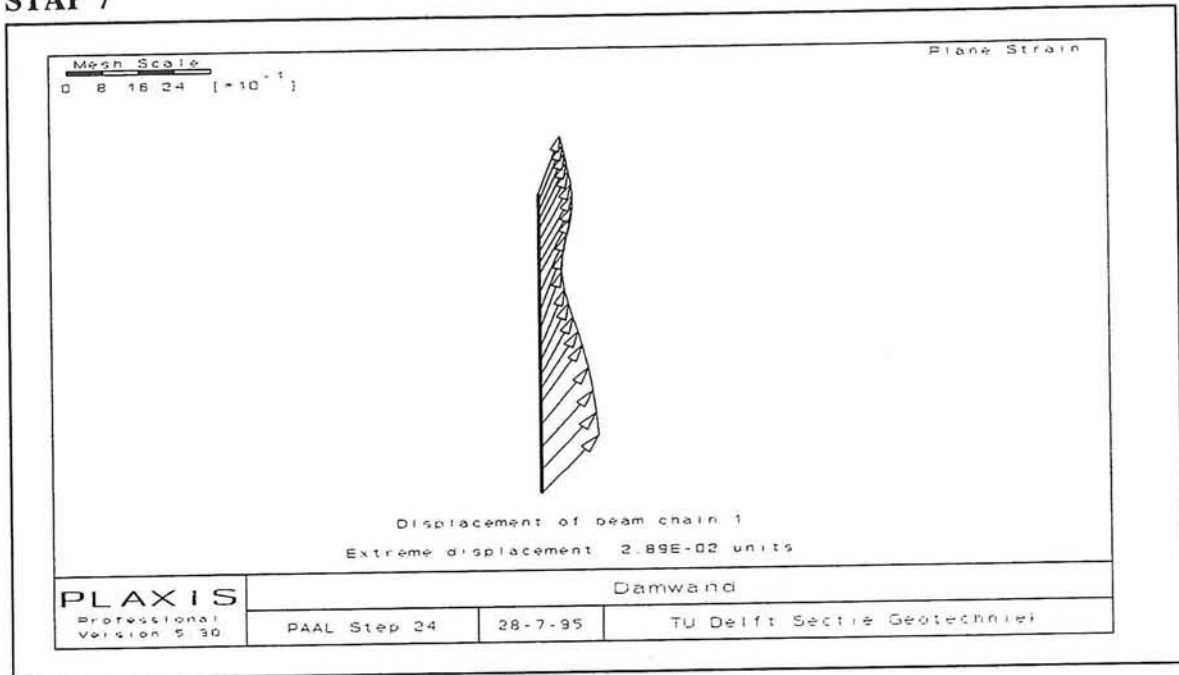
Het stempel voldoet.

