



OMEGAM



GRONDMECHANISCH ONDERZOEK

EMK-TERREIN

te Krimpen a/d IJssel

RAPPORT

Project: (12)10.692

Projectleider : ir. H.E.M. Temmink

Opgesteld door : H.H. Gutter M.Sc.
ing. W. Lous

Opdrachtgever : Stichting Nazorg Afvalverwijderingsinrichtingen
en aanverwante locaties

Datum : 24 februari 1997

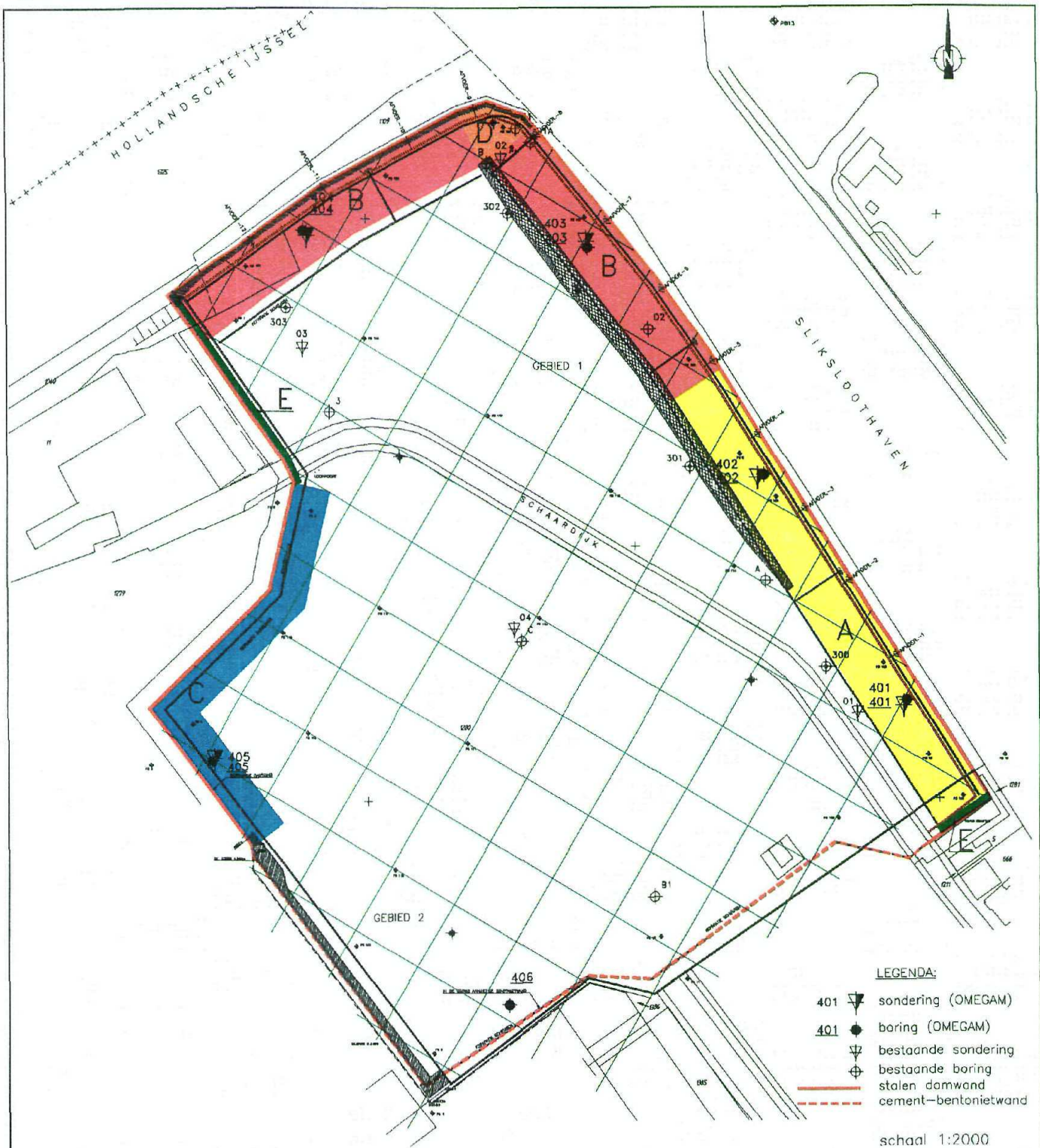
INHOUDSOPGAVE

0.	SAMENVATTING, CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	1
1.	ALGEMEEN	9
1.1.	Inleiding	9
1.2.	Doel van het onderzoek	9
1.3.	Veld- en laboratoriumonderzoek	10
1.4.	Interpretatie, geotechnische berekeningen en adviezen	10
1.5.	Projectgegevens	11
2.	VELDONDERZOEK EN -PROEVEN	13
2.1.	Booronderzoek	13
2.2.	Peilfilterinstallatie en -waarneming	14
2.3.	Falling head proeven	15
2.4.	Sondeeronderzoek	15
2.5.	Waterdrukmeting	16
2.6.	Diepte-peilingen	17
3.	LABORATORIUMONDERZOEK	17
3.1.	Algemeen	17
3.2.	Classificatie geroerde en ongeroerde monsters	18
3.3.	Volumieke massa en watergehalte	18
3.4.	Humusgehalte	20
3.5.	Atterbergse grenzen	20
3.6.	Vinproef (Torvane)	21
3.7.	Waterdoorlatenheidbepaling	22
3.8.	Doorlatendheidsbepaling in triaxiaalcellen	23
3.9.	Triaxiaalproeven	25
4.	INTERPRETATIE PROEVEN	28
4.1.	Triaxiaalonderzoek	28
4.2.	Geohydrologische parameters	30
5.	GEOTECHNISCHE BODEMOPBOUW	32
5.1.	Algemene opbouw	32
5.2.	Geotechnische profielen	33
5.3.	Waterstanden en grondwaterstanden	34
6.	BEREKENINGEN DAMWANDCONSTRUCTIE MET MSHEET	35
6.1.	Algemeen	35
6.2.	Beoordelingsmethodiek	37
6.3.	Uitgangspunten	39
6.4.	Uitgevoerde berekeningen met MSHEET	45
6.5.	Rekenresultaten	47
6.6.	Inklemmingsmomenten	58
6.7.	Ankerscherm	58



6.8.	Kranz-berekeningen	60
6.9.	Bishop-berekeningen	60
6.10.	Conclusies damwandconstructie op basis van MSHEET- en BISHOP!-berekeningen	60
7.	PLAXIS-SYSTEEMBEREKENINGEN DAMWANDCONSTRUCTIE	61
7.1.	Algemeen	61
7.2.	Kanttekeningen met betrekking tot het grondgedrag en de modellering	62
7.3.	Rekenfasering	62
7.4.	Uitgangspunten en berekende gevallen	63
7.5.	Aangehouden stadia en resultaten	66
7.6.	Beschouwing van de resultaten	71
7.7.	Conclusies	72
8.	CEMENT-BENTONIETWAND	73
8.1.	Algemeen	73
8.2.	Eigenschappen cement-bentoniet	73
8.3.	Spanningen door negatieve kleeft	74
8.4.	Spanningen door horizontale gronddrukken	75
8.5.	Grondverdringende palen naast de wand	76
8.6.	Conclusies	76
9.	HOOFDCONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	77
10.	SYMBOLENLIJST EN BEGRIPPEN	80
10.1.	Symbolenlijst laboratoriumonderzoek	80
10.2.	Begrippen ten aanzien van de berekeningen	81
11.	LITERATUUR	82
11.1.	Algemeen	82
11.2.	Laboratoriumonderzoek	82
12.	BIJLAGEN	84

Figuur 6.1 - Damwandconstructies EMK-terrein



Gegevens damwandconstructie EMK-terrein

Gebied	Profiel hoofddamwand	Staalkwaliteit hoofddamwand	Ankerdiameter ¹⁾		Ankerlengte	Hoogte ankerwand ²⁾
			mm			
A	L64/2500	Fe44	58	20	3,0	
B	L64/2500	Fe44	52	20	3,0	
C	L63	Fe37	45	12	2,0	
D	L64/2500	Fe44	52	variabel	5,0	
E	L63	Fe37	-	-	-	

1) staalkwaliteit ankerstangen: Fe52

2) staalkwaliteit ankerwand: Fe37; bovenkant scherm overal op NAP + 2.0 m

0. SAMENVATTING, CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Algemeen

Het ernstig verontreinigde voormalige EMK-terrein te Krimpen a/d IJssel is in de periode van 1988 tot 1990 volgens de IBC-methode (Isoleren-Beheersen-Controleren) gesaneerd. Het terrein is gelegen ten zuiden van de kruising van de Hollandse IJssel en de Sliksloot en beslaat een oppervlakte van circa 5,3 ha. De isolatiemaatregelen hebben bestaan uit een verticale afscherming met behulp van grond- en grondwaterkerende stalen damwandschermen en grondwaterkerende cement-bentonietwanden. De bovenafdekking bestaat uit asphalt. De configuratie van het terrein en de locaties van de damwanden en cement-bentonietwanden zijn weergegeven in de situatietekening (12)10.692 Doc.150 en in figuur 6.1. De bijlage (12)10.692 Doc.150 is tevens opgenomen in het hoofdrapport.

In de jaren 1993 en 1994 werden ernstige scheuren in de asfaltlaag geconstateerd en bleek de grondwaterstand binnen de afscherming te zijn gestegen. Door de hoge grondwaterstand werden de damwandschermen overbelast, resulterend in verplaatsingen van de bovenkant van de damwandschermen van maximaal ongeveer 0,2 m langs de Slikslootzijde en maximaal ongeveer 0,1 m langs de zijde van de Hollandsche IJssel. Deze verplaatsingen zijn opgetreden in de periode tussen 1990 en 1994.

Ter beperking van de grondwaterdruk op de damwandschermen is in november 1994 een bemaling langs de damwandschermen en langs de ankerschotten geïnstalleerd.

Vanwege de opgetreden overbelasting van de isolerende voorzieningen heeft de provincie Zuid-Holland na overleg met de Stichting Nazorg Afvalverwijderingsinrichtingen (SNA) besloten tot het laten uitvoeren van een geotechnisch onderzoek ter beoordeling van de sterkte en de stabiliteit alsmede van de eventuele nog te verwachten vervormingen van de betreffende constructies. Dit onderzoek is door OMEGAM-Geotechniek onder begeleiding van SNA en BMC-Bodemconsult uitgevoerd.

In grote lijnen zijn de volgende werkzaamheden verricht:

- a. veldonderzoek,
- b. laboratoriumonderzoek,
- c. advieswerkzaamheden (interpretatie gegevens, berekeningen, systeemanalyses en conclusies).

Damwandconstructie en cement-bentonietwand

Langs de Hollandse IJssel, de Sliksloot en een deel van de landzijde is over een lengte van ongeveer 700 m de reeds genoemde stalen damwand aangebracht. De 28 m lange damwandprofielen langs de waterzijde (Larssen 64/2500 SP 45) en de 28 à 29 m lange profielen aan de landzijde (Larssen 63 SP 37) zijn ingetrild tot een niveau van circa NAP - 24,0 m in de afsluitende formatie van Kedichem. De bovenkant van de damwanden ligt op een niveau van circa NAP + 4,0 m.

De damwanden zijn door middel van trekstangen welke aangrijpen op een diepte van NAP + 2,0 m verankerd aan het ankerscherm dat op ongeveer 20 m achter de damwand is gesitueerd. Ter plaatse van de aan de landzijde gelegen damwanden is het ankerscherm op ongeveer 12 m achter de damwand gesitueerd.

Langs de Hollandse IJssel is de nieuwe damwand circa 2 m voor een oude bestaande damwand geplaatst. De damwandplanken zijn in de fabriek per twee samengevoegd en over de bovenste 12 m van een coating voorzien. Aan de waterzijde is over de kerende hoogte een slotafdichting aangebracht.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HEMT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.1 van 88

De gegevens van de stalen damwandschermen zijn achterin deze rapportage als bijlage (12)10.692 Doc.159 opgenomen.

Ter plaatse van de heislotten zijn in verband met de afdichting voorafgaand aan het intrillen bentonietpalen met een diameter van 0,45 m geplaatst. Ter plaatse van het binnendijkse terreindeel is het grootste deel van de dichtingswand uitgevoerd als een cement-bentonietwand; het overige deel is uitgevoerd als een damwandconstructie. Hierbij is over een lengte van ongeveer 300 m van NAP + 3,0 m tot een diepte van NAP - 24,0 m een 0,5 m dikke cement-bentonietwand aangebracht.

Binnen de dam- en cement-bentonietwanden is tot en met 1994 water onttrokken door middel van een ondiepe bron in de deklaag en vier diepe bronnen in het onderliggende pleistocene zand.

Veld- en laboratoriumonderzoek

Ten behoeve van het onderzoek is een 6-tal pulsboringen alsmede een 5-tal sonderingen uitgevoerd tot een diepte van ongeveer NAP - 25 m. Peilfilters zijn in de boringen geïnstalleerd en in de peilfilters zijn zogenaamde falling-headproeven uitgevoerd. Tevens zijn er ongeroerde en geroerde grondmonsters ten behoeve van laboratoriumonderzoek gestoken in de pulsboringen. Tijdens het uitvoeren van het sondeonderzoek zijn ook de dynamische waterspanningen gemeten. Een 5-tal bodempeilingen is in de Sliksloot en de Hollandsche IJssel verricht. De locaties van het veldonderzoek zijn weergegeven in de situatietekening (12)10.692 Doc.150.

In het laboratorium zijn proeven uitgevoerd op diverse grondmonsters, onder andere ter bepaling van het volume-gewicht, het humusgehalte, de Atterbergse grenzen, de korrelverdeling, de sterkte en de doorlatendheid.

De sterkte van de grond is bepaald met behulp van onder meer 14 geconsolideerde-ongedraineerde triaxiaalproeven.

De doorlatendheid van de grond (in hoofdzaak klei of veen) is vastgesteld met behulp van "falling head tests" (25 bepalingen) en met behulp van de triaxiaalcel (11 bepalingen).

Interpretatie proeven

Aan de hand van de resultaten van het triaxiaalonderzoek zijn volgens de methodiek van NEN 6740 zogenaamde representatieve sterkte-parameters bepaald. De proefresultaten zijn ingedeeld en geanalyseerd naar de volgende 3 grondsoorten: 1) veen en veenhoudende klei, 2) zanderige klei en 3) leem. De analyse van de proefresultaten heeft zich geconcentreerd op de eerste 2 genoemde grondsoorten omdat deze in belangrijke mate gedragsbepalend zijn voor de damwandconstructie. In het algemeen blijkt dat voor alle proeven de sterkte-parameters (de hoek van inwendige wrijving ϕ' en de cohesie c') sterk afhankelijk zijn van de vervorming. Volgens de gangbare geotechnische praktijk worden de parameters veelal vastgesteld bij een vervorming van 5%. Aangezien de ϕ' -waarden voor de veen en veenhoudende kleimonsters alsmede voor de zandhoudende kleimonsters bij 5% vervorming erg hoog uitvallen (gemiddeld respectievelijk circa 29 en 35 graden) zijn ook de sterkte-parameters bij 2% vervorming bepaald (waarbij de ϕ' -waarden gemiddeld respectievelijk circa 17 en 28 graden bedragen). Met deze (meer realistische) benadering wordt voorkomen dat de sterkte van de constructie wordt overschat.

Ook de zogenaamde representatieve sterkte-waarden (dit zijn de sterkte-waarden waarbij er minder dan 5% kans is op overschrijding van de parameters) zijn vastgesteld bij 2% en 5% vervorming.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>916</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>916</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.2 van 88

Met betrekking tot de hydraulische weerstand van de deklagen kan worden geconcludeerd dat de bestaande laboratoriumresultaten alleen geen goede basis vormen voor het opstellen van een schatting van de hydraulische weerstand van de deklagen. Verwacht wordt dat er, gezien de bodemopbouw, een grote variatie over het terrein aanwezig zal zijn.

Het watervoerende vermogen van het pleistocene zand is bepaald aan de hand van doorlatendheden afgeleid van korrelverdelingsanalyses. De hiermee berekende gemiddelde waterdoorlatenheid bedraagt circa 28 m/dag. Uitgaande van een watervoerende laagdikte van 7 m bedraagt het doorlaatvermogen (de kD-waarde) circa 200 m²/dag.

Bodemopbouw en grondwaterstanden

Het voormalige terrein kan in twee gebieden worden verdeeld, dat wil zeggen een buitendijksgebied en een binnendijksgebied waarbij de Schaardijk de scheiding heeft gevormd tussen deze twee gebieden.

De samenstelling en opbouw van de ophooglagen zijn beïnvloed door de recente geologische geschiedenis, door de mens, door industriële activiteiten, en tenslotte door de sanering van het terrein en afdekking met asfalt.

Het maaiveld in het gebied is gelegen op een niveau van NAP + 4 m à NAP + 6 m. Vanaf maaiveld bevindt zich een ophoogpakket van AVI-slakken, zand en klei tot een diepte van circa NAP - 2 m à NAP - 5 m. Vervolgens is het holocene pakket aangetroffen bestaande uit klei, veen en zand. Dit pakket is zeer complex en variabel van samenstelling en reikt tot een diepte van circa NAP - 15 m. Direct onder het holocene pakket bevindt zich het pleistocene zand. Het zand heeft op de meeste plaatsen een dichte pakking. Onder het zand op een diepte van ongeveer NAP - 22 m is een slecht doorlatende leemlaag aanwezig. De dikte en variatie in de consistentie van deze leemlaag is niet in kaart gebracht, echter volgens de beschikbare gegevens reikt deze laag tot ongeveer tot NAP - 45 m.

Er zijn geotechnische profielen opgesteld ten behoeve van de visualisatie van de bodemopbouw, zie de dwarsprofielen I-I' ... IV-IV' in de bijlagen (12)10.692 Doc.151 ... 154. Deze profielen zijn achterin deze rapportage als bijlage opgenomen.

De grondgesteldheid langs de dam- en cement-bentonietwanden is van groot belang voor het onderhavige onderzoek. In het dwarsprofiel I-I' langs de Sliksloot blijkt een gedragsbepalende laag voor de damwandconstructie van betrekkelijke slappe klei en veen aanwezig te zijn tussen een diepte van ongeveer NAP + 0 m en ongeveer NAP - 15 m. Langs een deel van de Hollandsche IJssel blijkt dat de holocene klei een duidelijk andere gesteldheid heeft, zie profiel II-II'; de resultaten van het onderzoek duiden op een soort 'spekkoekformatie' (klei met zandlaagjes) tussen NAP - 2 m en NAP - 9 m.

Aan de zuidzijde van het terrein bij de cement-bentonietwand blijkt dat het samendrukbare deel van het holocene pakket tot een dikte van circa 5 m is afgenomen. Hierdoor zal lokaal de hydraulische weerstand betrekkelijk gering kunnen zijn.

De waterstanden in de Hollandsche IJssel en de Sliksloot zijn onderhevig aan getijdenbewegingen. De gemiddelde waterstand bedraagt ongeveer NAP + 0,5 m waarbij voor extreem hoogwater en extreem laagwater respectievelijk NAP + 2,75 m en NAP - 1,0 m kan worden aangehouden.

De freatische grondwaterstanden binnen de damwanden varieerden in tijd en locatie. De maximale grondwaterstand in november 1994 langs de Slikslootzijde bedroeg NAP + 3,1 m à 3,7 m en langs de Hollandsche IJssel circa NAP + 2,1 m à 3,2 m.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>df</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>df</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.3 van 88

De stijghoogte van het diepe grondwater in het pleistocene zand is momenteel circa NAP - 1,75 m binnen de dichtingswand en NAP - 1,5 m buiten de dichtingswand.

Beoordeling damwandconstructie

Ter bepaling van de veiligheid van de constructie is een deel van het stappenplan uit het CUR-handboek 166, "Damwandconstructies", gehanteerd. In het CUR-handboek worden 3 veiligheidsklassen onderscheiden, afhankelijk van gebruik en aard van het terrein. Het EMK-terrein kan worden ingedeeld in klasse II (aanzienlijke schade bij falen, geringe persoonlijke veiligheidsrisico's) of III (grote schade bij falen en/of aanzienlijke persoonlijke risico's), een en ander afhankelijk van de beoordeling van de gevolgen van het bezwijken van de damwandconstructie.

Het CUR-stappenplan gaat in principe uit van een semi-probabilistische ontwerpprocedure van een damwandconstructie, en is gebaseerd op de methodiek van partiële veiligheidsfactoren. Het stappenplan gaat in feite uit van een nieuw te ontwerpen damwand. Echter in het huidige geval is de damwand reeds aangelegd en zijn reeds horizontale verplaatsingen aan de bovenkant van de damwand opgetreden. Derhalve is het stappenplan gebruikt als beoordelingskader waarbij tevens het waargenomen gedrag van de horizontale verplaatsingen is verdisconteerd ten behoeve van de beoordeling.

De berekeningen zijn uitgevoerd met programma MSHEET, ontwikkeld door Grondmechanica Delft. Berekeningen zijn uitgevoerd uitgaande van een maatgevende (oppervlaktewater) buitenwaterstand van NAP - 1,0 m met lage (NAP - 2,0 m) tot zeer hoge grondwaterstanden (NAP + 4,0 m) binnen de damwand, zowel zonder als met een bovenbelasting (20 kN/m²). Aan de hand van de met MSHEET uitgevoerde berekeningen blijkt het volgende.

- a. De damwandconstructie aan de landzijde van het terrein voldoet aan alle toetsingen onder alle omstandigheden.
- b. Het maatgevende gebied voor de damwandconstructie ligt in de omgeving van de boorlocaties 402 en 403 langs de Sliksloot en in mindere mate in de omgeving van boorlocatie 404 langs de Hollandsche IJssel. In het maatgevende gebied blijkt bij het verhogen van de grondwaterstand van NAP + 1,0 m naar NAP + 4,0 m (en zonder bovenbelasting) dat de constructie niet meer aan alle normaliter volgens de CUR voor het ontwerp van nieuwe damwandconstructies te stellen veiligheidseisen te voldoen. Het betreft hier de volgende 3 (sterkte-) toetsingen met betrekking tot:
 - i. het veldmoment in de hoofdamwand,
 - ii. de kracht in de ankerstangen,
 - iii. de stabiliteitscontrole volgens Kranz.
- c. Het toelaten van een bovenbelasting (van 20 kN/m²) in het maatgevende gebied langs de waterkant van het terrein is niet verantwoord. Tevens dient het aanmeren van schepen aan de kaden voorkomen te worden.
- d. Het ankerscherm zelf is voldoende sterk. (N.B. De gehele verankeringsconstructie voldoet niet, dit gezien de resultaten van de met Kranz uitgevoerde stabiliteitscontrole.)
- e. Aan de hand van de gemeten horizontale verplaatsingen van circa 0,2 m wordt beoordeeld dat het inklemmingsmoment van de damwand in de diepe zandlaag zich onder het vloeimoment bevindt.

Met behulp van stabiliteitsprogramma BISHOP! is de 'over all'-stabiliteit gecontroleerd. Deze 'over all'-stabiliteit uitgaande van een voetglijvlak mechanisme is voor alle locaties ruim voldoende.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.4 van 88

Systeemberekeningen damwandconstructie met behulp van de eindige elementen-methode

Het gedrag van de damwandconstructie is bepaald met het eindige elementen programma PLAXIS.

Deze benadering c.q. rekenwijze richt zich in hoofdzaak op het verplaatsingsgedrag van de damwandconstructie waarbij alle elementen van de constructie, zoals hoofddamwand, ankerstang en ankerscherm in een elastisch-plastisch grondmodel worden verwerkt. Ter vergelijking, de eerder genoemde MSHEET-berekeningen richten zich primair op de sterkte van de diverse onderdelen, in wezen onafhankelijk van elkaar.

De berekende damwandmomenten en ankerkrachten hebben betrekking op een verwachtingswaarde zonder een zekere mate van veiligheid, dit in tegenstelling tot de rekenwaarden zoals met het CUR-stappenplan wordt berekend en waarmee de voorgaande MSHEET-berekeningen zijn uitgevoerd.

Op basis van de rekenresultaten blijkt dat de orde van grootte van de verplaatsing van de bovenkant van de damwand goed overeenkomt met de waargenomen verplaatsingen.

Ten behoeve van de berekening is een fasering aangehouden waarbij de consolidatie van de grond in verschillende stadia is betrokken. Nadat de grondwaterstand is gestegen blijkt dat ten gevolge van het tijdsafhankelijke consolidatie-proces de spanningen in verschillende onderdelen van de damwandconstructie kunnen toenemen. In deze consolidatie-fase neemt de waterdruk op de damwand toe waardoor de korrelspanningen enigszins afnemen, dit is in feite voornamelijk een zwelproces. Het overgrote deel van deze toename vindt plaats binnen een consolidatie-periode van een jaar en zijn in de praktijk dus reeds opgetreden.

Uit de resultaten blijkt de damwand langs de Sliksloot met geringe onderwaterberm het maatgevende geval op te leveren. Het berekende buigende moment in de damwand is, bij een hoge grondwaterstand (NAP + 4,0 m) en zonder bovenbelasting, lager dan het (gereduceerde) vloeimoment. In de damwand is bij een hoge grondwaterstand nog 27% reserve (voorafgaande aan de consolidatie) tot circa 16% reserve (na consolidatie) aanwezig, dit ten opzichte van het vloeimoment. Met betrekking tot het ankerscherm en de ankerstangen is de reserve ten opzichte van het vloeimoment en de vloeikracht na consolidatie respectievelijk circa 35% en 31%.

Uit de berekende horizontale verplaatsing van de bovenkant van de damwand als functie van de grondwaterstand en het opvolgende consolidatie-proces blijkt dat de damwand (het maatgevende geval) aan de Slikslootzijde gevoeliger is voor deze invloeden als de damwand langs de Hollandsche IJssel. Dit komt redelijk overeen met de veldwaarnemingen van de verplaatsingen.

Uit de contouren van de horizontale verplaatsingen bij hoge grondwater blijken dat voor het geval Sliksloot (grondwaterstand NAP + 4,0 m) de contouren geconcentreerd aanwezig zijn achter het ankerscherm, terwijl voor het geval Hollandsche IJssel (grondwaterstand NAP + 2,25 m) de contouren hier veel minder geconcentreerd zijn. Dit geeft aan dat direct achter het scherm de vervorming aan maaiveld aanzienlijk groter is langs de Sliksloot dan langs de Hollandsche IJssel. Dit kan mede een verklaring zijn voor de geconstateerde scheurvorming en zetting achter het ankerscherm langs de Sliksloot en het ontbreken van scheurvorming langs de Hollandsche IJssel.

Cement-bentonietwand

Een aantal beschouwingen zijn opgesteld met betrekking tot de spanningstoestand van de cement-bentonietwand. Op basis van de beschouwingen blijkt het volgende:

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>PH</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.5 van 88



- a. Door negatieve kleeft op de wand door zetting van het terrein is het niet uitgesloten dat een deel van de wand op druk overbelast is geworden en dat vervolgens de wand enige plastische vervorming heeft ondergaan.
- b. Uit de berekende buigende momenten in de wand, uitgaande van een strookbelasting van circa 10 m breed ten gevolge van een grondopslag (taludhelling ongeveer 45°) op een afstand van 3,0 m vanuit de zijkant van de wand, volgt dat de buigende momenten door de wand kunnen worden opgenomen.
- c. Naast de wand zijn verdringingspalen (320 mm x 320 mm) met hart-op-hart afstanden van 3,0 m op een afstand van 3,0 m van de dichtingswand geplaatst. Uit indicatieve berekeningen volgt dat door de geplaatste verdringingspalen geen schade aan de wand is opgetreden.

Algemene conclusies uit het onderhavige onderzoek EMK-terrein

1. Het maaiveld van het terrein ter plaatse van de dam- en cement-bentonietwand ligt op NAP + 4 m à NAP + 5 m. Uit het veldonderzoek is onder meer gebleken dat het holocene pakket, dat wil zeggen de grondlagen tussen de ophooglaag van AVI-slakken, zand en klei, met de onderkant op een diepte van globaal NAP - 3 m, en de vaste pleistocene zandbodem, bovenkant op een diepte van ongeveer NAP - 15 m, op een complexe wijze is opgebouwd uit veen, klei en zand. Onder de vaste zandlaag, op een diepte van ongeveer NAP - 22 m bevindt zich de leemlaag waarin de onderkant van de damwanden en cement-bentonietwanden zich bevinden.
2. Het maatgevende gebied voor de damwandconstructie met betrekking tot de sterkte en stabiliteit van de constructie ligt in de omgeving van de boorlocaties 402 en 403 langs de Sliksloot en in mindere mate in de omgeving van boorlocatie 404 langs de Hollandsche IJssel. In het gebied langs de Sliksloot blijkt bij het verhogen van de grondwaterstand van NAP + 1,0 m naar NAP + 4,0 m (en zonder bovenbelasting) dat de constructie voor een 3-tal sterkte-berekeningen niet aan de voor de constructie gestelde veiligheidsniveaus volgens het stappenplan van CUR-166 te voldoen, te weten, toetsingen met betrekking tot:
 - a. het veldmoment in de hoofddamwand,
 - b. de kracht in de ankerstangen,
 - c. de stabiliteitscontrole volgens Kranz; hieruit blijkt de afstand tussen de damwand en het ankerscherm te klein te zijn om de ankerkrachten te kunnen opnemen.
 Bovenstaande houdt in dat de huidige constructie (zonder bovenbelasting) wel stabiel is maar dat de veiligheidsniveaus in de constructie beperkt zijn met name indien de grondwaterstand binnen de damwand aan de Slikslootzijde tot boven NAP + 1,5 m stijgt. In iets mindere mate geldt dit tevens voor de damwandconstructie langs de Hollandse IJssel.
 Uit de berekeningen wordt voorts ingeschat dat het inklemmingsmoment van de damwand tot op heden nog niet het vloeimoment heeft bereikt.
3. Er kan een indicatie voor een waarschuwingsspeil worden opgesteld voor het maatgevende gebied, afhankelijk van de te hanteren aannamen zoals veiligheidsklasse, de van de vervorming afhankelijke sterkte-waarden en het al of niet aanhouden van een onderwatersteunberm (dit uitgaande van een grondsterkte die niet is aangetast door de eventuele opgetreden plastische vervorming in de bodem). Het feit dat er min of meer reeds een Kranz-bezwijkvlak in de praktijk is opgetreden waarbij:
 - i. het veldmoment is afgenomen,

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HEMT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.6 van 88

- ii. de ankerkrachten zijn afgenomen,
- iii. de effectieve grondsterkte mogelijksterwijs is aangetast, bemoeilijkt het objectief vaststellen van een waarschuwingsspeil c.q. alarmpeil.

Alhoewel niet alle 3 toetsingen (a, b en c van bovenstaande punt 2) zijn uitgevoerd voor alle van de 3 genoemde aannamen wordt, aan de hand van de opgedane inzichten vanuit de rekenresultaten, geschat dat uitgaande van 2% sterkte-waarden, veiligheidsklasse II, de afwezigheid van een berm en zonder bovenbelasting een waarschuwingsspeil en alarmpeil van respectievelijk NAP + 1,5 m en NAP + 2,0 m kan worden aangehouden. Indien uitgegaan wordt van de 5% sterkte-waarden dan kunnen deze peilen iets hoger gesteld worden, maar veiligheidshalve wordt aanbevolen deze niet aan te houden. Indien rekening zou worden gehouden met een onderwaterberm (zoals plaatselijk aanwezig), dan zullen de toegestane grondwaterstanden met ongeveer 0,5 m toenemen.

4. Er zijn een aantal modelberekeningen uitgevoerd waarbij de gehele damwandconstructie in het rekenmodel is verwerkt. Uit de beschouwingen blijkt dat er sterke overeenkomsten tussen het geconstateerde gedrag en het berekende gedrag van de damwand zijn. Hierdoor kan worden geconcludeerd dat de ontworpen damwandconstructie betrekkelijk gevoelig kan reageren op de grondwaterstand alsmede op een eventuele bovenbelasting. Uit het berekende gedrag blijkt voorts dat, langs de Sliksloot en in mindere mate langs de Hollandse IJssel, de grondmoot tussen de damwand en het ankerscherm min of meer als geheel wordt "meegetrokken". Deze constatering wijst zoals eerder uit de Kranz-berekening is gebleken, wederom naar het feit dat het ankerscherm op een te korte afstand is geplaatst achter de damwand.

Er wordt verwacht dat bij een goede beheersing van het freatische grondwater en zonder enige vorm van bovenbelasting, de damwandconstructie zich in evenwicht bevindt en dat geen noemenswaardige toename van de horizontale verplaatsingen zullen optreden.

Indien er wordt verwacht dat het freatische grondwater niet voldoende kan worden beheerst dienen verdere maatregelen te worden genomen. In eerste instantie kan aan een aanvullend ankersysteem (bijvoorbeeld groutankers) worden gedacht. Aanvullend onderzoek zal moeten uitwijzen of er in dat geval een bovenbelasting eventueel toelaatbaar is.

5. Momenteel is er een bronnering zowel tussen het ankerscherm en de hoofddamwand alsmede achter het ankerscherm aanwezig. Het ankerscherm vormt een stromingsbarrière voor het freatisch grondwater, richting Sliksloot en Hollandsche IJssel. Het verdient aanbeveling de bronneringstrajecten in de toekomst te handhaven, dat wil zeggen niet alleen het traject tussen ankerscherm en de damwand, echter ook het bemalingstraject achter het ankerscherm. Het oude damwandscherm langs de Hollandse IJssel vormt een storend element met betrekking tot het via de bronnering onttrekken van grondwater. Een goede handhaving en beheer van de bronnering impliceert dat meer definitieve beheersmaatregelen moeten worden getroffen.
6. Gezien de geconstateerde toestand van de damwandconstructie alsmede gezien de resultaten van de berekeningen wordt het toelaten van een bovenbelasting zowel langs de Slikslootzijde als de zijde van de Hollandsche IJssel sterk afgeraden. Hierbij kan worden gedacht aan een aan te houden strookbreedte van 50 m langs de oevers waar geen bovenbelasting mag worden toegelaten. Een sterkte-berekening van de damwand langs de landzijde van het terrein geeft aan dat de damwandconstructie zelfs met een continue bovenbelasting van 20 kN/m² voldoende sterk is.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.7 van 88



Echter, gezien de gemeten horizontale verplaatsingen van maximaal 0,27 m wordt aanbevolen elke bovenbelasting te weren in een strookbreedte van 25 m langs de binnenzijde van het damwandtraject te land.