BIJLAGE 7 MOMENTEN EN VERPLAATSINGEN VOOR VARIANT MET
GEHEIDE PAAL

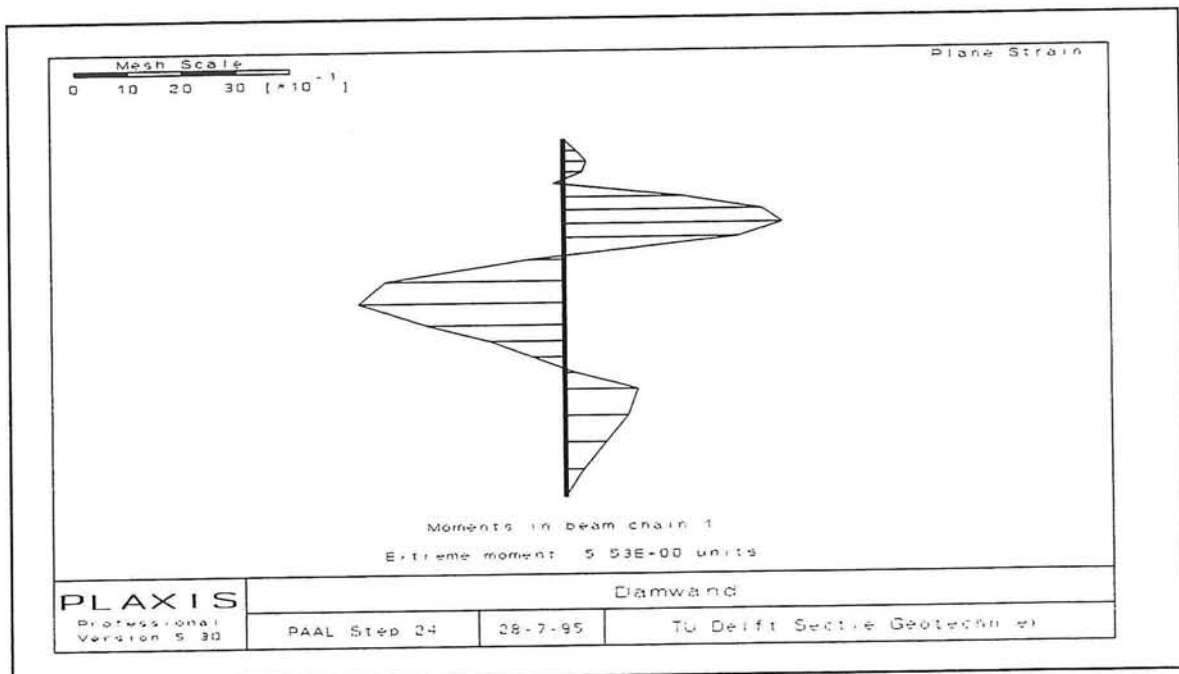


BIJLAGE 7 MOMENTEN EN VERPLAATSINGEN VOOR VARIANT MET GEHEIDE PAAL

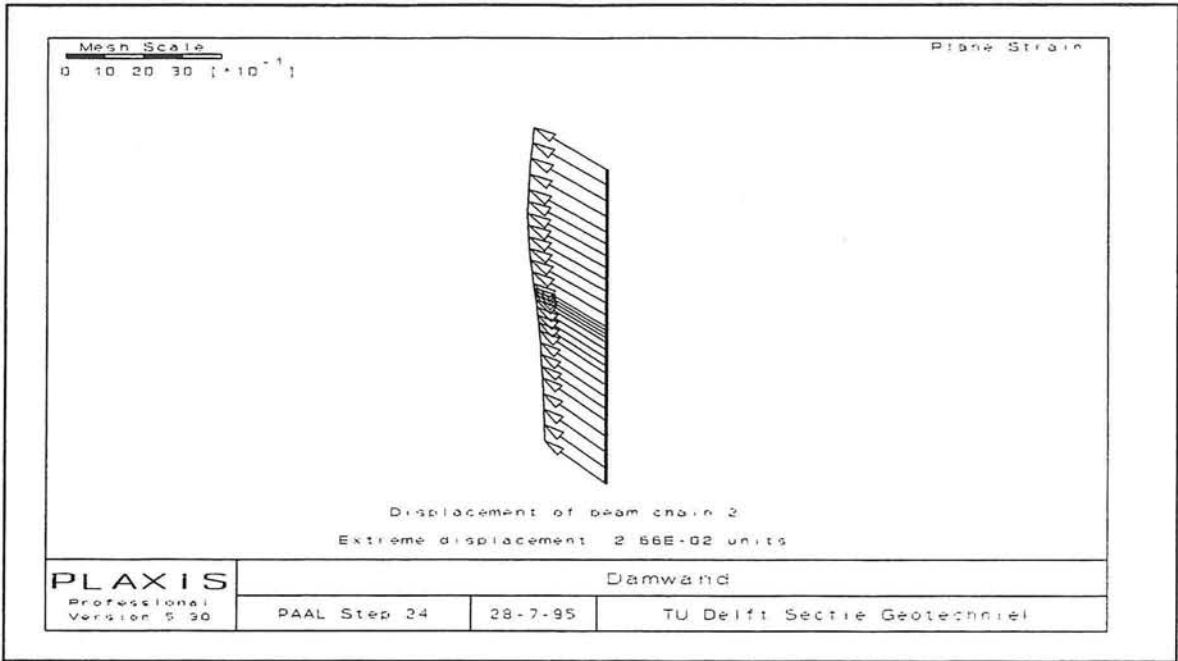
STAP 7



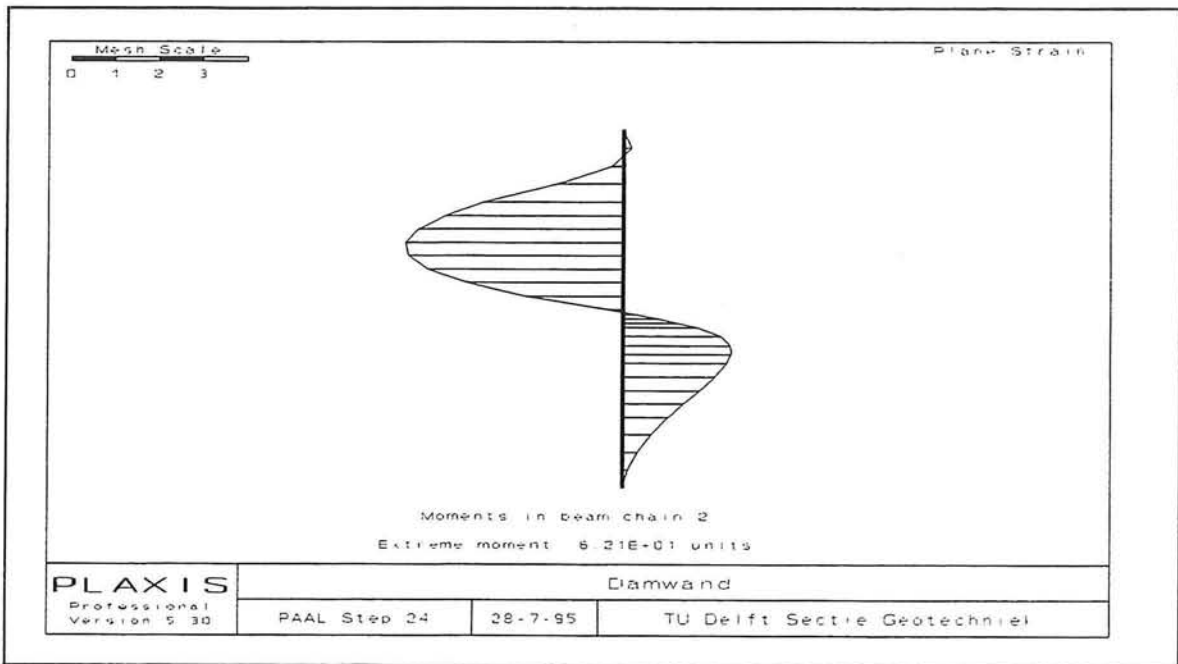
Figuur B7.1 Verplaatsing damwand 1 na stap 7



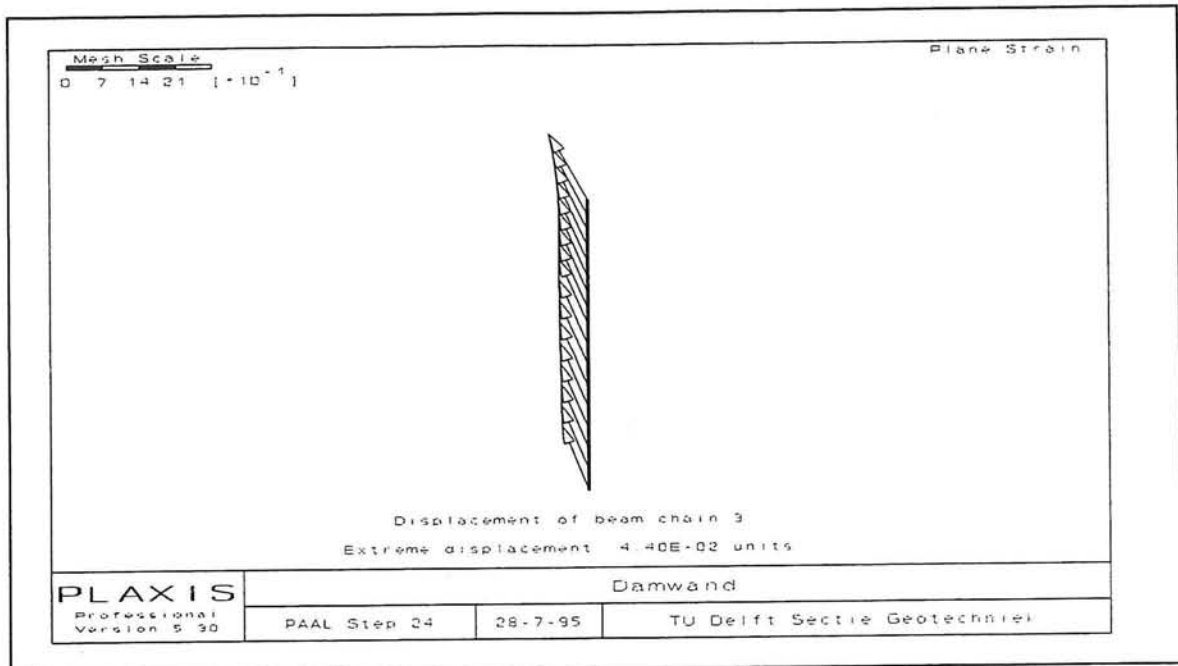
Figuur B7.2 Momenten-lijn damwand 1 na stap 7