7. Aan de hand van de opgestelde beschouwingen met betrekking tot de cement-bentonietwand blijkt dat (door negatieve kleeft op de wand ten gevolge van zettingen van het terrein) het niet uitgesloten zou zijn dat een deel van de wand is overbelast en dat deze vervolgens enige plastische vervorming heeft ondergaan. Uit de in 1996 uitgevoerde hoogtemeting van het EMK-terrein ter plaatse van de cement-bentonietwand volgt dat deze niet (noemenswaardig) is verzakt. Hieruit kan worden opgemaakt dat het niet waarschijnlijk is dat de dichtingswand plastisch is vervormd. Wel wordt aanbevolen om in een strook van 10 m ter weerszijden van de wand een permanente (grote) bovenbelasting vooralsnog zonder nader onderzoek te weren.

Verwacht wordt dat de reeds uitgevoerde heiverken en ophogingen langs de wand geen schade aan de wand hebben veroorzaakt.

8. Blijvend toezicht en verantwoord beheer van het terrein is van essentieel belang voor het blijvend functioneren van de isolatiemaatregel ten behoeve van het EMK-terrein.

Doorgaande peilfilterwaarnemingen en verplaatsingsmetingen en de interpretatie van de metingen zijn van essentieel belang voor het verantwoord beheren van het EMK-terrein te Krimpen a/d IJssel.

Daarnaast is het van groot belang dat bij baggerwerkzaamheden ten behoeve van bodemonderhoud dat de bestaande onderwaterbermen langs de Hollandsche IJssel en vooral langs de Sliksloot niet zullen worden aangetast.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.8 van 88

1. ALGEMEEN

1.1. Inleiding

Het ernstig verontreinigde voormalige EMK-terrein te Krimpen a/d IJssel is in de periode van 1988 tot 1990 volgens de IBC-methode (Isoleren-Beheersen-Controleren) gesaneerd. Het terrein is gelegen ten zuiden van de kruising van de Hollandse IJssel en de Sliksloot en beslaat een oppervlakte van circa 5,3 ha.

De isolatiemaatregelen hebben bestaan uit een verticale afscherming met behulp van grond- en grondwaterkerende stalen damwandschermen en grondwaterkerende cement-bentonietwanden.

De configuratie van het terrein en de locaties van de damwanden en cement-bentonietwanden zijn weergegeven in de situatietekening (12)10.692 Doc.150. Deze bijlage is achterin het hoofdrapport opgenomen.

De bovenafdekking is gevormd door asfalt, bovenop een ophoging met AVI-slakken en zand.

Binnen de isolatie is tot en met 1994 water onttrokken door middel van een ondiepe bron in de deklaag en vier diepe bronnen in het onderliggende pleistocene zand.

In de jaren 1993 en 1994 werden ernstige scheuren in de asfaltlaag geconstateerd en bleek de grondwaterstand binnen de afscherming te zijn gestegen. Door de hoge grondwaterstanden werden de damwandschermen overbelast, resulterend in verplaatsingen van de bovenkant van de damwandschermen van ongeveer 0,2 m langs de Slikslootzijde en ongeveer 0,1 m langs de zijde van de Hollandsche IJssel, dit in de periode tussen 1990 en 1994.

Ter beperking van de grondwaterdruk op de damwandschermen is in november 1994 een bemaling langs de damwandschermen en langs de ankerschotten geïnstalleerd.

Vanwege de opgetreden overbelasting van de isolerende voorzieningen heeft de provincie Zuid-Holland na overleg met de Stichting Nazorg Afvalverwijderingsinrichtingen (SNA) besloten tot het laten uitvoeren van een geotechnisch onderzoek ter beoordeling van de sterkte, de stabiliteit alsmede de eventuele nog te verwachten vervormingen van de betreffende constructies.

De Stichting heeft OMEGAM-Geotechniek benaderd voor het uitvoeren van dit onderzoek (correspondentie: EMK 96047/DvB, d.d. 30 mei 1996, EMK 96048/DvB, d.d. 31 mei 1996), dit op basis van notitie 950382a, d.d. 1 mei 1996, BMC-Bodemconsult, "Specificatie grondmechanisch onderzoek EMK-terrein te Krimpen a/d IJssel". Basisgegevens voor het project zijn verzameld en verwerkt in het beschikbaar gestelde rapport 950382, d.d. 1 mei 1996, BMC-Bodemconsult, "Inventarisatie beschikbare informatie EMK-terrein te Krimpen a/d IJssel". In het onderhavige rapport zijn deze stukken respectievelijk de "EMK-specificatie-notitie" en het "EMK-inventarisatie-rapport" genoemd.



De prijsaanbieding van OMEGAM is weergegeven in offerte (12)10.692 Doc.0, d.d. 3 juli 1996.

In een verzending van SNA, d.d. 4 juli 1996, is een verzameling stukken waarop het bovengenoemde inventarisatie-rapport 950382 is gebaseerd, aan OMEGAM verstrekt.

De officiële opdrachtverlening van het onderzoek is verstrekt in een brief van SNA, ref. 96058, d.d. 19 juli 1996.

1.2. Doel van het onderzoek

Gegevens zijn verzameld met betrekking tot de aspecten grondmechanica en geohydrologie. Het onderzoeksplan omvat veldonderzoek (boringen, sonderingen en metingen), laboratoriumwerkzaamheden

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.9 van 88

(fysische analyses en - proeven) alsmede interpretatie van en geotechnische berekeningen met de beschikbaar gekomen gegevens.

Met behulp van de verzamelde en berekende gegevens dient de functionaliteit van de damwandschermen en cement-bentonietschermen te worden beoordeeld.

Tevens dient de bodemopbouw en de verticale hydraulische weerstand ter plaatse van de boorlocaties worden afgeleid uit de beschikbaar gekomen gegevens.

1.3. Veld- en laboratoriumonderzoek

Op basis van eerder uitgevoerd onderzoek en waarnemingen zijn boorlocaties aangewezen en is een grondprofiel vastgesteld, waarmee door de opdrachtgever (voorlopige) bemonsteringsschema's en voorlopige laboratoriumbeproevingsschema's waren opgesteld. Definitieve schema's zijn vervolgens in overleg vastgesteld.

In grote lijnen zijn de volgende veldwerkzaamheden uitgevoerd:

- pulsboringen afgewerkt met peilfilters, inclusief het nemen van geroerde en ongeroerde monsters,
- een falling head proef in de peilfilters,
- bodempeilingen in de Sliksloot en de Hollandsche IJssel,
- sonderingen met kleefmeting en waterspanningsmeting.

De omschrijving en resultaten van deze veldwerkzaamheden zijn weergegeven in hoofdstuk 2.

Eveneens in grote lijnen zijn de volgende laboratoriumwerkzaamheden uitgevoerd:

- bepaling van de volumieke massa en het watergehalte van de grondmonsters,
- de Atterbergse grenzen van een aantal grondmonsters,
- het bepalen van het humusgehalte,
- het vaststellen van de ongedraineerde schuifsterkte door middel van vinproeven,
- doorlatendheidsproeven (constant head of falling head),
- geconsolideerde-ongedraineerde triaxiaalproeven,
- korrelverdeling zandmonsters.

De omschrijving en resultaten van deze laboratoriumwerkzaamheden zijn weergegeven in hoofdstuk 3.

De diverse onderzoeken en proeven zijn uitgevoerd met behulp van gangbare procedures. Deze procedures zijn veelal algemeen erkend en zijn gebaseerd op vastgestelde werkwijzen, normen en standaards. In paragraaf 3.1 is een overzicht van de richtlijnen en normen voor de laboratoriumproeven gegeven.

1.4. Interpretatie, geotechnische berekeningen en adviezen

Aan de hand van de beschikbare en beschikbaar gekomen informatie is de bodemopbouw geschematiseerd langs een aantal dwarsdoorsneden en in kleur getekend, zie hoofdstuk 5. Een en ander is uitgevoerd volgens de EMK-specificatie-notitie van BMC-Bodemconsult.

In hoofdstuk 4 zijn de resultaten van het triaxiaalonderzoek verwerkt tot representatieve waarden voor de damwandberekeningen. Tevens zijn geohydrologische parameters afgeleid voor de deklagen en voor het eerste watervoerende pakket (voor zover dit mogelijk is).

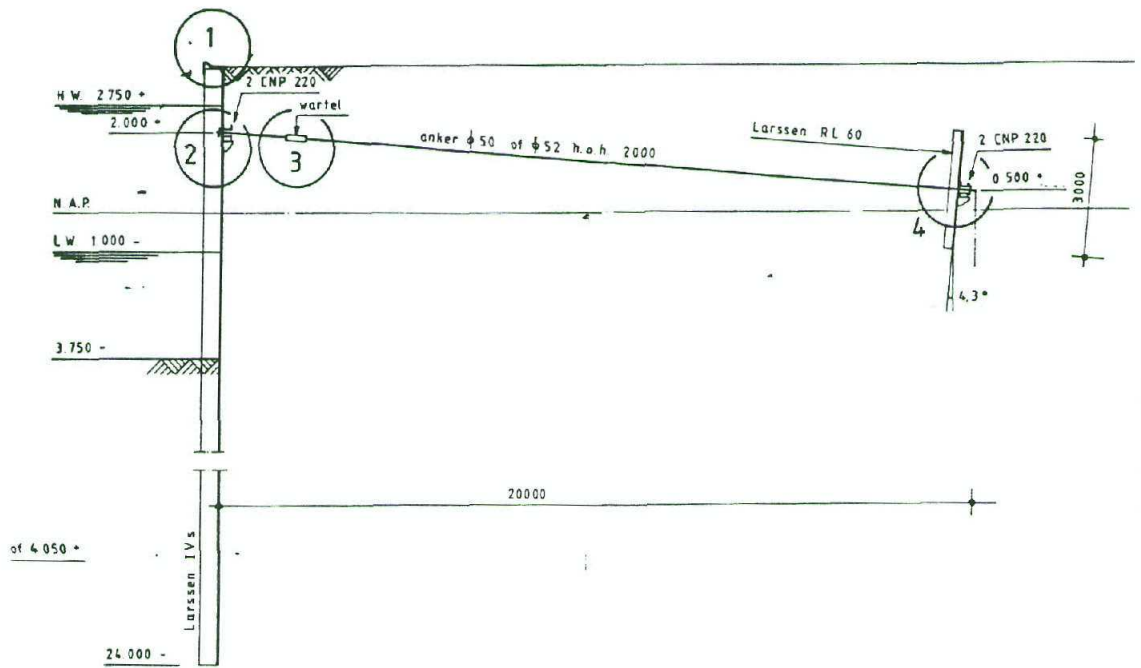
De resultaten van de berekening van de damwandconstructie is gepresenteerd in hoofdstuk 6.

Damwandberekeningen zijn uitgevoerd met behulp van het door Grondmechanica Delft ontwikkelde computer-programma MSHEET.

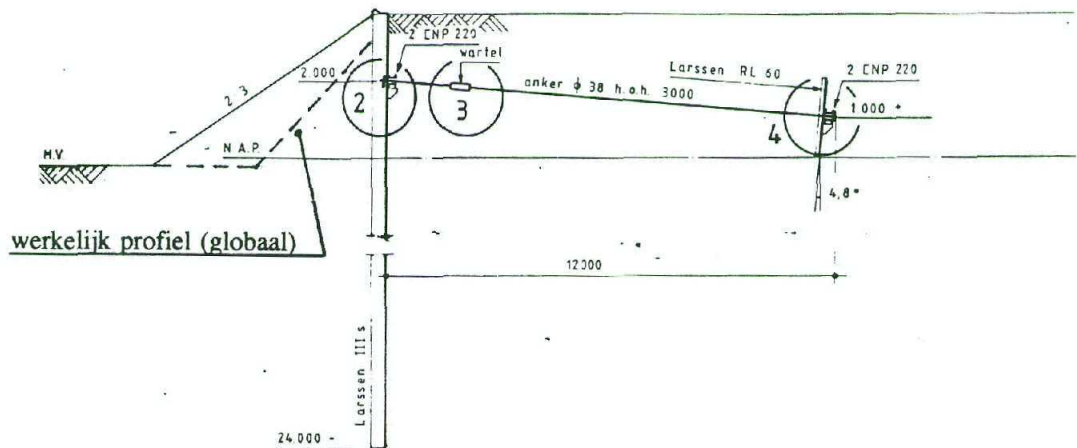
1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HMT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.10 van 88

Figuur 1.1 - Principe-doorsneden damwandconstructie

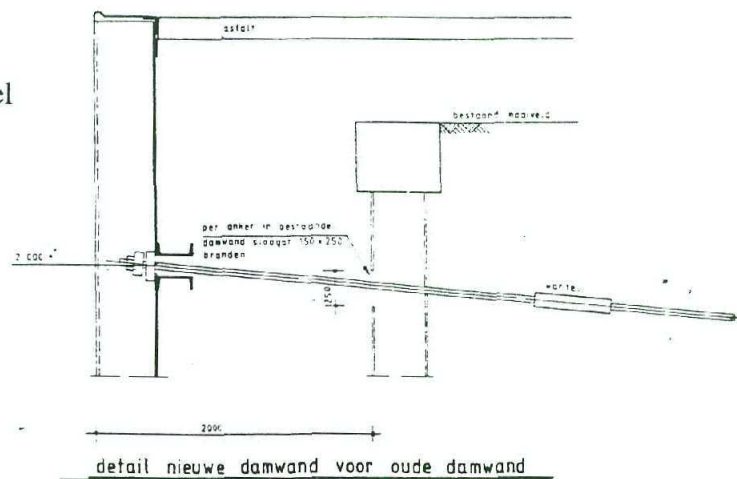
Sliksloot



Landzijde



Detail damwand langs Hollandsche IJssel



Met MSHEET zijn de volgende onderdelen van de constructie beoordeeld:

- de hoofdamwand,
- het ankerscherm,
- de ankerstangen,
- de stabiliteit van het ankerscherm volgens de methode Kranz,

Met behulp van programma Bishop! van OMEGAM zijn de voetglijvlakken van de damwanden gecontroleerd.

In hoofdstuk 7 zijn de maatgevende doorsneden gecontroleerd met behulp van het eindige elementen computer programma PLAXIS. Hierbij worden impliciet alle zaken die met MSHEET zijn berekend vanuit een systeemberekening benaderd. Hierdoor kunnen de resultaten van de MSHEET-berekeningen worden gerelativeerd aan de 'over all' PLAXIS-berekeningen en de veldwaarnemingen.

Een aantal beschouwingen met betrekking tot de cement-bentonietwand zijn weergegeven in hoofdstuk 8. De spanningen ten gevolge van negatieve kleef alsmede de buigspanningen ten gevolge van ophogingen en verdringingspalen nabij de wand worden vastgesteld en beoordeeld.

De conclusies en aanbevelingen zijn verwoord in hoofdstuk 9.

1.5. Projectgegevens

De volgende gegevens zijn als achtergrondinformatie van belang voor het onderhavige onderzoek en zijn overgenomen uit het EMK-inventarisatie-rapport van BMC-Bodemconsult. De cursief gedrukte tekst is letterlijk overgenomen.

1.5.1. Damwanden en ankerschermen

Zie situatietekening (12)10.692 Doc.150 voor de damwandlocaties, en de figuur 1.1 voor de principe dwarsdoorsnede ter plaatse van de damwanden. In de praktijk zijn kleine aanpassingen in het oorspronkelijke ontwerp aangebracht, met name in het type hoofdamwand, de diameter van de ankerstangen, de hart-op-hart ankerafstand, en in het type ankerschot. Details zijn weergegeven in figuur 6.1 en bijlage (12)10.692 Doc.159, deze gegevens zijn ontleend aan het evaluatie-rapport [1] en aan het bestek.

Langs de Hollandse IJssel, de Sliksloot en een deel van de landzijde is over een lengte van ongeveer 700 m een stalen damwand aangebracht. De 28 m lange damwandprofielen langs de waterzijde (Larssen 64/2500 SP 45) en de 28 à 29 m lange profielen aan de landzijde (Larssen 63 SP 37) zijn ingetrild tot een niveau van circa 24m-NAP in de afsluitende formatie van Kedichem. De bovenkant van de damwanden ligt op circa 4,0 m+NAP.

De damwanden zijn verankerd door middel van trekstangen welke aangrijpen op een diepte van 2,0 m+NAP en een ankerscherm op ongeveer 20 meter achter de damwand gesitueerd. Ter plaatse van de aan de landzijde gelegen damwanden is het ankerscherm op ongeveer 12 meter achter de damwand gesitueerd.