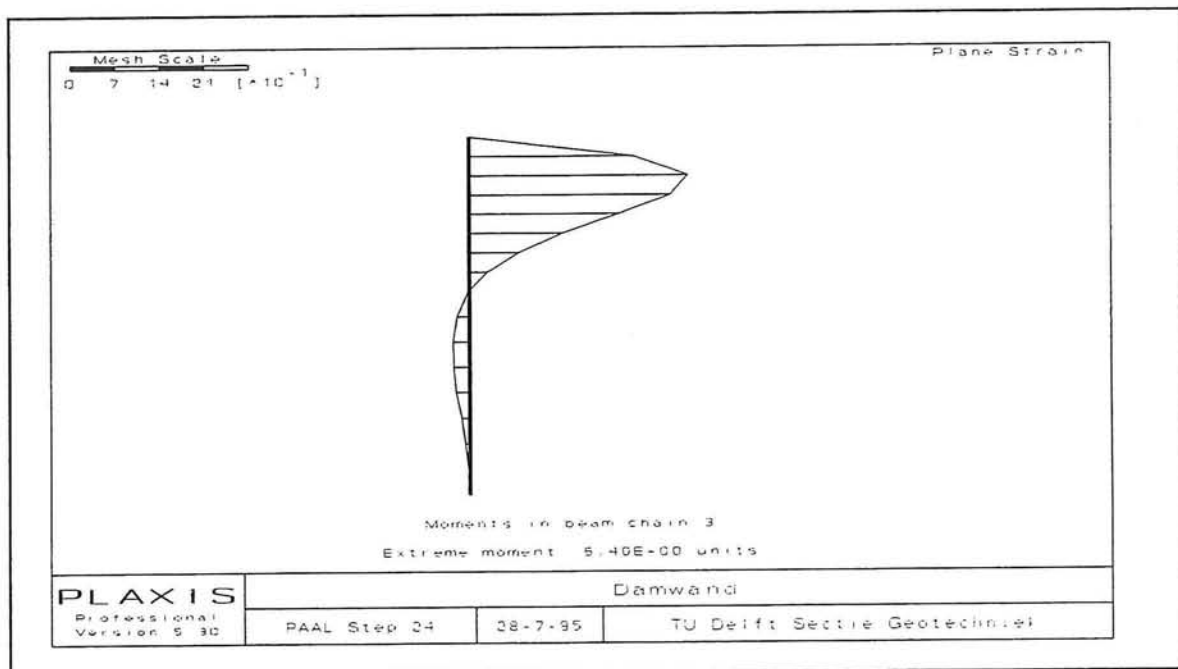
Figuur B7.3 Verplaatsing damwand 2 na stap 7



Figuur B7.4 Momenten-lijn damwand 2 na stap 7

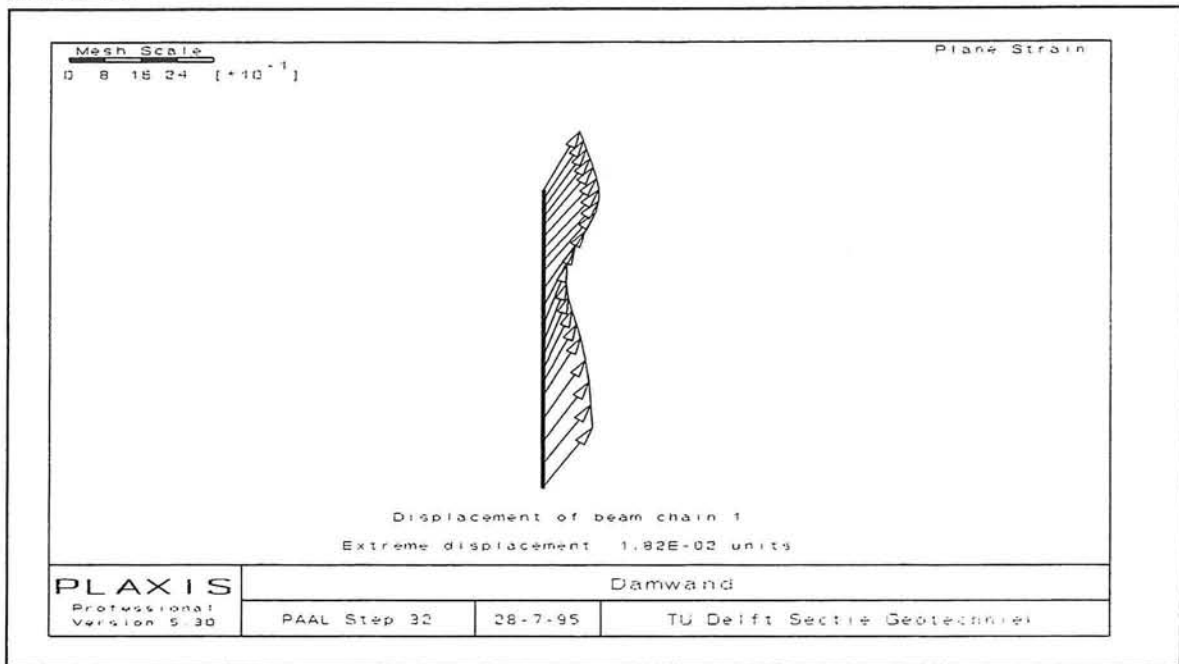


Figuur B7.5 Verplaatsing afstempel paal na stap 7

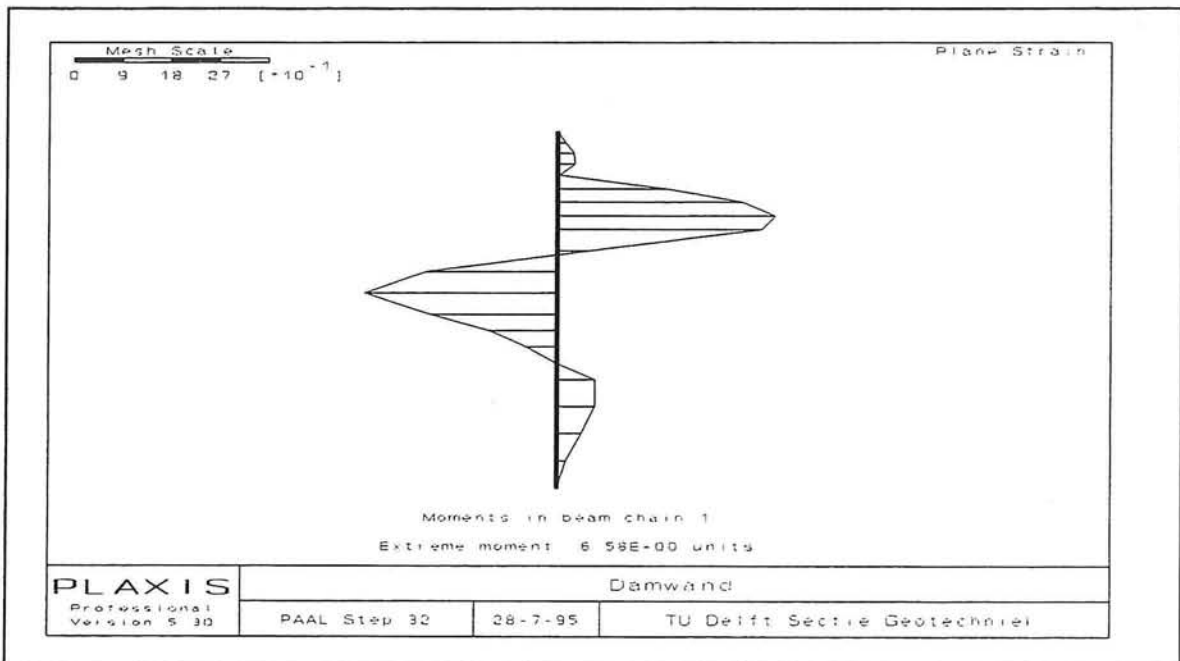


Figuur B7.6 Momenten-lijn afstempel paal na stap 7

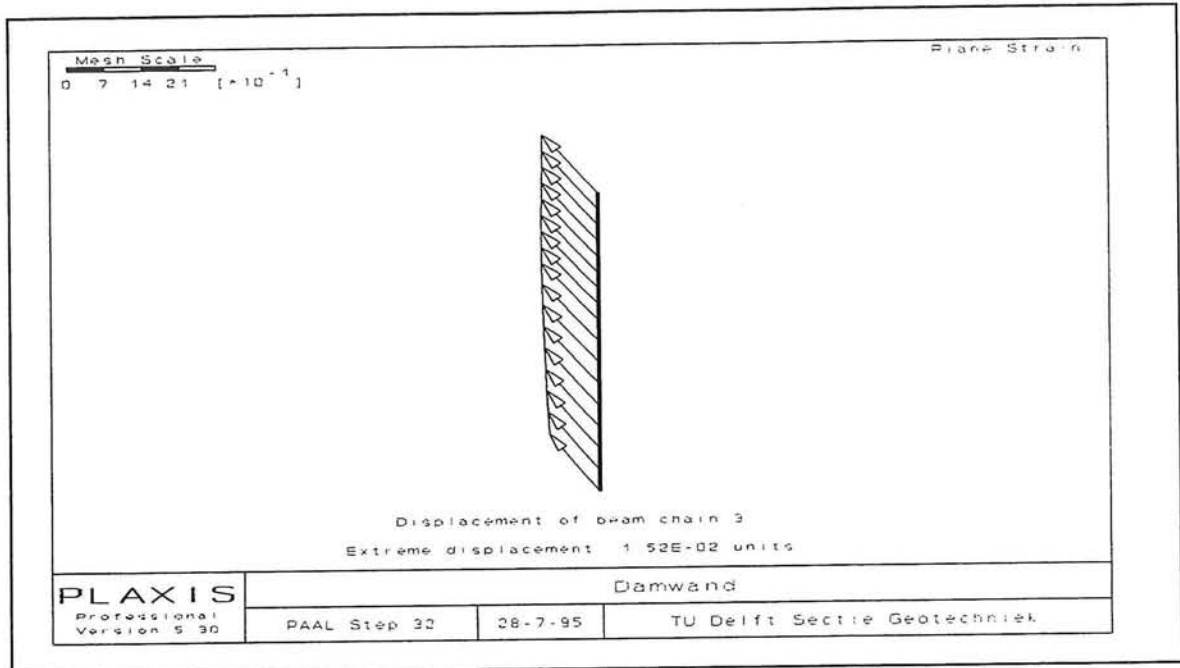