Langs de Hollandse IJssel is de nieuwe damwand circa 2 m voor een oude bestaande damwand geplaatst. De damwandplanken zijn in de fabriek twee aan twee samengevoegd en over de bovenste 12 meter van een coating voorzien. Aan de waterzijde is over de kerende hoogte een slotafdichting aangebracht. Ter plaatse van de heislotten zijn in verband met de afdichting voorafgaand aan het intrillen bentonietpalen geboord met een diameter van 0,45 meter.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>DB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HA</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.11 van 88

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	Pr.1. HEMT/	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.12 van 88
		Controle HG/	Rapport	(12)10.692/V02

Naar aanleiding van recente metingen (september 1996) is twijfel ontstaan met betrekking tot de grootte van de verplaatsing van de kop van de damwand vanaf 1990. Uit de metingen blijkt dat de huidige horizontale verplaatsing langs de Sliksloot en de Hollandse IJssel respectievelijk maximaal circa 180 mm en 90 mm bedragen. De metingen geven ook aan dat de maximale horizontale kopverplaatsingen van het damwandtraject te land ongeveer 270 mm kunnen zijn.

In 1994 is ernstige scheurvorming geconstateerd in de asfaltverharding vooral achter het ankerscherm langs de Sliksloot. Hier is, in een langgerekte zone met een breedte van circa 4 meter, het asfalt zo'n 0,10 à 0,20 meter verzakt. De kop van de damwand bleek ter plaatse, in de periode van 1990-1994, tot maximaal 216 mm in horizontale richting te zijn verplaatst.

Na sloop van de bestaande bebouwing is het terrein opgehoogd met het vrijgekomen puin, AVI slakken en een ongeveer 1,4 m dikke zandlaag. Ter plaatse van de nog te installeren ankerstangen is het oorspronkelijke maaiveld tot 0,5 m-NAP ontgraven (overeenkomend met circa 1,0 meter onder de ankerstangen) en aangevuld met schone grond. Ook achter de ankerschermen is een strook grond met een breedte van circa 1 meter ontgraven tot een diepte van 0,5 m-NAP. Na installatie van de ankerstangen is dit terreindeel verder aangevuld met schone grond.

Het terrein is in de periode april 1988 tot maart 1989 verder opgehoogd, waarbij met zakbaken de zetting van het terrein is gevolgd. In verband met de optredende zettingen is de 130 tot 150 mm asfaltaag ongeveer één jaar na het aanbrengen van de ophoging (met op enkele locaties een overhoogte in verband met zettingen) aangebracht. Verwacht was dat op dat moment ongeveer 80% van de uiteindelijke zetting zou zijn opgetreden. Verwacht werd dat de totale restzetting maximaal ongeveer 0,20 meter zou bedragen. Gezien de in de periode van januari 1991 tot en met november 1994 gemeten zettingen van maximaal zo'n 45 centimeter (binnendijkse terreindeel) en zo'n 25 centimeter (buitendijkse terreindeel) kan worden geconcludeerd dat op het moment van aanleg van de asfaltverharding nog geen 80% van de te verwachten zetting was opgetreden.

Tijdens het intillen van de damwanden is ter plaatse van een voormalige loswal langs de Hollandse IJssel plaatselijk scheurvorming ontstaan in de grond achter het ankerscherm van de bestaande loswal op 12 meter achter de loswal en bleek het ankerscherm en de loswal circa 0,25 m te zijn geweken. Opgemerkt wordt dat de damwand van deze loswal zich nog binnen de huidige damwandconstructie langs de Hollandse IJssel bevindt.

Op een aantal plaatsen aan de landzijde is het nodig gebleken de cement-bentoniet aan te vullen wegens nazakken tijdens het inbrengen van de damwand.

1.5.3.

1.5.2.

1.5.4. Bemalingen binnen de dichtingswand

Binnen de dichtingswand zijn, op het binnendijkse terreindeel, 3 diepe bronnen geïnstalleerd. Ter plaatse van het buitendijkse terreindeel is één diepe bron geïnstalleerd. Deze bronnen zijn uitgevoerd in roestvast staal met een filterlengte van 2 meter en onderkant van het filter op 23 m-NAP. De boor- en filterdiameter bedraagt respectievelijk 0,60 en 0,20 meter. Ter plaatse van deze bronnen is tot november 1994 in alleenloop circa 1 m³/uur onttrokken aan het eerste watervoerende pakket.

Om het overtollige ondiepe grondwater uit de deklaag te verwijderen, is nabij de hoek Hollandse IJssel en Sliksloot een ondiepe bron bijgeplaatst, waaraan gedurende 5,5 uur/dag is onttrokken. Het onttrekkingsdebiet van deze ondiepe bron is niet bekend. Ook is niet bekend of de pomp in deze ondiepe bron nog aanwezig is en gebruikt kan worden.

In verband met de geconstateerde hoge waterstanden aan de waterzijde van de damwand binnen de isolatie en de geconstateerde verplaatsing van de damwanden, is, ter ontlasting van de druk op de damwanden, in november 1994, ter plaatse van de Sliksloot en de Hollandse IJssel zowel achter de stalen damwanden als achter de ankerschermen een ondiepe bemaling geplaatst.

Dit aanvullend onttrekkingsstelsel bestaat uit verticale in HDPE-uitgevoerde bronnen met een filterstelling van 2,0 m+NAP tot 1,0m-NAP. De onderlinge afstand tussen de bronnen bedraagt ongeveer 5 meter, zowel achter de damwand als achter het ankerscherm. Bij de in gebruikname van dit ondiepe bemalingssysteem is de onttrekking van het diepe grondwater gestaakt. Op basis van de beschikbare debietgegevens kan worden opgemaakt dat met behulp van deze bemaling aanvankelijk circa 20 m³/uur onttrokken is, geleidelijk afnemend tot in februari 1996 gemiddeld zo'n 5 m³/uur.

2. VELDONDERZOEK EN -PROEVEN

2.1. Booronderzoek

Ten behoeve van het onderhavige onderzoek zijn 6 pulsboringen verricht. De boringen zijn gecodeerd 401 ... 406 en de locaties zijn door de opdrachtgever aangegeven, zie voor de locaties de situatietekening (12)10.692 Doc.150. De boorstaten zijn in bijlagenboek II weergegeven. Diverse geroerde en ongeroerde monsters zijn tijdens het boorwerk genomen. De diepte van deze monsters zijn getekend op de boorstaten. Het booronderzoek is eind juli - begin augustus 1996 uitgevoerd. In verband met het aantreffen van puin en dergelijke zijn een aantal boringen verplaatst waardoor diverse extra kernboringen in het asfalt zijn uitgevoerd.

Bij het pulsboorsysteem wordt gebruik gemaakt van boorbuizen, diameter circa 180 mm, waarbinnen de grond wordt verwijderd met behulp van een puls. De puls is aan een kabel opgehangen en bestaat uit een buis met een lengte van circa 2 m met aan de onderkant een snijrand en vlak daarboven een loodrecht op de buis-as scharnierende klep. Door de puls steeds weer op te trekken en te laten vallen wordt de grond van de bodem van het boorgat losgewoeld en met het water van het boorgat vermengd tot een vloeibare massa die in de puls binnendringt. De klep zorgt ervoor dat de grond-watmengsel in de puls blijft bij het ophalen van de puls. Bepaling van de grondopbouw geschiedt op basis van het in de puls aangetroffen water-grondmengsel. Over de structuur van de bodemlagen kan derhalve weinig worden afgeleid. De nauwkeurigheid van het benoemen van de grondsoorten en van de diepteligging van de laagscheidingen zal beperkt zijn, en deze zal ook sterk afhankelijk zijn van de kwaliteit en betrouwbaarheid van de boorploeg.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>AK</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.13 van 88

Bij de boringen zijn 'ongeroerde monster'-bussen verzameld. Indien de grondsoort dit toeliet zijn bussen gestoken met een diameter van 100 mm (T-bussen). Indien de grond niet cohesief of slecht penetreerbaar bleek zijn bussen gestoken met een diameter van 65 mm (A-bussen).

2.2. Peilfilterinstallatie en -waarneming

Elk van de pulsboringen is afgewerkt met 2 peilfilters. De installatie-diepten van de filters zijn in overleg bepaald en op de boorstaten ingetekend. In de volgende tabel 2.1 zijn de hoogte-gegevens van de peilfilters weergegeven. De stijgbuis en het filter zijn van HDPE en hebben een binnendiameter van 40 mm. De filterlengte bedraagt 1,0 m. Er zijn uitsluitend geschroefde verbindingen toegepast. De peilfilters zijn volledig afgedicht met (bentoniet)klei over de hoogte van de samendrukbare lagen. Alle grond uit de boringen is van het terrein in containers afgevoerd en elders verwerkt.

Tabel 2.1 - Peilfiltergegevens en waarneming

Peilfilter	Maaiveldniveau m t.o.v. NAP	Niveau bovenkant- buis m t.o.v. NAP	Niveau hart filter m t.o.v. NAP	Stijghoogte september 1996 m t.o.v. NAP	Waterover- spanning ¹⁾ mwk
401A	+4,06	+3,96	-4,54	-0,39	-0,87
401B	+4,06	+3,91	-10,47	-1,77	-0,54
402A	+4,04	+3,94	-7,56	+1,34	+1,35
402B	+4,04	+3,90	-13,10	-1,80	-0,71
403A	+4,17	+4,07	-6,26	+1,12	+0,44
403B	+4,17	+4,02	-11,88	-0,54	+0,10
404A	+4,23	+4,13	-1,37	+0,59	-0,91
404B	+4,23	+4,09	-11,41	-0,53	-0,06
405A	+4,33	+4,14	-5,83	+3,18	+2,25
405B	+4,33	+4,09	-13,83	-1,37	-0,33
406A	+4,92	+4,81	-3,12	-1,04	-0,49
406B	+4,92	+4,77	-9,27	-1,68	-0,18

- 1) uitgaande van een freatische grondwaterstand van NAP + 1,5 m en een stijghoogte van het spanningswater van NAP - 1,5 m, er is een rechtlijnig verloop in het afsluitend pakket verondersteld (voor de boven- en onderkant van het afsluitend pakket zie bijlage (12)10.692 Doc.160); mwk = meterwaterkolom

In bovenstaande tabel 2.1 is tevens een indicatie gegeven van de mate van de wateroverspanning of -onderspanning in het pakket, zie ook paragraaf 6.3.7. De waterstanden in de filters hebben zich kunnen aanpassen gedurende circa 6 à 7 weken na de peilfilterinstallatie en zullen waarschijnlijk een redelijk betrouwbare weergave zijn van de heersende waterspanning op het peilfilterniveau. De wateroverspanningen en -onderspanningen zijn relatief beschouwd tot een bepaalde aangehouden stijghoogte, zie de tabel. Uit de tabel blijkt dat in de meeste gevallen de mate van wateroverspanning beperkt is of dat er een onderspanning aanwezig is.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.14 van 88

2.3. Falling head proeven

In de peilfilters die gesitueerd zijn in zand of kleihoudend zand is een zogenaamde falling head-proef uitgevoerd. Een falling head-proef geeft uitsluitend een globale indicatie van de doorlatendheid, dit enerzijds in verband met verschijnselen zoals gelaagdheid en de heterogeniteit van de grond en anderzijds in verband met de aangehouden randvoorwaarden van de theoretische c.q. numerieke oplossing waarop de afleiding van de doorlatendheid is gebaseerd. In klei- en veengronden geeft de analyse van de resultaten van een dergelijke proef onbetrouwbare waarden van de doorlatendheid in verband met effecten zoals zwel en consolidatie in de samendrukbare grond rond het peilfilter.

Bij deze proeven wordt de stijgbuis van het peilfilter gevuld met water. Met behulp van een meet-element in de stijgbuis wordt de relatie waterniveau-tijd digitaal en grafisch vastgelegd. Dit verband kan, in het licht van de afmetingen van het peilfilter en de randvoorwaarden van het filter, worden gebruikt om een inschatting te maken van de gemiddelde doorlatendheid van de (homogeen veronderstelde) grond rondom het filter. Deze inschatting heeft plaatsgevonden met behulp van een numerieke benadering (programma PIA in gebruik bij OMEGAM). Bij de benadering is uitgegaan van uitsluitend horizontale stroming in een laagdikte gelijk aan de lengte van het filter en een inwendige buisdiameter van 40 mm. Uit vergelijkingen in het verleden van doorlatendheden uit veldresultaten en laboratorium-doorlatendheden bleek een redelijke overeenkomst. De proeven zijn uitgevoerd op 18 en 19 september 1996. De uitgewerkte resultaten zijn samengevat in de volgende tabel 2.2.

Tabel 2.2 - Resultaten "falling head"-test (zand en kleihoudende zand)

Peilfilter	Filterdiepte m t.o.v. NAP	Begin- grondwaterstand m t.o.v. NAP	Doorlatendheid m/dag	Opmerking
401A	-4,54	-0,39	0,02	-
401B	-10,47	-1,77	2	-
402A	-7,56	+1,34	-	veen
402B	-13,10	-1,80	-	klei
403A	-6,26	+1,12	-	veen
403B	-11,88	-0,54	0,01	-
404A	-1,37	+0,59	0,5	-
404B	-11,41	-0,53	7	-
405A	-5,83	+3,18	-	veen
405B	-13,83	-1,37	-	klei
406A	-3,12	-1,04	-	klei
406B	-9,27	-1,68	0,07	-

2.4. Sondeeronderzoek

In overleg met de opdrachtgever is besloten een 5-tal sonderingen met klee- en waterspanningsmeting (volgens NEN 3680) nabij de boorlocaties te verrichten. Het sondeeronderzoek is op 4 oktober 1996 uitgevoerd. De sonderingen, gecodeerd 401 ... 405, zijn in het algemeen 2 à 2,5 m vanaf de boorlocatie uitgevoerd (behoudens sondering 405, circa 1 m vanaf de boorlocatie), zie de locaties in situatietekening (12)10.692 Doc.150. De sondeergrafieken zijn achterin in bijlagenboek II weergegeven.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>416</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>X</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.15 van 88

2.5. Waterdrukmeting

De waterspanningsmetingen behorende bij de sonderingen 401 ... 405 zijn weergegeven in het bijlagenboek II. Het hydrostatisch verloop van het spanningswater is duidelijk zichtbaar in de meting van de sonderingen 403 ... 405.

De dynamische waterdruk tijdens het sonderen is gemeten met behulp van een piezoresistief meetelement. Dit meetelement is gesitueerd circa 5 mm boven de locatie waar de conus de maximale diameter heeft bereikt (dat wil zeggen direct boven de conus in bedrijfstoestand). Het cirkelvormige meetelement heeft een diameter van circa 35,7 mm en een dikte van enkele millimeters en is gesitueerd tussen de conuspunt en de elektrische kleefmantel.

Direct voorafgaande aan de meting, wordt het poreuze meetelement met olie verzadigd ten einde de aanwezigheid van lucht in het meetelement te voorkomen.

De mate van de waterdruk geeft een indicatie van de doorlatendheid van de laag waarin de conus zich bevindt. Een bruikbare parameter met betrekkingen tot deze meting is de verhouding tussen de waterdrukmeting minus de nuldruk (aanvangswaterstand) en de conusweerstand.

In goed drainerende zandlagen met de gebruikelijke conusweerstand zal deze dynamische wateroverspanningsfactor (DWOS-factor) tot nul neigen terwijl in slecht drainerende lagen met geringe conusweerstand de verhouding tot een waarde van 0,4 à 0,6 kan oplopen. Veen blijkt negatieve waarden te kunnen geven.

Het gebruik van deze parameter geeft meer inzicht in de opbouw van een pakket en kan goed worden gehanteerd bij het indelen en schematiseren van de bodem.

De DWOS-factoren zijn berekend aan de hand van:



- de gemeten sondeerwaarde,
- de gemeten waterspanningswaarde,
- de aanvangswaterdruk.

De stijghoogte van het freatische water ter plaatse van elke sondering is geschat. De stijghoogte in de diepe zandlaag is zoveel mogelijk afgeleid van de waterspanningsmeting. Er is een hydrostatisch waterdrukverloop aangehouden tot aan de onderkant van het ophoogzand alsmede in het verloop in het pleistocene zand en eronder. Tussen deze twee regimes is een rechtlijnig verloop in de stijghoogte aangehouden.

De DWOS-factor is niet gevoelig voor de aanvangswaterdruk behalve in het gebied rondom de freatische grondwaterstand. Voor de volledigheid zijn de aangehouden niveaus voor de berekening van de aanvangswaterdruk in de volgende tabel 2.3 samengevat.

De (met de computer berekende en getekende) DWOS-factor als functie van de diepte is weergegeven in de bijlage (12)10.692 Doc.156.