STAP 10



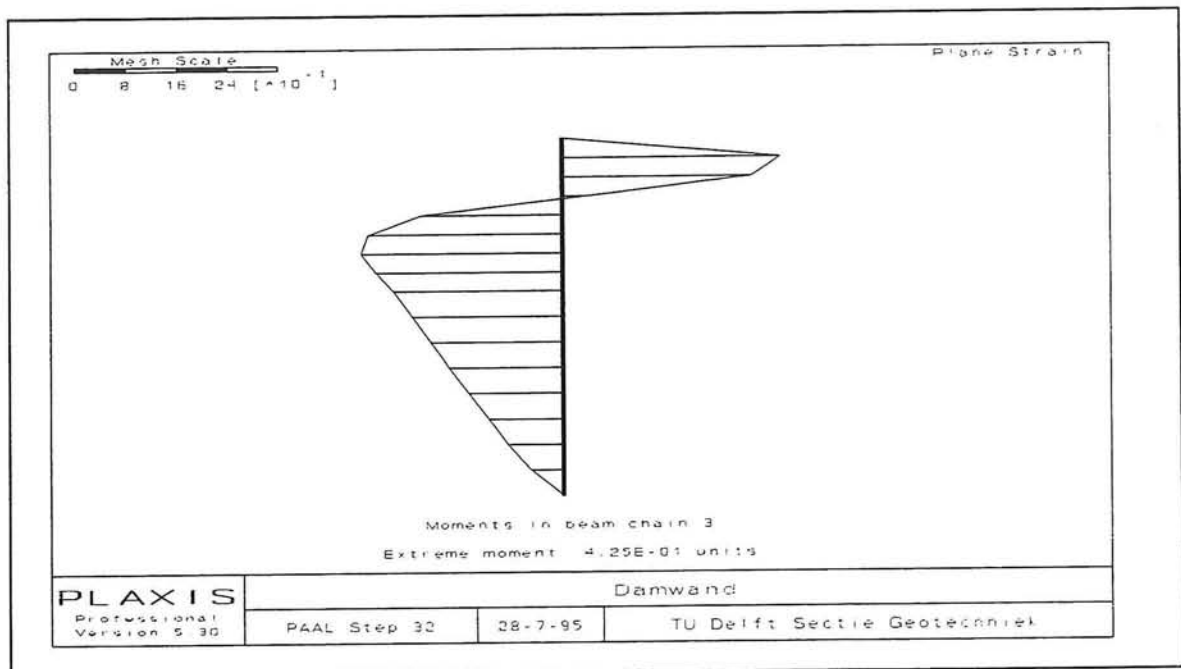
Figuur B7.7 Verplaatsing damwand 1 na stap 10



Figuur B7.8 Momenten-lijn damwand 1 na stap 10



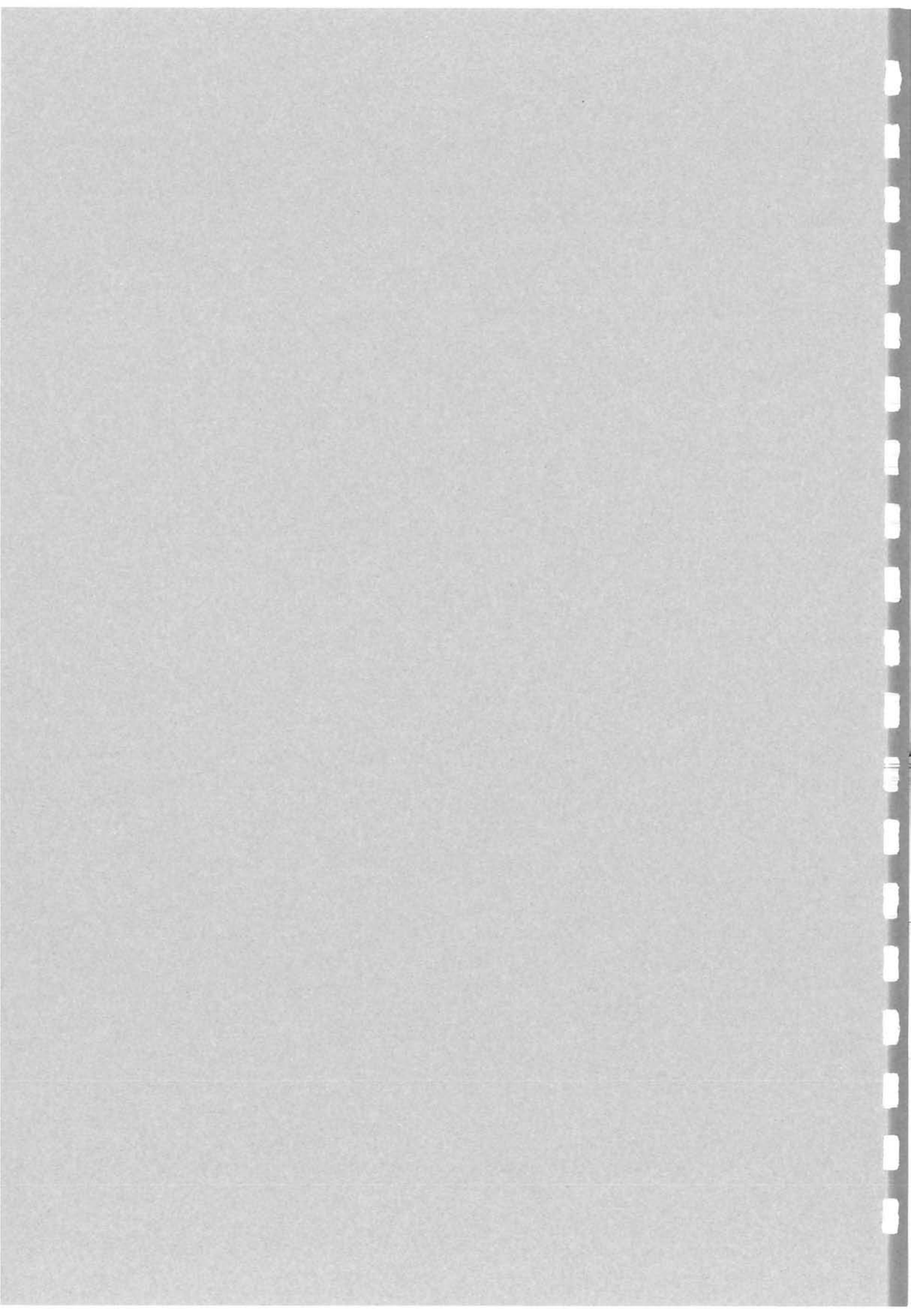
Figuur B7.9 Verplaatsing afstempel paal na stap 10