Aan de hand van deze grafieken blijkt dat met name ter plaatse van de sonderingen 402, 403 en 405 het holocene pakket (dat wil zeggen het pakket tussen de onderkant van het ophoogmateriaal, variërend tussen ongeveer NAP - 3 m en NAP - 6 m, en de bovenkant van het pleistocene zand, globaal NAP - 15 m) voor een groot deel een duidelijk andere structuur heeft dan ter plaatse van de sonderingen 401 en 404.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.16 van 88

Tabel 2.3 - Aangehouden standen t.b.v. berekening wateroverspanningsfactor

Sondering	Niveau freatisch grondwater m t.o.v. NAP	Stijghoogte spanningswater m t.o.v. NAP	Niveau onderkant ophoogzand m t.o.v. NAP	Niveau aanvang diepte zandlaag m t.o.v. NAP
401	+0,8	-1,5	-0,9	-11,4
402	+0,8	-1,5	+0,1	-15,2
403	+1,0	-2,0	-2,8	-15,4
404	+1,3	-1,4	-2,0	-15,4
405	+3,1	-1,1	-3,5	-15,7

2.6. Diepte-peilingen

De waterdiepte-peilingen zijn uitgevoerd op 10 september 1996. De resulterende bodemprofielen 1 ... 4 en 4a zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.155. De locaties zijn weergegeven in situatie (12)10.692 Doc.150.

In de Sliksloothaven zijn de profielen 1 ... 3 nabij de boringen 401 ... 403 gemeten. Profiel 4 is genomen nabij boring 404 terwijl profiel 4a is gemeten circa 65 m oostelijk van de boring waarbij de beide profielen zich bevinden langs de Hollandsche IJssel.

De diepte is gepeild vanuit een klein vaartuig met behulp van een stalen plaat, diameter circa 150 mm, dikte circa 30 mm, bevestigd aan een meetlint waarbij de afstand tot aan wal is waargenomen met behulp van een stalen kabel met markeringspunten om de 2,0 m.

3. LABORATORIUMONDERZOEK

3.1. Algemeen

De diverse geotechnische laboratoriumproeven zijn uitgevoerd volgens onderstaande normen/richtlijnen, zie tabel 3.1.

Tabel 3.1 - Normen/Richtlijnen voor diverse geotechnische laboratoriumproeven

Laboratoriumproef	Beproevingmethode
- classificatie grondmonsters	NEN 5104
- volumieke gewicht en watergehalte	NEN 5781
- humusgehalte (organisch stofgehalte)	NEN 5754
- vinproef (Torvane)	BS 1377: part 7: 1990
- triaxiaalproeven	NEN 5117
- Atterbergse grenzen	BS 1377: part 2: 1990
- waterdoorlatendheid constant head methode	NEN 5123
- waterdoorlatendheid falling head methode	concept-ontwerp NEN 5124
- waterdoorlatendheid in TA-cel	onderzoeksplan BFL 920

Door de opdrachtverlener is een geotechnisch analyseprogramma opgesteld voor de tijdens de boorwerkzaamheden verzamelde (ongeroerde-) monsterbussen en monsterzakken.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>ALG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HA</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.17 van 88

In de volgende tabel 3.2 is het vervolgens uitgevoerde onderzoek weergegeven.

Redenen voor het niet of anders uitvoeren van gepland onderzoek zijn:

- De waterdoorlatendheid van cohesieve gronden dient door middel van falling head proeven uitgevoerd te worden. Hiervoor dienen monsters in T-bussen gestoken te worden, daar de diameter van de monsterhouder te groot is voor monsters gestoken met A-bussen.
Er zijn A-bussen gestoken in verband met het feit dat de grond te zanderig was (A-3123) of veel te hard (A-2926, A-2640 en A-3140) om T-bussen te gebruiken.
- Voor monster T-954 zijn de vinproef en de volumieke massabepaling vervallen door een tekort aan monstermateriaal in de bus vanwege een grote hoeveelheid hout.
- In monster T-894 (boring 401, diepte circa NAP - 2 m) zijn de Atterbergse grenzen en de waterdoorlatendheid in de TA-cel niet uitgevoerd omdat het monstermateriaal zwaar verontreinigd was.
- Vinproeven op te zanderig of te hard monstermateriaal zijn niet mogelijk en zijn ook niet bedoeld om in dit soort materialen uitgevoerd te worden. Dit betreft de monsters T-398, T-390, A-2640 en A-3140.
- Voor de volumieke massabepaling dienen volumeringen gestoken te worden uit het monstermateriaal. Ook hier geldt dat wanneer het monstermateriaal te hard of te zanderig is er geen representatief monster gestoken kan worden. Dit betreft de monsters T-398 en A-2640.
- In verband met het vervallen van de doorlatendheidsproef in de TA-cel op monster A-2640 is een dergelijke proef uitgevoerd op monster A-3140.

De symbolenlijst voor het laboratoriumonderzoek is weergegeven in paragraaf 10.1 terwijl een lijst met betrekking tot literatuur aangaande het laboratoriumonderzoek is afgedrukt in paragraaf 11.2.

3.2. Classificatie geroerde en ongeroerde monsters

Classificatie van grond kan slechts dan nauwkeurig geschieden, wanneer korrelverdelingen bepaald worden. Dit zou betekenen dat veel korrelverdelingen bepaald dienen te worden, met de daarbij behorende kosten. Volgens NEN 5104 is echter ook een visuele methode mogelijk. Hiervan is uitgegaan.

3.2.1. Uitvoering

De geroerde en ongeroerde grondmonsters zijn in het laboratorium beschreven volgens NEN 5104, en de resultaten hiervan zijn opgenomen in de boorstaten en in de tabellen in dit rapport.

3.3. Volumieke massa en watergehalte



In elke boring zijn in principe 6 volumemonsters gestoken. Tevens zijn volumemonsters gestoken in de bussen zoals aangegeven in tabel 3.2.

3.3.1. Uitvoering

Een hoeveelheid grond wordt in het laboratorium, met behulp van een ring met bekende inhoud, uit een ongeroerd monster gestoken. Het materiaal wordt gewogen, gedroogd en vervolgens weer gewogen. Het watergehalte wordt berekend als de massa van het water ten opzichte van de massa van de droge grond en wordt uitgedrukt als een massa percentage ten opzichte van de massa van de droge grond. Tevens worden uit deze bepaling het poriënvolume en de verzadigingsgraad van de grond berekend (volgens NEN 5781).

3.3.2. Resultaten

De resultaten van de bepaling van de volumieke massa, het watergehalte, etc. zijn weergegeven in de



1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.18 van 88

analyseslijsten, respectievelijk gecodeerd (12)10.692 Doc.2...7 (bijlagenboek I).

Tabel 3.2 - Uitgevoerd geotechnisch laboratoriumonderzoek

Boring	Monster- code	Diepte in m. t.o.v. N.A.P.	Grondsoort	VG	HU	AG	K	V	KTA	TA- CU
401	T-894	1,65 - 2,25	KLEI, zwak zandig, sporen veen	■	■	x	■	■	x	■
	T-802	3,95 - 4,45	ZAND, kleiig, sporen veen	■	■		■	■		■
	T-905	7,45 - 8,05	KLEI, sterk zandig	■	■		■	■		■
	A-2926	21,45 - 22,05	LEEM	■		■	x	■		■
402	T-907	0,45 - 1,05	KLEI, zwak siltig, veel puin	■			■			
	T-314	4,25 - 4,85	KLEI, zwak siltig, sporen zand en puin	■	■		■	■		
	T-930	6,25 - 6,85	VEEN, sterk kleiig	■	■		■	■		■
	T-967	10,45 - 11,05	KLEI, zwak siltig, sterk humeus	■	■	■	■	■	■	■
	T-398	14,45 - 15,05	KLEI, sterk zandig	x	■		■	x		■
403	T-983	5,30 - 5,90	KLEI, zwak siltig, sporen veen	■	■		■	■		■
	T-985	7,30 - 7,90	KLEI, zwak siltig, sporen veen	■	■	■	■	■	■	■
	T-850	9,80 - 10,40	KLEI, zwak siltig, sporen veen	■	■		■	■		■
	T-943	13,90 - 14,50	KLEI, sterk zandig naar KLEI, zwak siltig, sterk humeus	■	■		■	■		■
	T-390	22,90 - 23,50	LEEM	■			■	x	■	■
404	T-965	+0,20 - 0,40	KLEI, zwak siltig, sporen veen, zand en puin naar KLEI, zwak zandig				■			
	T-987	5,30 - 5,90	KLEI, zwak siltig, enige zandlaagjes	■	■	■	■	■	■	■
	T-995	7,30 - 7,90	KLEI, zwak siltig, enige zandlaagjes	■	■		■	■		■
	T-993	9,80 - 10,40	VEEN	■	■		■	■		■
	T-980	14,60 - 15,20	KLEI, zwak siltig, sporen veen naar ZAND, zwak siltig, enige kleilaagjes	■	■		■	■		■
	T-342	23,40 - 24,00	LEEM	■			■	■		■
405	T-881	3,80 - 4,40	KLEI, zwak zandig, sporen veen naar KLEI, sterk humeus	■	■		■	■		■
	T-376	5,60 - 6,20	VEEN	■	■		■	■		■
	T-954	7,60 - 8,20	KLEI, zwak zandig, sporen veen naar KLEI, sporen veen en houtresten	x	■	■	■	x	■	■
	T-945	11,10 - 11,70	KLEI, sporen veen en houtresten	■	■		■	■		■
	T-979	15,00 - 15,60	ZAND, zwak siltig, zwak grindig	■	■		■	■		■
	A-2640	23,00 - 23,60	LEEM	x		x	x	x	x	■
406	T-917	1,05 - 1,65	KLEI, zwak siltig	■	■		■	■		■
	T-926	4,10 - 4,70	KLEI, zwak zandig, sporen veen	■	■	■	■	■	■	■
	A-3123	8,70 - 9,30	ZAND, kleiig	■	■		x	■		■
	T-928	11,60 - 12,20	ZAND, kleiig	■	■		■	■		■
	T-927	14,30 - 14,90	ZAND, kleiig	■	■		■	■		■
	A-3140	21,80 - 22,40	LEEM	■			x	x	■	■

- Uitgevoerd onderzoek.
- x Gepland doch niet uitgevoerd onderzoek
- VG Volumieke massa
- HU Humus
- AG Atterbergse grenzen.
- K Waterdoorlatendheid (constant head of falling head)
- V Vinproef
- KTA Waterdoorlatendheid onder terreincondities (uitgevoerd in TA-apparaat)
- TACU Triaxiaal onderzoek; Consolidated-Undrained, rek-gestuurd

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.19 van 88

3.4. Humusgehalte

Het humusgehalte is bepaald op basis van de bepaling van het organische stofgehalte volgens NEN 5754.

3.4.1. Uitvoering

Een hoeveelheid grond wordt in het laboratorium gewogen, uitgedroogd en vervolgens weer gewogen. Het lutumgehalte en het carbonaatgehalte worden bepaald, waarna op de resultaten van de weging een correctie wordt toegepast die afhankelijk is van het lutum- en carbonaatgehalte.

3.4.2. Resultaten

De resultaten van de bepalingen zijn opgenomen in tabel 3.3.



Tabel 3.3 - Humusgehalten

Boring	Monstercode	Diepte in m. t.o.v. N.A.P.	Grondsoort	Humusgehalte % [m/m]
401	T-894	1,65 - 2,25	KLEI, zwak zandig, sporen veen	2,6
	T-802	3,95 - 4,45	ZAND, kleiig, sporen veen	2,4
	T-905	7,45 - 8,05	KLEI, sterk zandig	1,7
402	T-314	4,25 - 4,85	KLEI, zwak siltig, sporen zand en puin	6,7
	T-930	6,25 - 6,85	VEEN, sterk kleiig	55,4
	T-967	10,45 - 11,05	KLEI, zwak siltig, sterk humeus	5,7
	T-398	14,45 - 15,05	KLEI, sterk zandig	0,4
403	T-983	5,30 - 5,90	KLEI, zwak siltig, sporen veen	25,2
	T-985	7,30 - 7,90	KLEI, zwak siltig, sporen veen	8,1
	T-850	9,80 - 10,40	KLEI, zwak siltig, sporen veen	41,3
	T-943	13,90 - 14,50	KLEI, sterk zandig naar KLEI, zwak siltig, sterk humeus	8,9
404	T-987	5,30 - 5,90	KLEI, zwak siltig, enige zandlaagjes	3,1
	T-995	7,30 - 7,90	KLEI, zwak siltig, enige zandlaagjes	2,9
	T-993	9,80 - 10,40	VEEN	46,2
	T-980	14,60 - 15,20	KLEI, zwak siltig, sporen veen naar ZAND, zwak siltig, enige kleilaagjes	29,6
405	T-881	3,80 - 4,40	KLEI, zwak zandig, sporen veen naar KLEI, sterk humeus	6,5
	T-376	5,60 - 6,20	VEEN	39,7
	T-954	7,60 - 8,20	KLEI, zwak zandig, sporen veen naar KLEI, sporen veen en houtresten	7,4
	T-945	11,10 - 11,70	KLEI, sporen veen en houtresten	28,0
406	T-917	1,05 - 1,65	KLEI, zwak siltig	2,7
	T-926	4,10 - 4,70	KLEI, zwak zandig, sporen veen	4,0
	A-3123	8,70 - 9,30	ZAND, kleiig	0,1
	T-928	11,60 - 12,20	ZAND, kleiig	1,1

3.5. Atterbergse grenzen

3.5.1. Uitvoering

Door middel van de bepaling van de Atterbergse grenzen kan een drietal belangrijke parameters voor de classificatie en eventuele verwerkbaarheid van cohesief materiaal worden vastgesteld.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.20 van 88

De uitrolgrens W_p geeft de overgang aan van 'droog' naar 'plastisch'.

De vloeigrens W_L geeft de overgang aan van 'plastisch' naar 'vloeibaar'.

De plasticiteits-index I_p is het verschil tussen de vloeigrens en de uitrolgrens ($W_L - W_p$) en geeft het traject aan, waarover het materiaal zich plastisch gedraagt.

De vloe- en uitrolgrenzen worden uitgedrukt als massa percentages water ten opzichte van de droge grond.

De liquiditeitsindex is gedefinieerd als:
$$I_L = \frac{w - W_p}{I_p}$$

De consistentieindex is gedefinieerd als:
$$I_C = 1 - I_L$$

3.5.2. Resultaten

De resultaten van de bepaling van de Atterbergse grenzen zijn weergegeven in tabel 3.4.

Tabel 3.4 - Atterbergse grenzen



Boring	Monster- code	Vloeigrens W_L %	Uitrolgrens W_p %	Plasticiteits- index I_p %	Consistentie- index I_c	Liquiditeits- index I_L	In situ vochtgehalte w %
401	A-2926	43	20	23	0,96	0,04	20,4
402	T-967	79	44	35	0,64	0,36	56,5
403	T-985	100	51	49	0,72	0,28	64,9
404	T-987	63	36	27	0,31	0,69	54,3
405	T-954	90	52	38	0,55	0,45	69,3
406	T-926	66	42	24	0,42	0,58	56,0

3.6. Vinproef (Torvane)

Meting van de schuifspanning door uitvoering van de laboratorium vinproef zoals beschreven in BS 1377: Part 7: 1990.

3.6.1. Uitvoering

Een 'vin' met vier bladen wordt in de grond gebracht. Door de 'vin' te verdraaien met een snelheid van 6 tot 12° per minuut wordt de schuifspanning in de grond langzaam opgevoerd. Op het moment dat de grond afschuift houdt het vinapparaat het aantal graden waarbij dit afschuiven plaatsvond vast. Nadat dit aantal graden is afgelezen kan via de kalibratiegegevens van de 'veer' in het vinapparaat het opgetreden moment worden bepaald. Via de 'vin constante' kan dan de bijbehorende 'vin schuifspanning' (τ_v) worden berekend. De vinproef geeft een indicatie van de ongedraineerde schuifsterkte van een cohesief materiaal als functie van het torsiemoment, waarbij het materiaal bezwijkt. De ongedraineerde schuifsterkte wordt uitgedrukt in kPa.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.21 van 88

3.6.2. Resultaten

De resultaten van de proeven zijn weergegeven in de tabel 3.5.

Tabel 3.5 - Vinproef

Boring	Monster- code	Diepte in m t.o.v. N.A.P.	f_{undr} kPa	$f_{\text{undr,geroerd}}$ kPa	Watergehalte % [m/m]
401	T-894	1,65 - 2,25	33	10	30
	T-802	3,95 - 4,45	38	20	59
	T-905	7,45 - 8,05	39	20	53
	A-2926	21,45 - 22,05	90	36	23
402	T-314	4,25 - 4,85	34	21	52
	T-930	6,25 - 6,85	36	28	212
	T-967	10,45 - 11,05	73	31	56
403	T-983	5,30 - 5,90	59	19	94
	T-985	7,30 - 7,90	88	32	87
	T-850	9,80 - 10,40	126	56	172
	T-943	13,90 - 14,50	107	45	143
404	T-987	5,30 - 5,90	37	14	37
	T-995	7,30 - 7,90	35	9	41
	T-993	9,80 - 10,40	69	24	177
	T-980	14,60 - 15,20	174	73	146
	T-342	23,40 - 24,00	46	14	20
405	T-881	3,80 - 4,40	58	32	35
	T-376	5,60 - 6,20	66	33	152
	T-945	11,10 - 11,70	68	27	158
406	T-917	1,05 - 1,65	70	37	36
	T-926	4,10 - 4,70	53	25	58
	A-3123	8,70 - 9,30	20	11	39
	T-928	11,60 - 12,20	18	8	36

3.7. Waterdoorlatenheidbepaling

3.7.1. Waterdoorlatenheid met behulp van de "falling head test"

Het bepalen van de waterdoorlatendheid van een ongeroerd monster (cohesief materiaal) met een waterdoorlatendheid kleiner dan $1,0 \times 10^{-5}$ m/s wordt uitgevoerd volgens de falling-head methode. Op basis van schatting is bepaald of de falling head test geschikt is of dat de proef uitgevoerd dient te worden met behulp van de constant head methode.

3.7.2. Uitvoering falling head test

Een proefmonster wordt uit de monsterbus gestoken in de beproevingsring. Het monster wordt vervolgens geconsolideerd onder een opgegeven spanning. Hierna wordt het monster van onder naar boven doorstroomd met gedemineraliseerd water.

Kenmerkend voor de proef is dat geen constant verval wordt gehanteerd, maar dat de doorlatendheidscoëfficiënt wordt berekend uit de snelheid waarmee het verval verandert. De wijze waarop de berekening

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>GH</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HS</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.22 van 88

is uitgevoerd (wet van Darcy) staat beschreven in concept ontwerp NEN5124.

3.7.3. Waterdoorlatendheid met behulp van de "constant head test"

Het bepalen van de waterdoorlatendheid van een ongeroerd of geroerd monster bestaande uit niet-cohesief materiaal met een waterdoorlatendheid groter dan $1,0 \times 10^{-5}$ m/s wordt uitgevoerd met de constant head-methode. Op basis van een schatting is bepaald of de constant head test geschikt is of dat gebruik moet worden gemaakt van de falling head test.

3.7.4. Uitvoering constant head test

a. Ongerode monsters

Als meetcel wordt de monsterbus waarin het monster wordt aangeleverd of een gedeelte daarvan gebruikt. De bus wordt op een standaard gebracht waardoor de watertoevoer plaatsvindt. Aan de bovenkant wordt de bus afgesloten met een dop waardoor het water uit kan stromen. Het monster dient zo snel mogelijk na het steken beproefd te worden. Hierbij moet in elk geval worden voorkomen dat het monster uitdroogt. De onderzijde van de meetcel wordt aangesloten op een waterbuffer waarin een constant niveau gehandhaafd wordt.

b. Geroerde monsters.

De meetcel is een transparante kunststof buis. Het geroerde monster wordt, na droging, in de buis gestort. De hoeveelheid gestort materiaal wordt bepaald aan de hand van wegingen. De monsterhoogte wordt bepaald. Hierdoor is het mogelijk het poriëngehalte te berekenen. Het monster wordt doorstroomd met CO₂-gas. Daarna wordt de buis afgesloten met een metalen kap waarin een voorziening is aangebracht om het water te laten uitstromen. De monsters dienen voldoende zandhoudend te zijn.

Wanneer de waterstroom op gang is gekomen wordt enige tijd gewacht tot een stabiele situatie is ontstaan. Er worden drie metingen uitgevoerd. Indien het debiet niet constant is dienen er meer metingen te worden uitgevoerd om een zo reëel mogelijk gemiddelde te kunnen bepalen.

Het uitvoeren van de meting en de berekeningen staan beschreven in NEN 5123.

3.7.5. Resultaten

De resultaten van de waterdoorlatendheidsmetingen met zowel falling head als constant head zijn opgenomen in de volgende tabel 3.6.

3.8. Doorlatendheidsbepaling in triaxiaalcellen

Het meten van de waterdoorlatendheid onder terreincondities.

3.8.1. Uitvoering

Een grondmonster wordt op de voor TA-proeven gebruikelijke wijze in de cel ingebouwd. In verband met de doorlatendheidsmeting worden echter geen side-drains aangebracht. Na het aanbrengen van een backpressure (300 kPa) en een consolidatiespanning wordt het monster geconsolideerd. Hierna wordt het monster doorstroomd met water door het aanbrengen van een constant debiet. De waterdoorlatendheid wordt berekend uit het optredende drukverschil. Het constante debiet moet een zo laag mogelijke waarde hebben om het ontstaan van 'lekkage' langs de membraanzijde en/of grote overdruk aan de onderkant van het monster te voorkomen. Er is op elk monster bij 2 verschillende debieten een meting uitgevoerd.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HS</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.23 van 88

Tabel 3.6 - Waterdoorlatendeid, $k_{v,10}$ -waarden op basis van falling head tests

Boring	Monsterbus	Consolidatie- spanning kPa	$k_{v,10}$ m/s	Poriëngehalte eind proef % [v/v]	Volumieke massa droog begin proef kg/m ³	Volumieke massa droog eind proef kg/m ³
401	T-894	69	$5,5 \times 10^{-8}$	42,1	1480	1522
	T-802	87	$2,4 \times 10^{-9}$	47,6	1299	1374
	T-905	115	$3,7 \times 10^{-9}$	51,0	1190	1283
402	T-907	63	$3,4 \times 10^{-9}$	44,0	1380	1471
	T-314	94	$3,3 \times 10^{-8}$	57,0	992	1083
	T-930	102	$1,3 \times 10^{-9}$	81,7	276	315
	T-967	115	$1,4 \times 10^{-10}$	54,5	1096	1168
	T-398 ¹⁾		$3,6 \times 10^{-5}$			
403	T-983	105	$1,9 \times 10^{-10}$	72,2	558	605
	T-985	111	$6,4 \times 10^{-9}$	63,0	848	907
	T-850	126	$1,7 \times 10^{-9}$	76,7	445	476
	T-943	158	$1,0 \times 10^{-10}$	29,0	1685	1792
	T-390	243	$5,3 \times 10^{-8}$	28,5	1853	1898
404	T-969	58	$2,4 \times 10^{-10}$	43,7	1404	1489
	T-987	100	$2,2 \times 10^{-6}$	50,5	1237	1299
	T-995	113	$7,4 \times 10^{-10}$	55,1	1049	1154
	T-993	131	$1,7 \times 10^{-10}$	78,0	383	414
	T-980	171	$6,4 \times 10^{-11}$	59,1	924	989
	T-342	259	$2,1 \times 10^{-6}$	30,3	1802	1848
405	T-881	92	$4,7 \times 10^{-8}$	44,8	1298	1411
	T-376	96	$1,5 \times 10^{-9}$	77,9	393	435
	T-954	106	$6,4 \times 10^{-7}$	52,3	1130	1235
	T-945	119	$1,1 \times 10^{-10}$	76,2	475	513
406	T-917	54	$1,3 \times 10^{-10}$	50,7	1201	1243
	T-926	65	$6,0 \times 10^{-10}$	59,0	976	1029
	T-928	91	$2,0 \times 10^{-7}$	46,4	1387	1420

¹⁾ constant head doorlatendheidsproef

3.8.2. Resultaten

De resultaten van de proeven zijn weergegeven in de bijlagen (12)10.692 Doc.118 ... 124. In deze grafieken is weergegeven de aanloop van de doorlatendheid naar een enigszins stabiele situatie. De gemiddelde doorlatendheidscoëfficiënten zijn bepaald over het meetgebied waar deze stabiele situatie zich voordoet. Bij enkele monsters is een van de metingen niet weergegeven in verband met het feit dat het drukverschil door het opgelegde debiet zo laag bleef dat de meetnauwkeurigheid van de apparatuur bepalend werd voor de waarde van het drukverschil. De gemiddelde waterdoorlatendheidscoëfficiënten zijn opgenomen in tabel 3.7. Ter vergelijking zijn de doorlatendheden uit de falling head tests in de tabel eveneens weergegeven.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AK</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.24 van 88

Tabel 3.7 - Waterdoorlatendheid onder terreincondities gemeten in de triaxiaalcel

Boring	Monstercode	Diepte in m. t.o.v. N.A.P.	Grondsoort	Debiet mm ³ /s	Waterdoorlatendheidscoëfficiënt $k_{v, gem}$ m/s	Falling head proef (tabel 3.6) $k_{v, 10}$ m/s
402	T-967	10,45 - 11,05	KLEI, zwak siltig, sterk humeus	0,0002 0,001	$5,1 \times 10^{-10}$ $2,9 \times 10^{-9}$	$1,4 \times 10^{-10}$
403	T-985	7,30 - 7,90	KLEI, zwak siltig, sporen veen	0,0008 0,005	$9,7 \times 10^{-9}$ $3,6 \times 10^{-8}$	$6,4 \times 10^{-9}$
	T-390	22,90 - 23,50	LEEM, sterk siltig	0,001	$7,8 \times 10^{-8}$	$5,3 \times 10^{-8}$
404	T-987	5,30 - 5,90	KLEI, zwak siltig, enige zandlaagjes	0,001	$1,8 \times 10^{-7}$	$2,2 \times 10^{-6}$
405	T-954	7,60 - 8,20	KLEI, zwak zandig, sporen veen naar KLEI, sporen veen en houtresten	0,001 0,005	$5,6 \times 10^{-8}$ $5,3 \times 10^{-8}$	$6,4 \times 10^{-7}$
	T-926	4,10 - 4,70	KLEI, zandig, sporen veen	0,001 0,005	$8,1 \times 10^{-8}$ $1,7 \times 10^{-7}$	$6,0 \times 10^{-10}$
	A-3140	21,80 - 22,40	LEEM, sterk siltig	0,001	$9,6 \times 10^{-8}$	-

Uit de tabel blijkt dat bij het toepassen van verschillende debieten ook verschillende doorlatendheidscoëfficiënten gevonden worden. Dit komt ook naar voren in de literatuur.

3.9. Triaxiaalproeven

3.9.1. Algemeen

Bij een triaxiaalproef worden de mechanische eigenschappen van grond bepaald door een radiaal ondersteund, cilindrisch grondmonster axiaal te belasten. Het grondmonster kan onder verschillende condities getest worden. In de opdracht zijn alleen geconsolideerde ongedraineerde proeven opgenomen. Deze geconsolideerde ongedraineerde (CU) triaxiaalproeven zijn uitgevoerd volgens NEN 5117. Hiervoor wordt verwezen naar de normtekst.

De dimensies van de proefstukken, uitgedrukt in h/D (hoogte/dikte), hebben bij het trimmen meestal een waarde van 2. Na consolidatie is dit doorgaans teruggebracht tot 1,9.



Alle proeven zijn als enkeltrapsproeven uitgevoerd.

Het bezwijkcriterium is:

1. de deviatorspanning is maximaal, of indien deze niet bereikt wordt voordat $\epsilon = 15\%$ dan;
2. σ'_1/σ'_3 is maximaal, of indien deze niet bereikt wordt voordat $\epsilon = 15\%$ dan;
3. $\epsilon = 15\%$.

Het stopcriterium is voor een enkeltraps, rekgestuurde proef $\epsilon = 15\%$.

De monsters zijn allen isotroop geconsolideerd. Tevens is er backpressure toegepast.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.25 van 88

Er worden side-drains om het monster aangebracht om:

- een snellere consolidatie te verkrijgen;
- de waterspanning tijdens de consolidatie goed aan de onderzijde van het monster te kunnen meten;
- de waterspanning tijdens de ongedraineerde afschuif fase goed te kunnen meten.

Tijdens de isotrope consolidatie wordt de waterspanning van het monster gemeten als controle op het goed afdrainen.

De waarnemingen van de triaxiaalproeven zijn weergegeven in de bijlagen (12)10.692 Doc. 50...117. De gegevens zijn gepresenteerd volgens de in NEN 5117 voorgeschreven notatie en weergave.

3.9.2. Cirkels van Mohr

De Mohr-cirkels zijn getekend bij het zogenaamde bezwijkcriterium en bij een verticale vervorming van 2% en 5%. Gewoonlijk worden de cirkels alleen getekend bij het bezwijkcriterium en geven zo de uiterste waarden van c' en ϕ' weer. Uit de proefresultaten is gebleken dat door het toepassen van de enkeltrapsprocedure de monsters soms verschillend reageren wegens verschillen tussen de proefstukken onderling.

3.9.3. Mobilisatie-curve

In het spanningspadendiagram zijn de punten met een rek oplopend in incrementen van 0,05% bepaald. Door lineaire regressie en iteratie wordt uiteindelijk de raaklijn aan de cirkels benaderd. De hieruit bepaalde c'_ϵ en ϕ'_ϵ worden vermeld in de mobilisatie-curve.

3.9.4. Gemobiliseerde c'_ϵ en ϕ'_ϵ

De gemobiliseerde c'_ϵ en ϕ'_ϵ zijn over een zo lang mogelijk traject getekend. Er dient echter op gewezen te worden dat bij sterk afwijkende spanningspaden van de drie trappen de lineaire regressie door de punten met gelijke rek een mogelijk grote spreiding met zich meebrengt. Dit is met name het geval wanneer een van de trappen bij een bepaalde rek reeds bezwaken is terwijl dit voor de andere proefstukken bij dezelfde rek nog niet het geval is. De getekende correlatiecoëfficiënt geeft deze spreiding aan.

3.9.5. Resultaten triaxiaalproeven

De basis-meetresultaten van de triaxiaalproeven zijn aangegeven door de spanning-rek en waterspanning-rek relaties. De grafische weergave is conform NEN 5117 uitgevoerd.

Ter bepaling van de effectieve hoek van de inwendige wrijving en de cohesie zijn deze meetgegevens verwerkt in de vorm van spanningspaddiagrammen. De ϕ' en c' -waarden zijn weergegeven als functie van de opgetreden vervorming. Hierdoor kan voor berekeningen, behalve een sterktecriterium, tevens een vervormingscriterium tot uiting worden gebracht.

De ϕ' en c' -waarden zijn door middel van berekening uit de resultaten van de proeven vastgesteld en weergegeven op de grafische weergave van de mobilisatiecurve volgens NEN 5117.

Tevens zijn in een grafiek de cirkels van Mohr weergegeven bij 'bezwijken' van de monsters. Hieruit zijn de ϕ en c -waarde op basis van totaalspanning afgeleid. 'Bezwijken' wordt bepaald aan de hand van de eerder aangegeven bezwijkcriteria.

De ϕ' en c' -waarden en de ϕ en c -waarden zijn in tabel 3.8 weergegeven terwijl de algemene gegevens en de E-waarden in de tabellen 3.9 en 3.10 zijn opgenomen.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HB</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.26 van 88



Tabel 3.8 - ϕ - en c-waarden, ϕ' - en c'-waarden

Boring	Monster-code	Diepte m onder NAP	Grondsoort	Bezwijken			
				ϕ °	c kPa	ϕ' °	c' kPa
401	T-802	3,95 - 4,45	ZAND, kleiig, sporen veen	16,3	18,8	38,8	6,5
	T-905	7,45 - 8,05	KLEI, sterk zandig	15,5	23,3	38,6	6,2
	A-2926	21,45 - 22,05	LEEM	53,9	-84,6	39,5	-5,9
402	T-930	6,25 - 6,85	VEEN, sterk kleiig	16,8	17,1	44,6	6,3
	T-967	10,45 - 11,05	KLEI, zwak siltig, sterk humeus	11,4	33,5	43,1	7,8
403	T-983	5,30 - 5,90	KLEI, zwak siltig, sporen veen	16,1	28,6	48,8	16,9
	T-850	9,80 - 10,40	KLEI, zwak siltig, sporen veen	5,5	90,1	65,5	19,1
404	T-987	5,30 - 5,90	KLEI, zwak siltig, enige zandlaagjes	13,1	21,4	37,2	8,7
	T-995	7,30 - 7,90	KLEI, zwak siltig, enige zandlaagjes	15,0	20,6	39,1	3,6
405	T-376	5,60 - 6,20	VEEN	20,4	17,7	57,1	8,1
	T-945	11,10 - 11,70	KLEI, sporen veen en houtresten	14,9	20,0	51,8	11,5
	A-2640	23,00 - 23,60	LEEM	23,0	404,7	45,4	-174,8
406	T-917	1,05 - 1,65	KLEI, zwak siltig	22,4	14,5	32,6	12,3
	T-926	4,10 - 4,70	KLEI, zwak zandig, sporen veen	14,9	24,2	41,2	4,6

Tabel 3.9 - Algemene gegevens

Boring	Monster-code	Diepte m onder NAP	Grondsoort	Gemiddelden 1)			
				ρ_i kg/m ³	ρ_{dr} kg/m ³	W_i [%]	W_c [%]
401	T-802	3,95 - 4,45	ZAND, kleiig, sporen veen	1676	1125	49,0	43,5
	T-905	7,45 - 8,05	KLEI, sterk zandig	1711	1156	48,1	40,4
	A-2926	21,45 - 22,05	LEEM	2101	1805	16,4	16,7
402	T-930	6,25 - 6,85	VEEN, sterk kleiig	1089	289	268,1	245,0
	T-967	10,45 - 11,05	KLEI, zwak siltig, sterk humeus	1629	1068	52,5	48,6
403	T-983	5,30 - 5,90	KLEI, zwak siltig, sporen veen	1236	509	143,1	134,5
	T-850	9,80 - 10,40	KLEI, zwak siltig, sporen veen	1155	397	190,9	171,5
404	T-987	5,30 - 5,90	KLEI, zwak siltig, enige zandlaagjes	1648	1068	54,3	47,8
	T-995	7,30 - 7,90	KLEI, zwak siltig, enige zandlaagjes	1736	1204	44,2	38,7
405	T-376	5,60 - 6,20	VEEN	1133	390	190,4	170,2
	T-945	11,10 - 11,70	KLEI, sporen veen en houtresten	1243	494	151,9	136,7
	A-2640	23,00 - 23,60	LEEM	2137	1823	17,4	17,3
406	T-917	1,05 - 1,65	KLEI, zwak siltig	1826	1410	29,6	30,1
	T-926	4,10 - 4,70	KLEI, zwak zandig, sporen veen	1638	1059	54,7	49,9