Figuur B7.10 Momenten-lijn afstempel paal na stap 10

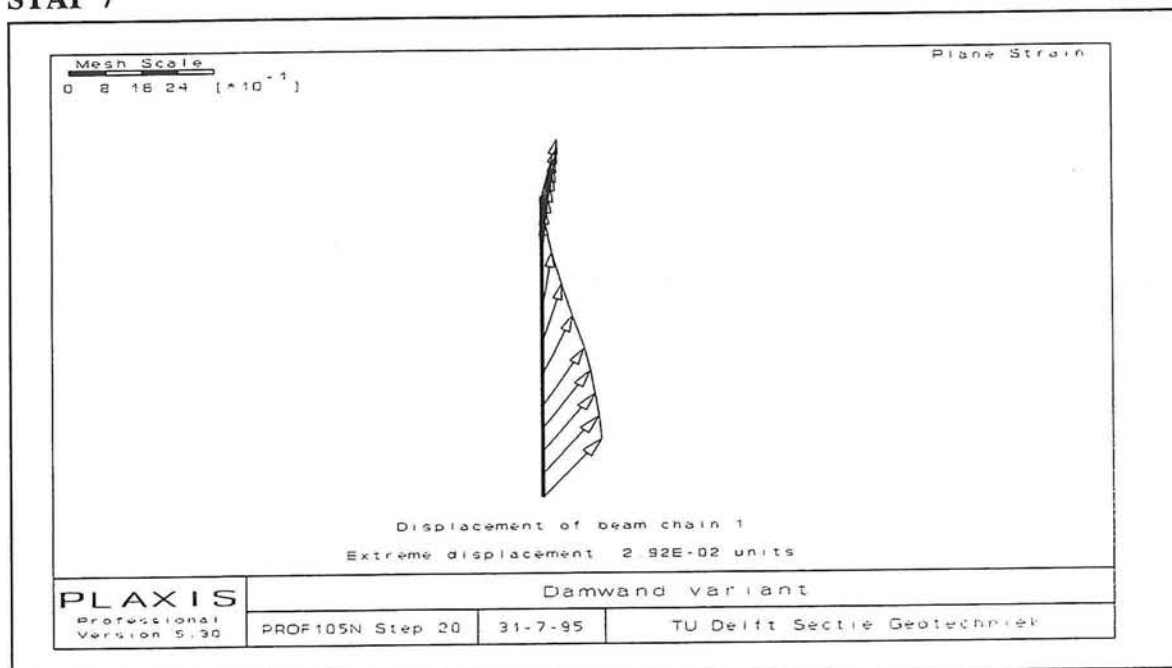


BIJLAGE 8 MOMENTEN EN VERPLAATSINGEN VOOR VARIANT MET
STEMPEL OVER HELE BOUWPLAATS

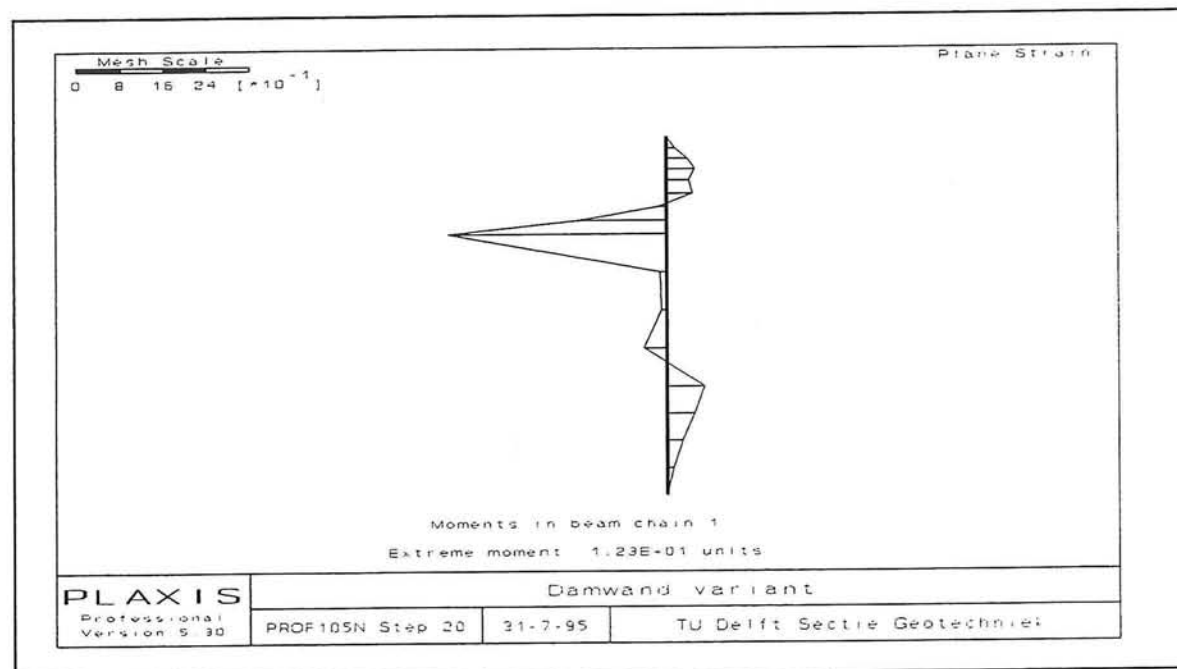


BIJLAGE 8 MOMENTEN EN VERPLAATSINGEN VOOR VARIANT MET STEMPEL OVER HELE BOUWPLAATS

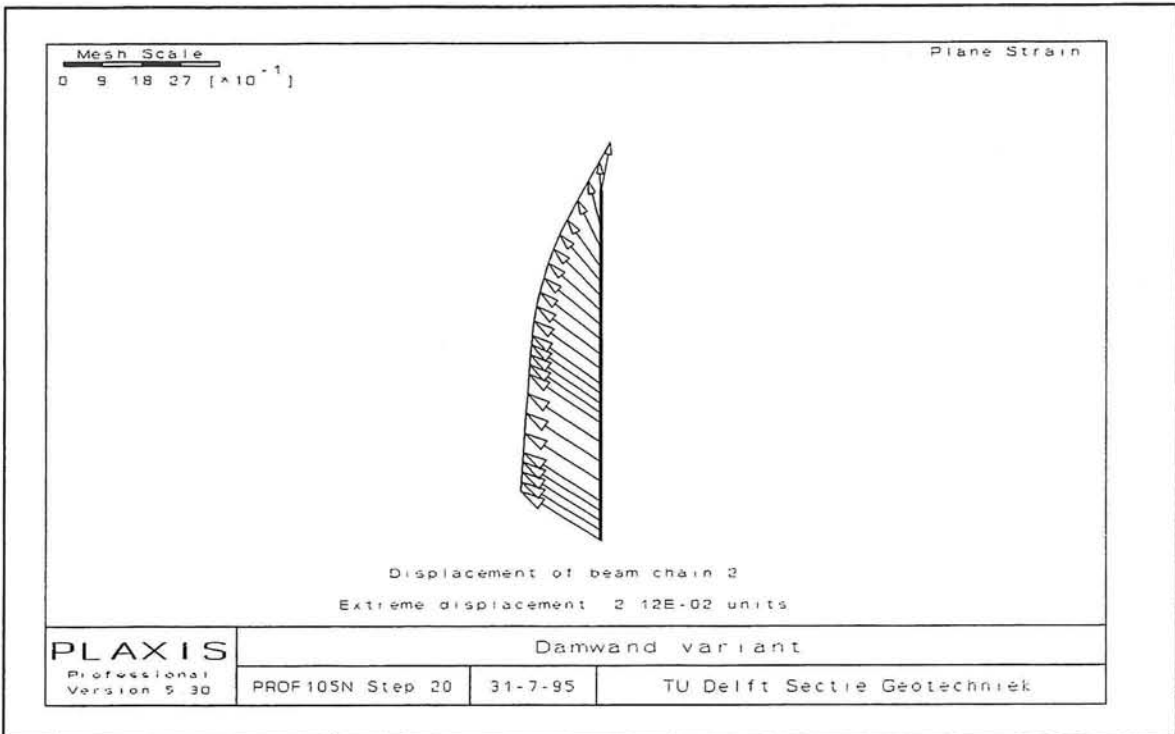
STAP 7



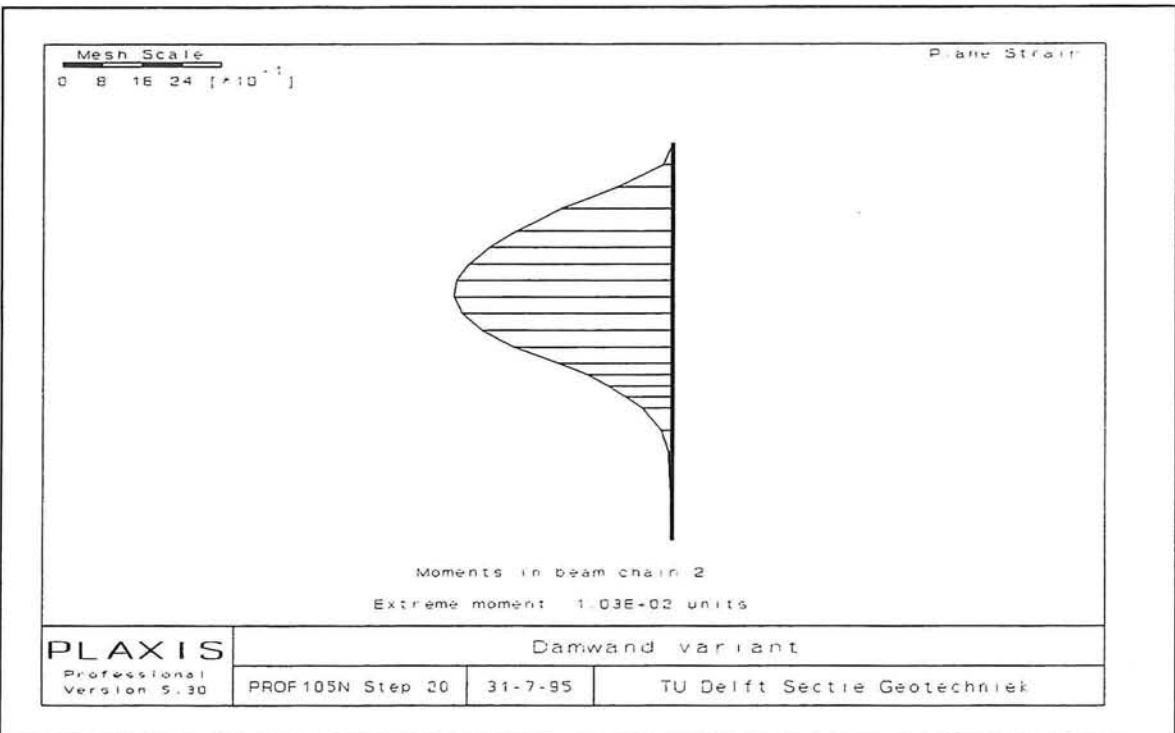
Figuur B8.1 Verplaatsing damwand 1 na volledige ontgraving