- 1) De betreffende gemiddelden zijn bepaald aan de hand van de afzonderlijke monsters
- 2) De waarden van de volumieke massa's ρ_i en ρ_{dr} weergegeven in de tabellen onder de grafieken van het triaxiaal-onderzoek in de bijlagen zijn ná consolidatie en vóór belasten van de monsters

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.27 van 88

Tabel 3.10 - E-waarden bij verschillende trappen

Boring	Monster- code	Trap 1			Trap 2			Trap 3		
		σ'_c kPa	f_{undr} kPa	$E_{undr,50}$ MPa	σ'_c kPa	f_{undr} kPa	$E_{undr,50}$ MPa	σ'_c kPa	f_{undr} kPa	$E_{undr,50}$ MPa
401	T-802	44	41,4	3,1	87	62,1	7,3	130	74,6	15,3
	T-905	60	55,0	2,9	115	81,1	7,4	175	91,3	19,4
	A-2926	125	394,9	10,9	250	976,0	43,8	375	1208,7	56,1
402	T-930	55	47,1	6,3	105	64,6	7,2	160	89,7	7,0
	T-967	60	56,1	6,1	120	70,8	12,2	180	85,4	19,0
403	T-983	55	62,6	3,9	105	74,0	5,8	160	101,4	6,9
	T-850	65	96,2	4,9	125	102,9	6,5	175	126,9	8,5
404	T-987	50	42,6	4,3	100	55,5	12,4	150	72,3	18,6
	T-995	60	52,6	3,4	110	68,9	9,6	160	85,7	13,9
405	T-376	48	48,3	5,1	96	88,0	8,3	144	97,2	8,9
	T-945	60	48,0	4,4	120	66,1	7,2	180	88,7	7,6
	A-2640	110	661,4	20,3	220	809,6	38,9	330	785,8	28,5
406	T-917	27	48,0	6,5	54	58,7	6,2	81	85,7	10,2
	T-926	33	45,1	2,4	65	51,7	6,6	98	66,9	9,5

4. INTERPRETATIE PROEVEN



4.1. Triaxiaalonderzoek

In elk van de boringen 401 ... 406 zijn per boring 2 monsterbussen vanuit de slappe holocene lagen geselecteerd en beproefd in het triaxiaalapparaat (*consolidated-undrained test*). In de volgende beschouwing worden de monsters eenvoudigheidshalve aangeduid met **a** en **b** voor respectievelijk de bovenste en onderste beproefde monster vanuit de desbetreffende boring. (Daarnaast zijn er ook 2 triaxiaalproeven uitgevoerd in de dieper gelegen leemlaag. De 2 proeven worden hier buiten beschouwing gelaten.) Zie de tabellen 3.8 en 3.9 met betrekking tot de bijbehorende busnummers en diepten.

In bijlage (12)10.692 Doc.157 is de relatie weergegeven van de ongedraineerde schuifsterkte van alle monsters en de initiële volumieke massa.

Hieruit blijkt dat er 2 clusters met betrekking tot de volumieke massa aanwezig zijn. De proeven kunnen derhalve in 2 groepen worden ingedeeld, dat wil zeggen, een groep met een volumieke massa rond 1170 kg/m³ bestaande uit veen en veenhoudende klei en een groep rond 1700 kg/m³ bestaande uit klei en zandhoudende klei. De relatie tussen de celdruk en $E_{undr,50}$ is weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.158. Hieruit blijkt dat de klei- en zandhoudende kleimonsters zich stijver gedragen dan de veen- en de veenhoudende kleimonsters.

In de volgende tabel 4.1 is een samenvatting van het desbetreffende triaxiaal-onderzoek weergegeven voor de eerste groep bestaande uit veen en veenhoudende klei.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.28 van 88

De karakteristieke waarden zijn afgeleid van de gemiddelde waarden, het aantal monsters en de variatie in de waarden, dit conform NEN 6740. De definities van begrippen zoals karakteristieke waarden en dergelijke zijn weergegeven in paragraaf 10.2.

In de tabel zijn de monsters van (kleihoudend) veen en veenhoudende klei als één verzameling weergegeven, enerzijds in verband met het geringe verschil in volume-gewicht (gemiddeld circa 11,2 kN/m³ voor veen en 12,4 kN/m³ voor veenhoudende klei) en anderzijds door het feit dat in het veen de hoogste en laagste waarden van de wrijvingshoek ϕ' van respectievelijk 13,3° en 21,6° (bij 2% vervorming) zijn bepaald.



De resulterende karakteristieke waarde van de wrijvingshoek in het veen en de veenhoudende klei reflecteert de betrekkelijk grote spreiding alsmede de mate van (on-)zekerheid van de bepaling.

Tabel 4.1 - Samenvatting triaxiaal-onderzoek, veen en veenhoudende klei

Monster	Grondsoort ¹⁾	Volume-gewicht ⁵⁾ kN/m ³	2% vervorming		5% vervorming	
			ϕ' °	c' kPa	ϕ' °	c' kPa
402a	veen	10,9	13,3	22,3	25,8	20,3
403a	klei	12,4	17,1	21,2	31,5	28,0
403b	klei	11,6	13,5	33,9	22,4	47,1
405a	veen	11,4	21,6	17,8	33,6	20,7
405b	klei	12,4	14,8	19,5	25,6	25,4
Gemiddelde	-	11,7	16,7	20,2	29,1	23,6
St.deviate	-	-	3,6	2,0	3,9	3,7
Variatie-coëfficiënt	-	-	0,22	0,098	0,14	0,158
$R_{n,v}$ ²⁾ (n=4)	-	-	0,74	0,88	0,84	0,81
Karakteristieke waarde ³⁾ op basis van ϕ' in graden	-	-	12,4	17,8	24,4	19,1
Karakteristieke waarde ^{3),4)} op basis van $\tan \phi'$	-	-	12,4	17,8	24,1	19,1

- 1) veen: veen of kleihoudende veen, klei: veenhoudende klei
- 2) $R_{n,v}$ is de vermenigvuldigingsfactor met de gemiddelde waarde ter bepaling van de karakteristieke waarde, volgens NEN 6740
- 3) exclusief monster 403b; op basis van de cohesie-waarde en de ongedraineerde sterkte valt deze monster buiten de verzameling
- 4) veelal wordt de karakteristieke waarde van ϕ' op basis van ϕ' in graden bepaald; de waarde op basis van $\tan \phi'$ is theoretisch juist
- 5) volgens NEN 6740 dient alleen de gemiddelde c.q. de verwachtingswaarde te worden bepaald van het volume-gewicht

In de volgende tabel 4.2 zijn de resultaten weergegeven samen met de afgeleide karakteristieke waarden van de tweede groep bestaande uit klei en zandhoudende klei.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.29 van 88

Ondanks de wat grotere spreiding in het volumegewicht (ten opzichte van de voorgaande serie in tabel 4.1) blijkt dat de spreiding in met name de wrijvingshoek in deze verzameling betrekkelijk klein uitvalt.

Tabel 4.2 - Samenvatting triaxiaal-onderzoek, klei en zandhoudende klei

Monster	Volumegewicht ³⁾ kN/m ³	2% vervorming		5% vervorming	
		ϕ' o	c' kPa	ϕ' o	c' kPa
401a	16,8	28,6	5,5	35,2	7,6
401b	17,1	28,5	6,2	36,2	5,9
402b	16,3	25,3	13,7	36,2	14,3
404a	16,5	27,2	8,5	33,6	11,4
404b	17,4	28,8	6,6	37,7	4,8
406a	18,3	28,3	12,0	34,9	9,7
406b	16,4	27,9	7,5	34,7	9,8
Gemidd.	17,0	27,8	8,6	35,5	9,1
St. deviatie	-	1,2	3,1	1,3	3,3
Variatiecoëfficiënt	-	0,044	0,36	0,037	0,36
$R_{n,v}$ ¹⁾ (n=7)	-	0,98	0,75	0,98	0,75
Karakteristieke waarde op basis van ϕ' in graden	-	27,2	6,4	34,8	6,8
Karakteristieke waarde ²⁾ op basis van $\tan \phi'$	-	27,0	6,4	34,7	6,8

- 1) $R_{n,v}$ is de vermenigvuldingsfactor met de gemiddelde waarde ter bepaling van de karakteristieke waarde, volgens NEN 6740
- 2) veelal wordt de karakteristieke waarde op basis van ϕ' in graden bepaald; de waarde op basis van $\tan \phi'$ is theoretisch juist
- 3) volgens NEN 6740 dient alleen de gemiddelde c.q. de verwachtingswaarde te worden bepaald van het volumegewicht

4.2. Geohydrologische parameters

4.2.1. Hydraulische weerstand deklagen

Aan de hand van de beschikbare gegevens met betrekking tot de doorlatendheden van een directe meting met behulp van de laboratoriumproeven zou theoretisch een indicatie van de hydraulische weerstand van de deklagen kunnen worden opgesteld.

In het genoemde EMK-inventarisatie-rapport worden hydraulische weerstanden genoemd van 8000 dagen (ontwerp bemaling en drainage), 10000 dagen (waterbalans), en 35000 dagen (doorlatendheidsproeven).

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>4/5</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>XX</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.30 van 88

Hierbij is het een niet onredelijke veronderstelling dat de laagste en hoogste waarden respectievelijk de onder- en bovengrens van de te verwachten waarden zullen zijn.

De hydraulische weerstand kan worden bepaald door een sommatie van de verhouding H_i/k_i (waarbij H_i de dikte is van een sublaag en k_i is de verticale doorlatendheid van de betreffende sublaag van de deklaag) over alle sublagen (klei, veen, enzovoort) die tezamen de holocene deklaag vormen.

De resultaten van de falling head proef in de peilfilters geven een indicatie van de doorlatendheid van de zand- of zanderige lagen en zullen per definitie weinig bijdragen in het bepalen van de totale hydraulische weerstand van de deklagen.

Doorlatendheid volgens de falling head test

Indien de verticale doorlatendheden van tabel 3.6 (resultaten laboratoriummetingen doorlatendheid volgens de falling head test) worden gehanteerd bij het opstellen van een schatting blijkt dat al snel hydraulische weerstanden van 35.000 dagen en veel hoger worden berekend.

Bijvoorbeeld, deze bewerking geeft voor boring 401 in de orde van 35.000 dagen. Boring 402 geeft zelfs voor de 4 m dikke sublaag waar de resultaten van bus T967 voor gelden ($k=1,2 \times 10^{-5}$ m/dag) een weerstand ≈ 350.000 dagen voor deze sublaag. Indien voor boring 406 de resultaten van bus T-926 ($k=5,2 \times 10^{-5}$ m/dag) voor een sublaagdikte van 5 m worden aangehouden volgt een weerstand ≈ 100.000 dagen alleen op basis van deze sublaag.

Doorlatendheid gemeten in de triaxiaalcel

De doorlatendheid afgeleid uit proeven in de triaxiaalcel blijken een lagere waarde te geven dan die uit de falling head test.

Indien de bestaande 5 proeven geldig zou zijn voor één boring waarbij de hogere doorlatendheid van toepassing zou zijn per 3 m boorprofiel dan volgt een weerstand van globaal 15000 dagen. Hierbij moet worden aangetekend dat het monster uit bus T-967 bepalend is voor het resultaat (12000 dagen op basis van 3 m).

Het zal duidelijk zijn dat een eenduidig interpretatie naar een hydraulische weerstand moeilijk zal blijven, dit in verband met:

- de variatie in doorlatendheid bij verschillende debieten,
- onvoldoende proeven per laag en per boring.

Conclusie

Uit het voorgaande volgt de conclusie dat de bestaande laboratoriumresultaten geen goede basis vormen voor het opstellen van een schatting van de hydraulische weerstand van de deklagen. Mogelijkerwijs zullen de doorlatendheden uit de triaxiaalcel, indien voldoende gegevens beschikbaar zijn, uiteindelijk een redelijke schatting kunnen geven van de hydraulische weerstand.

In de praktijk zal het water de weg van de minste weerstand zoeken zodat als het ware de ondoorlatende laagdelen worden omzeild en preferente stroombanen worden gevolgd. Hierbij zal naast de horizontale doorlatendheid, microlenzen van zand en silt een overheersende rol spelen. Derhalve zullen de resultaten van veldproeven samen met hydrologische systeemberekeningen waarschijnlijk een betere schatting geven van de hydraulische weerstand dan die op basis van laboratorium proeven.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>AS</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.31 van 88

4.2.2. Watervoerend vermogen eerste watervoerende pakket

Het eerste watervoerende pakket bevindt zich ongeveer op een diepte tussen NAP - 15 m en NAP - 22 m. De formule van Hazen is gebruikt ter bepaling van de doorlatendheid op basis van de korrelverdelingen [2]. Deze formule is in principe afgeleid voor losse zanden met een gelijkmatigheidscoëfficiënt kleiner dan ongeveer 2. Echter uit de praktijk blijkt dat deze formule ook een redelijke schatting kan geven voor vaste zanden met een gelijkmatigheidscoëfficiënt van meer dan 2.

Deze formule luidt als volgt:

$$k = \text{factor} * (d_{10}/1000)^2$$

waarbij : k is de doorlatendheid in m/dag

d_{10} is de korreldiameter in mm waarvan 10 gewichtsprocenten kleiner is dan deze diameter
factor $\approx 1,1 \times 10^9 \text{ m}^{-1}\text{dag}^{-1}$

Uit de diepe zandlaag ter plaatse van de boringen 401 ... 403 zijn 4 monsters geanalyseerd met d_{10} variërend van 150 tot 180 μm (alsmede een monster uit boring 405 met $d_{10} \approx 370 \mu\text{m}$, deze is buiten beschouwing gelaten). Op basis van de formule is een gemiddelde doorlatendheid berekend van ongeveer 28 m/dag. Deze waarde kan reëel worden geacht.

Uitgaande van een watervoerende laagdikte van 7 m bedraagt de kD-waarde circa 200 m^2/dag .

5. GEOTECHNISCHE BODEMOPBOUW

5.1. Algemene opbouw

In het EMK-inventarisatie-rapport is een overzicht gegeven van de bodemopbouw en de beschikbare boor- en sondeergegevens alsmede de geologische benamingen van de formaties.

In het onderhavige rapport worden de lagen onderscheiden hoofdzakelijk in geotechnische zin.

Het voormalige terrein kan in twee gebieden worden verdeeld, dat wil zeggen een buitendijksgebied en een binnendijks gebied waarbij de Schaardijk de scheiding heeft gevormd tussen deze twee gebieden.

De (voormalige) locatie van de Schaardijk is momenteel als ontsluitingsweg voor het gebied in gebruik.

De locatie van de Schaardijk alsmede de locaties van de bestaande boringen en sonderingen zijn in de situatietekening (12)10.692 Doc.150 weergegeven.

De samenstelling en opbouw van de ophooglagen zijn achtereenvolgens beïnvloed door de volgende fasen in de geschiedenis van het terrein:

- beïnvloeding van de rivier in vroegere tijden,
- menselijke beïnvloeding voorafgaande aan het aanleggen van de dijken,
- het al of niet planmatig aanleggen van de voormalige Schaardijk,
- industriële activiteiten,
- sanering van het terrein en afdekking met asfalt.

Op basis van de beschikbare boringen en sonderingen kan een globale opbouw van de bodem ter plaatse van het EMK-terrein worden gegeven. In grote lijnen zijn 4 lagenformaties van belang voor het onderzoek. In de volgende tabel 5.1 zijn deze pakketten weergegeven. De diepten van de laagscheiding zijn in de tabel afgeleid van de boringen en sonderingen van OMEGAM.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.1. HEMT/ <i>AG</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.32 van 88

Tabel 5.1 - Bodemopbouw EMK-terrein

Diepte, in m t.o.v. NAP		Pakket	Omschrijving	Periode
Bovenkant pakket	Onderkant pakket			
maaiveld: +6,0 à +4,0	-2,0 à -5,0 ¹⁾	ophooglagen	vanaf maaiveld tot circa NAP zand (en AVI-slakken) hieronder hoofdzakelijk klei even- tueel met zandlagen	zeer recent
-2,0 à -5,0	-14,5 à -15,7	klei, veen en zand	zeer complexe samenstelling ¹⁾	holoceen
-14,5 à -15,7	-21,1 à -22,8	zand	los tot dicht gepakt zand, zeer grof	pleistoceen
-21,1 à -22,8	-26 of dieper	leem	sterk zandig leem	pleistoceen

1) zie volgende paragraaf 5.2



5.2. Geotechnische profielen

Er zijn geotechnische profielen opgesteld ten behoeve van de visualisatie van de bodemopbouw, met name van het holocene pakket. Een geotechnisch profiel onderscheidt zich van een geologisch of geohydrologisch profiel in zoverre dat de laagindeling onder andere afhankelijk wordt gesteld van het grondmechanisch gedrag.