Figuur B8.2 Momenten-lijn damwand 1 na volledige ontgraving

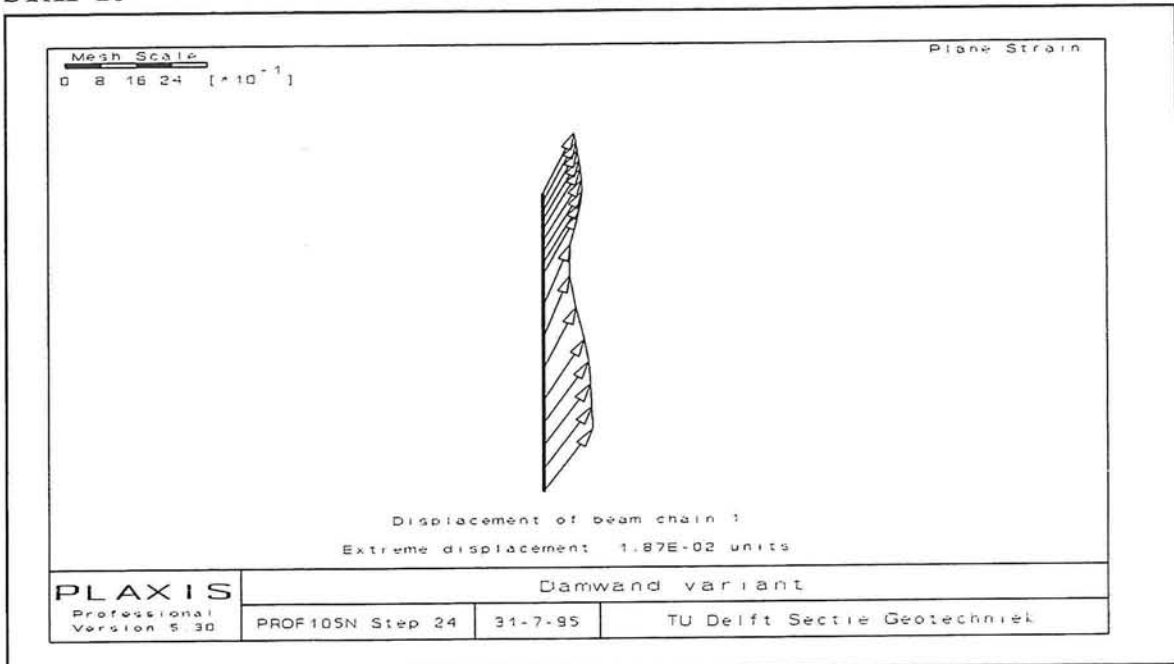


Figuur B8.3 Verplaatsing damwand 2 na volledige ontgraving

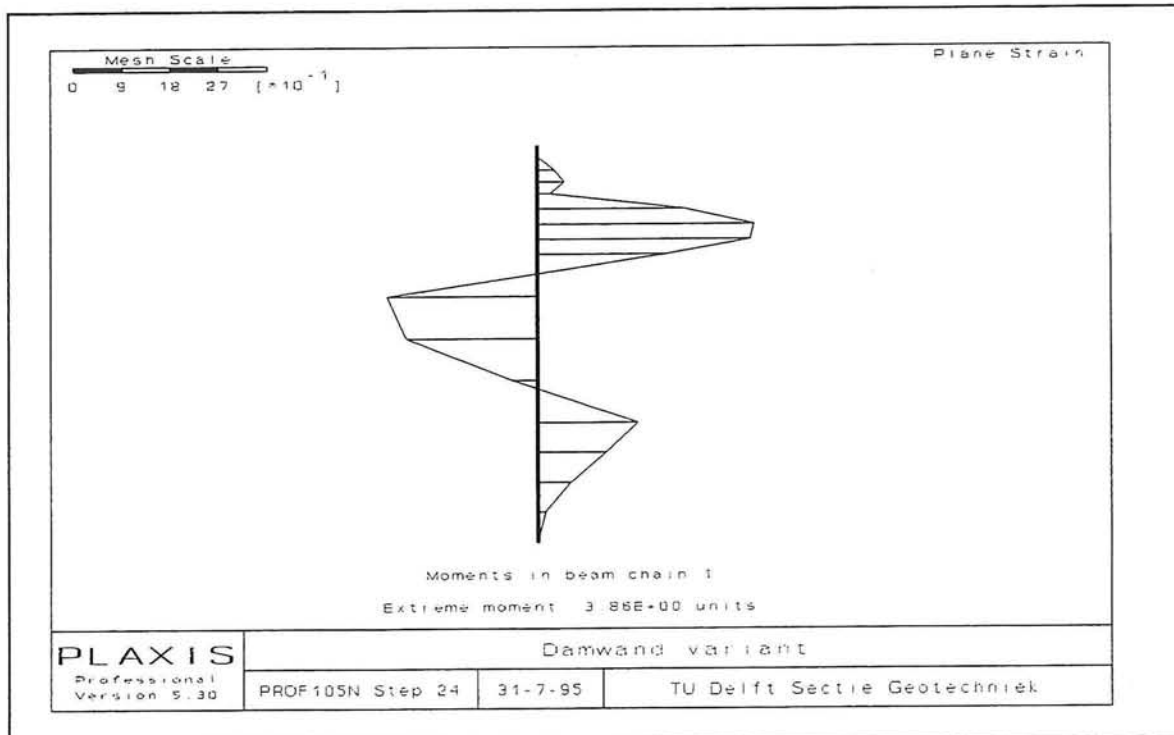


Figuur B8.4 Momenten-lijn damwand 2 na volledige ontgraving

STAP 10



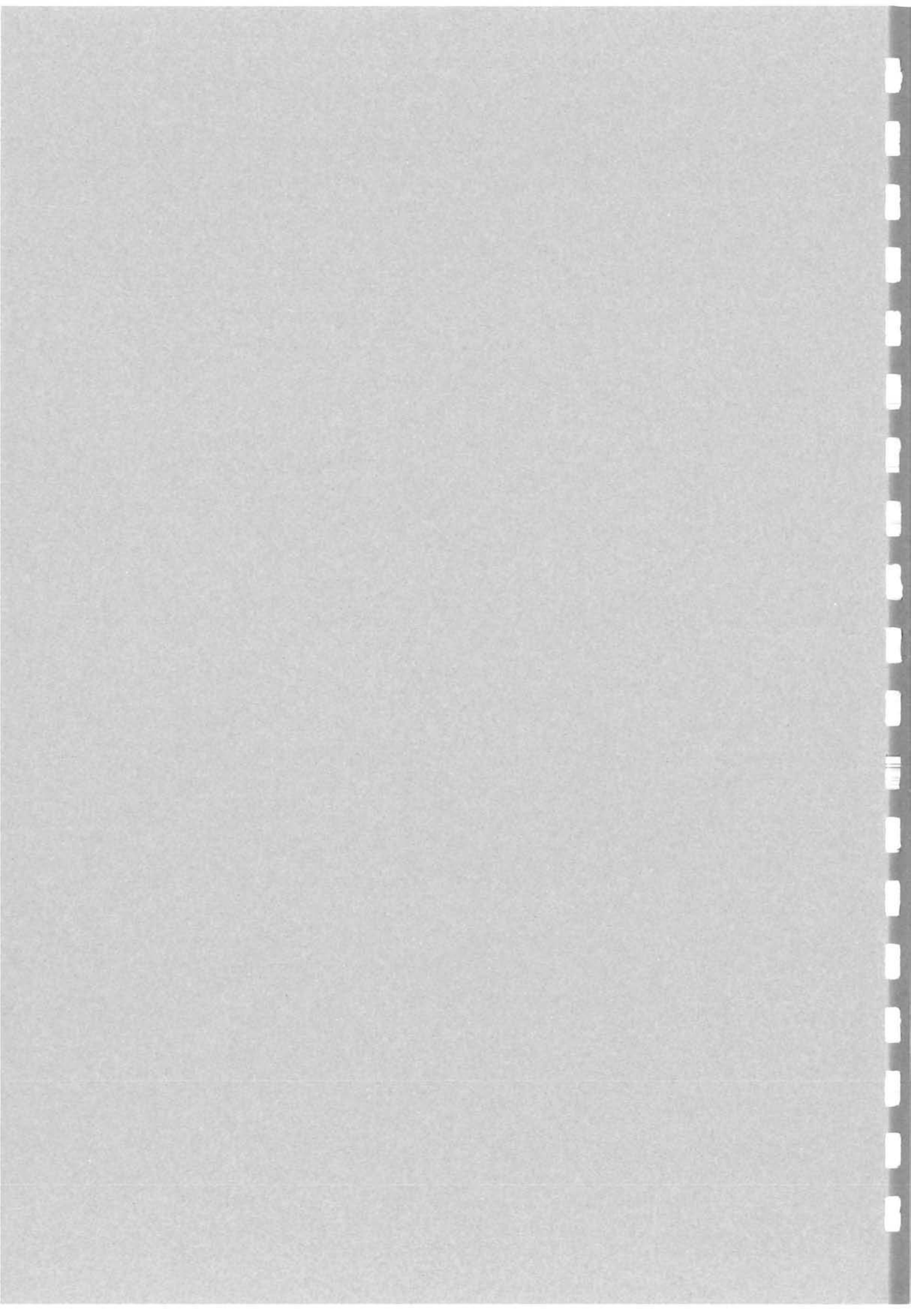
Figuur B8.5 Verplaatsing damwand 1 in gebruikssituatie



Figuur B8.6 Momenten-lijn damwand 1 in gebruikssituatie



BIJLAGE 9 UITDRAAI VAN DE BEREKENING MET LOTUS 123



BIJLAGE 9 UITDRAAI VAN DE BEREKENING MET LOTUS 123

Gabion-wand; Elsloo 10.5 (Berekening volgens de voorschriften van T.A.; 1979 & 1984)

**** INVOER CONSTRUCTIE ****

**** Afmetingen T.A.-constructie ****

H1	3.00 [m]	{Hoogte van de wand}
L-gem	6.50 [m]	{Breedte van de wand; lengte van de strippen}
H3	4.00 [m]	{Dikte van de aanvulling boven het massief}
Hmech	3.50 [m]	{Mechanische hoogte}

*** Geometrie Dwarsdoorsnede ***

Boven het massief

Vlak	A1	0.00 m
	H2	4.00 m
	Alpha1	26.00 graden

Talud	A2	9.80 m
	H3	4.00 m
	Alpha2	26.00 graden

Massief:	H1	3.00 m
	H_wand	3.00 m
	L-gem	6.50 m
	H-gewenst	3.00 m

**** Belasting op het massief ****

q1	0.00 [kN/m2]	{Terreinbelasting boven het massief}
q2	0.00 [kN/m2]	{Terreinbelasting achter het massief}
c	0.00 [m]	{Aangrijpingspunt terreinbelasting vanaf de wand}

**** Waterniveau's ****

L.W.L	0.00 [m]	{Laag water niveau}
H.W.L	0.00 [m]	{Hoog water niveau}
dH1	0.00 [m]	{Verschil tussen buitenwaterstand en waterstand in massief}
dH2	0.00 [m]	{Verschil tussen waterstand in massief en waterstand achter massief}

*** Wapeningstrippen ***

Kwaliteit staal 360.00 N/mm2
Soortelijke massa 9777.78 Kg/m3

Afmetingen strippen:

B	45.00 [mm]	{Breedte strip}
d_gat	0.00 [mm]	{Diameter gat}
e0	5.00 [mm]	{Dikte strip}
es	0.00 [mm]	{Overdikte strip (i.v.m. corrosie)}

Treksterkte 1 wapeningsstrip:

tn0	76.90 [kN]	{Treksterkte volle drsn. (begin levensduur)}
tnr	76.90 [kN]	{Treksterkte volle drsn. (eind levensduur)}
tc0	76.90 [kN]	{Treksterkte drsn. bij bevestiging (begin levensduur)}
tcr	76.90 [kN]	{Treksterkte drsn. bij bevestiging (einde levensduur)}

Design strippen:

B. Blok	3.00 [m]	{Eenheidsbreedte van het blok waarmee gerekend wordt}
Aantal st	2 [-]	{Aantal strippen in een laag per blokbreedte}

**** Parameters van de grond ****

	Droog			Nat		
	[kN/m3]	[kN/m3]	graden	[kN/m3]	[kN/m3]	graden
Massief	18.00	18.00	27.00	18.00	18.00	27.00
Boven massief	17.00	17.00	35.00	19.00	19.00	35.00
Achter Massief	18.00	18.00	27.00	18.00	18.00	27.00

Ondergrond:	Phi_f:	35.00 graden
	C_f:	0.00 [kN/m2]

Volumegewicht water: 10.00 [kN/m3]

**** Gebruikte T.A.-variabelen ****

Belastingfactoren:

	Gunstig	Ongunstig	
F1	1.00	1.35	{Factor op soortelijk gew. van de grond in het massief}
F2	1.00	1.35	{Factor op soortelijk gew. van de grond boven het massief}
F3	1.00	1.35	{Factor op soortelijk gew. van de grond achter het massief}
Fq1	0.00	1.60	{Factor op de terreinbelasting aangrijpende boven het massief}
Fq2	0.00	1.60	{Factor op de terreinbelasting aangrijpende achter het massief}
Fwater	0.00	1.00	{Factor op soortelijk gew. van water}

Veiligheidscoëfficiënten:

FSg	1.20	{Veiligheid op glijden over de basis}
FStr	1.65	{Veiligheid op breken van de strip}
FSslip	1.50	{Veiligheid op pull-out van de strip}

Bekledingsmateriaal wand: Staal

**** Berekende verloop T.A.-waarden ****

Beta -17.74 [graden] {Hoek waaronder de belasting vanuit de achteraanvulling op het massief aangrijpt}

	K	f*
D = 0 m Droog	0.55 [-]	1.50 [-]
Nat	0.55 [-]	- [-]
D > 6 m Droog	0.38 [-]	0.51 [-]
Nat	0.38 [-]	0.51 [-]

*** EXTERN EVENWICHT ***

	Rv	Rh	Rm	F_Massief	F_ondergrond	Qref	Min. F	Max. spanning
	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)	-	-	(kPa)	-	(kPa)
A	1047.36	72.47	-2763.92	6.137	6.137	88.93	6.137	88.93
B	1047.36	72.47	-2763.92	6.137	6.137	88.93	6.137	88.93
C	769.81	72.47	-2005.89	4.510	4.510	65.73	4.510	65.73
D	775.82	53.68	-2047.35	6.137	6.137	65.87	6.137	65.87

*** INTERN EVENWICHT ***

(Berekend voor een eenheidsbreedte)

Aantal lagen = 4

Laag	Y	delta_h	Comb	T	B	Rv	Rh	Rm	Tmax	Twand	Tf	Bmin
	(m)	(m)				(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(m/m)
1	2.065	0.750	A	1	0	740.49	12.18	-2905.33	19.56	14.67	72.86	0.012
			B	1	0	740.49	12.18	-2905.33	19.56	14.67	72.86	0.012
			C	0	1	547.50	12.18	-2147.30	14.46	10.85	53.87	0.012
2	1.875	0.750	A	1	0	769.40	15.62	-2899.12	20.55	15.41	74.23	0.012
			B	1	0	769.40	15.62	-2899.12	20.55	15.41	74.23	0.012
			C	0	1	568.63	15.62	-2141.09	15.19	11.40	54.86	0.012
3	1.125	0.750	A	1	0	882.18	33.37	-2862.71	24.37	18.28	79.46	0.014
			B	1	0	882.18	33.37	-2862.71	24.37	18.28	79.46	0.014
			C	0	1	650.70	33.37	-2104.68	18.01	13.50	58.61	0.014
4	0.375	0.750	A	1	0	992.83	57.77	-2803.57	28.03	21.02	84.45	0.015
			B	1	0	992.83	57.77	-2803.57	28.03	21.02	84.45	0.015
			C	0	1	730.64	57.77	-2045.54	20.71	15.53	62.13	0.015

*** DESIGN ***

Voor eenheidsbreedte en per 3.00 m breedte

B	d	Vol. W.	L-totaal	Massa-totaal
(mm)	(mm)	(Kg/m)	(m)	(Kg)
45.00	5.00	2.20	52.00	114.40

Laag	Yi	L	dH	es	n	tmax	tpar	bmin	Tmax	Tpar	tr/tm	trpar/tpa	tf/tm
	(m)	(m)	(m)	(mm)	-	(kN/m)	(kN/m)	(m/m)	(kN)	(kN)	-	-	-
1	2.065	6.50	0.750	0.00	2	19.56	14.67	0.012	58.67	44.00	1.59	2.12	1.66
2	1.875	6.50	0.750	0.00	2	20.55	15.41	0.012	61.65	46.24	1.51	2.02	1.60
3	1.125	6.50	0.750	0.00	2	24.37	18.28	0.014	73.12	54.84	1.27	1.70	1.45
4	0.375	6.50	0.750	0.00	2	28.03	21.02	0.015	84.08	63.06	1.11	1.48	1.33