De pakketten zijn weergegeven in de geotechnische dwarsprofielen I-I' ... IV-IV', zie de bijlagen (12)10.692 Doc.151 ... 154. De locaties van de profielen zijn ingetekend in situatietekening (12)10.692 Doc.150. Deze bijlagen zijn achterin deze rapportage opgenomen.

De profielen vormen een *interpretatie* van de bestaande en nieuwe gegevens. Een aantal kanttekeningen kunnen worden geplaatst bij de interpretatie:

- bij een bepaalde dwarsdoorsnede-lijn liggen niet alle boringen en sonderingen direct op de lijn, echter in veel gevallen zijn de bestaande boor- en sondeergegevens betrokken bij de opstelling van de profielen,
- de door OMEGAM uitgevoerde sonderingen met betrekking tot het vaststellen van laagscheidingen zijn bepalend (de hoogten van de laagscheidingen in de pulsboringen zijn minder betrouwbaar),
- in de praktijk blijkt dat een laagscheiding niet of nauwelijks volgens een rechte lijn verloopt; in de profielen zijn derhalve de laagscheidingen getekend met een zekere vrijheid, echter buiten de onderzoekspunten zijn de laagscheidingen indicatief,
- de diepte van de onderkant van de ophoogklei is op basis van dit onderzoek niet objectief vast te stellen (behalve in het geval dat er duidelijk puin in voorkomt zoals bij boring 402). In een aantal gevallen zal deze diepte overeenkomen met de bovenkant van de bovenste veenlaag, indien deze is aangetroffen. Op andere locaties zal dit niet het geval zijn. Derhalve is de kleilaag onder het ophoogzand getypeerd als "ophoogmateriaal en/of kleiafzettingen",
- naast de getekende profielen is er door de opdrachtgever eveneens om dwarsdoorsneden ter plaatse van elke boorlocatie gevraagd. Echter, er is onvoldoende informatie van de bodem beschikbaar in dwarsrichting (ter plaatse van de boringen) om een verdere uitwerking in extra profieltekeningen te rechtvaardigen. Hierdoor moet de aangegeven grondslag zoals weergegeven in de samengestelde profielen ter plaatse van elke boring beschouwd worden als zijde de grondslag voor een dwarsprofiel.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.33 van 88

Een laatste kanttekening heeft te maken met de onderverdeling van het holocene pakket; de onderverdeling is gemaakt op basis van:

- de vastgestelde volumegewichten,
- de resultaten van het triaxiaal-onderzoek,
- het kleefgetal vanuit het sondeeronderzoek,
- de wateroverspanningsfactoren uit de waterspanningsonderingen.

De volgende onderverdeling in het holocene pakket is aangehouden:

- a. veen, kleiig of met kleilagen,
- b. klei, slap, humeus,
- c. klei, matig vast, humeus,
- d. klei, eventueel zandig,
- e. zand.

De grondgesteldheid langs de oevers van het terrein is van groot belang voor het onderhavige onderzoek. In het dwarsprofiel I-I' van bijlage (12)10.692 Doc.151 (ter plaatse van de onderzoekspunten 402 en 403 langs de Sliksloot) blijkt in het algemeen een gedragsbepalende laag van betrekkelijke slappe klei en veen aanwezig te zijn tussen een diepte van ongeveer NAP + 0 m en ongeveer NAP - 15 m. Langs de Sliksloot ter plaatse van onderzoekspunt 401 en langs de Hollandsche IJssel ter plaatse van onderzoekspunt 404 is weinig veen aangetroffen; daarnaast blijkt dat de holocene klei ter plaatse van deze punten een duidelijk andere gesteldheid heeft (zoals weergegeven door de sonderingen en boringen ter plaatse), zie de profielen I-I' en II-II' in de bijlagen (12)10.692 Doc.151 en 152. De resultaten duiden op een soort 'spekkoekformatie' (klei met zandlaagjes) tussen ongeveer NAP - 4,0 m en NAP - 11,0 m voor sondering 401 en tussen NAP - 2,0 m en NAP - 9,0 m voor sondering 404. Tevens blijkt ter plaatse van de sondeerlocaties 401 en 404 een holocene zandpakket met een dikte van ongeveer 3,0 m met een matig vaste pakking net boven het pleistocene zand aanwezig te zijn. In het algemeen verkeert het pleistocene zand in vaste pakking. Echter ter plaatse van sondering 403 blijkt dit zand los tot matig te zijn gepakt.

Aan de zuidelijke hoek van het terrein blijkt aan de hand van boring 406 dat het samendrukbare deel van het holocene pakket tot circa 5 m is afgenomen. Hierdoor zal ter plaatse de hydraulische weerstand betrekkelijk gering kunnen zijn.

5.3. Waterstanden en grondwaterstanden

Met betrekking tot de waterstanden en grondwaterstanden wordt verwezen naar het EMK-inventarisatie-rapport van BMC-Bodemconsult. Naast de genoemde complexe grondgesteldheid van het holocene pakket is er eveneens een complexe situatie met betrekking tot de grondwaterstanden. Hieronder volgen enkele belangrijke gegevens uit het rapport.

De waterstanden in de Hollandsche IJssel en de Sliksloot zijn onderhevig aan getijdenbewegingen. De gemiddelde waterstand bedraagt ongeveer NAP + 0,5 m waarbij voor extreem hoogwater en extreem laagwater respectievelijk NAP + 2,75 m en NAP - 1,0 m kan worden aangehouden.

De freatische grondwaterstanden binnen de damwanden zijn onderhevig geweest aan variaties als functie van tijd en van locatie. De maximale grondwaterstand langs de Slikslootzijde bedroeg NAP + 3,1 m à 3,7 m terwijl langs de Hollandsche IJssel de stand circa NAP + 2,1 m à 3,2 m is geweest, beide gemeten op 25 november 1994. Hierna is met behulp van een bemaling de freatische grondwaterstand verlaagd. (Het is redelijk te veronderstellen dat de waterstanden min of meer continu zijn gestegen vanaf 1992.)

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>416</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>JK</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.34 van 88

In de situatie voor het aanbrengen van de damwanden heeft buitendijks de freatische grondwater gevarieerd met de getijden; binnendijks is de oorspronkelijke grondwaterstand op NAP geschat. Deze standen zijn momenteel ook actueel buiten de dam- en cement-bentonietwanden in het binnendijksgebied. De stijghoogte van het diepe grondwater in het pleistocene zand is momenteel circa NAP - 1,75 m binnen de dichtingswand en NAP - 1,5 m buiten de dichtingswand.

6. BEREKENINGEN DAMWANDCONSTRUCTIE MET MSHEET

6.1. Algemeen

6.1.1. Doelstelling

Belangrijke gegevens met betrekking tot de damwandconstructie zijn weergegeven in paragraaf 1.4. Het doel van de hiernavolgende beschouwingen is het inschatten van de mate van veiligheid c.q. de veiligheidsfactor van de damwandconstructie onder verschillende omstandigheden. Het volgende gedeelte is overgenomen uit de EMK-specificatie-notitie van BMC-Bodemconsult.

Alle geotechnische schematisaties, methoden en berekening dienen uitgevoerd te worden conform TGB 1990, basiseisen en belastingen (NEN 6740).

Ter hoogte van de achter de damwand geplaatste boringen dient de damwandconstructie op sterkte te worden gecontroleerd, inclusief de stabiliteit van het ankerscherm ter plaatse en de spanningen in de ankerstangen (5 stuks). Hierbij wordt er van uitgegaan dat achter de wand geen bovenbelasting aanwezig is en dat het grondwater zich op een niveau van 1,0 m+NAP en de laagste buitenwaterstand op 1,0 m-NAP bevindt. Verder moeten eventuele wateroverspanningen in rekening worden gebracht. Verder dient aangegeven te worden wat de invloed hier ter plaatse is van een bovenbelasting van 20 kN/m² en een wisselende grondwaterstand (minimaal 2,0 m-NAP en maximaal 4,0 m+NAP) achter de damwand en het ankerscherm en dient, aan de hand van de te hanteren veiligheid voor de constructie, een signaalwaarde aangegeven te worden ten aanzien van de toelaatbare grondwaterstand met en zonder bovenbelasting.

Het realiseren van de bovengenoemde doelstelling is niet een eenvoudige opgave daar de "veiligheidsfactor" van de damwand als geheel een ondoorzichtig begrip is. De damwand is opgebouwd uit diverse onderdelen die, in zekere zin, als een ketting kan worden beschouwd, en derhalve: 'de ketting is net zo veilig als de zwakste schakel'.

De damwandconstructie bestaat uit een enkelvoudig verankerde damwand. De volgende onderdelen of schakels kunnen worden beschouwd:

- (de staalspanningen in) de hoofdamwand,
- (de trekspanningen in) de ankerstangen,
- (de staalspanningen in) de ankerwand,
- de plaatselijke stabiliteit van de ankerwand,
- de 'over all' stabiliteit van de ankerwand,
- de 'over all' stabiliteit van de gehele constructie,
- de gordingen van de hoofdamwand en de ankerwand.



1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HGI/ <i>HYG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HS</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.35 van 88

6.1.2. Uitgangspunten oorspronkelijke berekening

Met betrekking tot het ontwerp van de bestaande damwand blijkt aan de hand van de beschikbare gegevens [3] onder andere het volgende.

- i. De berekeningen zijn uitgevoerd volgens de methode Blum waarbij alleen het hiervoor-genoemde onderdeel onder punt a (de momenten in de hoofddamwand) en onder punt b (de trekspanningen de ankerwand) zijn berekend. De punten c tot en met g zijn niet expliciet beschouwd c.q. genoemd.
- ii. De bestaande damwanden zijn berekend uitgaande van een 4-tal grondprofielen, dit op basis van de toen beschikbare grondgegevens:
 - profiel 1: langs de Hollandsche IJssel, ongeveer ter plaatse van boorlocatie 404,
 - profiel 2: langs de Sliksloot, ongeveer ter plaatse van boorlocatie 403,
 - profiel 3: langs de Sliksloot, tussen de boorlocaties 401 en 402,
 - profiel 4: traject te land circa 100 m noordelijk van boorlocatie 405.
- iii. Voor alle profielen zijn 2 varianten opgesteld:
 - a. grondkerende wand met een onderwatertalud van 1:4 vanaf NAP - 1,8 m (Hollandsche IJssel horizontale bodem op NAP - 3,75 m), bovenbelasting 5 kN/m²,
 - b. loswal met een horizontale bodem op NAP - 3,75 m (Hollandsche IJssel horizontale bodem NAP - 4,70 m), bovenbelasting 20 kN/m²; bij deze variant b is de bolderkracht in de damwandberekening niet betrokken daar deze kracht het maximale moment reduceert; bij het dimensioneren van de ankers is deze kracht wél betrokken.

Het maaiveld is voor beide varianten aangehouden op een niveau van NAP + 3,7 m.
- iv. De volgende (grond-)waterstanden en wateroverspanningen zijn aangehouden:
 - buitenwater: NAP - 1,0 m,
 - freatisch grondwater: NAP + 1,0 m,
 - stijghoogte in de pleistocene zandlaag: NAP - 2,0 m,
 - rechtlijnig verloop van de stijghoogten in de slecht doorlatende lagen gelegen tussen het freatisch grondwater en het spanningswater,
 - wateroverspanning in de slappe bodemlagen door het aanvullen achter de damwand: 15 kN/m²,
 - wateroverspanning in de slappe bodemlagen door het aanbrengen van een bovenbelasting van 20 kN/m²: 10 kN/m².
- v. In geen van de rekenprofielen is een veenlaag aangehouden. Er is geen rekening gehouden met cohesie van de grond (in alle gevallen en voor alle lagen $c' = 0$). Het minimale volumegewicht gezien over alle lagen was 17 kN/m³. Het maatgevende grondprofiel was profiel 3 langs de Sliksloot. De volgende grondeigenschappen zijn ter plaatse van profiel 3 aangehouden:
 - tussen NAP + 3,7 m en NAP + 1,0 m: zandhoudende klei, $\phi' = 25^\circ$, volumegewicht = 17 kN/m³,
 - tussen NAP + 1,0 m en NAP - 9,0 m: klei, $\phi' = 20^\circ$, volumegewicht = 17 kN/m³,
 - tussen NAP - 9,0 m en NAP - 17,0 m: klei, $\phi' = 25^\circ$, volumegewicht = 17 kN/m³,
 - tussen NAP - 17,0 m en NAP - 21,0 m: zand, $\phi' = 30^\circ$, volumegewicht = 20 kN/m³,
 - onder NAP - 21,0 m: klei $\phi' = 25^\circ$, volumegewicht = 17 kN/m³.
- vi. Er is een wrijvingshoek tussen damwand en grond van $2/3 \phi'$ aangehouden. Er is geen rekening gehouden met het effect van scheve buiging van de hoofddamwand, zie ook paragraaf 6.3.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.36 van 88

Eventuele effecten van de cement-bentonietpalen op het damwandontwerp zijn niet genoemd. De aangehouden grondprofielen op basis van de destijds beschikbare bodemgegevens verklaart de variatie in toegepaste ankerdiameters, zie paragraaf 6.3.

Een vergelijking tussen de aangehouden volumegewichten en de in dit onderzoek bepaalde volumegewichten laat zien dat in veel gevallen de volumegewichten uit het onderhavige onderzoek veel lager uitvallen dan die welke eerder zijn aangehouden.

6.2. Beoordelingsmethodiek

6.2.1. Algemeen

Ter bepaling van de veiligheid van de constructie is een deel van het stappenplan uit het CUR-handboek 166, "Damwandconstructies" [4], gehanteerd.

Het CUR-handboek is samengesteld om meer eenheid in de praktijk te brengen, met name in de ontwerpprocedure van een damwandconstructie. In het verleden is een grote variatie aan benaderingen en rekenfactoren toegepast ten behoeve van het ontwerp van een damwandconstructie.

Het CUR-stappenplan gaat in principe uit van een semi-probabilistische ontwerpprocedure van een damwandconstructie. De procedure is gebaseerd op de methodiek van partiële veiligheidsfactoren.

De grootte van een factor van een parameter is afhankelijk van de spreiding van de parameter, de invloed van de parameter op het falen van de damwand en het vereiste veiligheidsniveau van de constructie.

Voor het vereiste veiligheidsniveau is een klassenindeling afgeleid waarbij damwandconstructies worden ingedeeld naar het te realiseren minimale niveau van betrouwbaarheid. Onzekere grootheden in een damwandontwerp zijn grondsterkte, belasting en geometrie. In het stappenplan is vastgelegd hoe de spreiding van deze parameters in de rekenwaarde (zie paragraaf 6.3) van een parameter dient te worden gebracht, een en ander door middel van tabellen met partiële factoren en marges.

6.2.2. Het CUR-stappenplan

Hierna volgt een samenvatting van het gehele stappenplan.

- Stap 1 - Bepaal de maatgevende dwarsdoorsnede, alle relevante uitwendige belastingen en waterdrukken en de veiligheidsklasse, eventueel rekening houdend met lengte-effecten.
- Stap 2 - Bepaal, voor zover benodigd, de verwachtingswaarden van de parameters, hun variatiecoëfficiënten en de representatieve waarden.
- Stap 3 - Bereken met partiële factoren de minimale inbeddingsdiepte.
- Stap 4 - Bereken de optimale inbeddingsdiepte qua momenten en ankerkrachten.
- Stap 5 - Controle op het moment.
- Stap 6 - Controle op dwarskracht en normaalkracht.
- Stap 7 - Controle op ankerkracht, d.w.z. ankerstaaf en ankerschot.
- Stap 8 - Controle op vervormingen.
- Stap 9 - Controle overige bezwijkmechanismen.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.37 van 88

- 9a. Kranz-stabiliteit
- 9b. Grondbreuk
- 9c. Totale stabiliteit
- 9d. Gording ontwerp
- 9e. Thermische belasting
- 9f. Piping en hydraulische grondbreuk
- 9g. Verticaal draagvermogen

Stap 10 - Controleer uitvoeringsaspecten

Stap 11 - Beoordeel materiaalkeuze.

6.2.3. Uitgevoerde stappen

De te berekenen dwarsdoorsneden en belasting van stap 1 zijn vastgesteld in overleg met de opdrachtgever; de klasse-indeling alsmede de waterstanden e.d. zijn behandeld in de paragrafen 6.3.1 en 6.3.6.

Stap 2, met name de sterktebepaling van de grond, is beschreven in paragraaf 4.1. Voor lagen waarin geen onderzoek is uitgevoerd zijn representatieve waarden van grondparameters aangehouden conform NEN 6740.

Stap 5 is behandeld in paragraaf 6.5. Stap 7 is behandeld in de paragrafen 6.5 en 6.6

De analyse van de vervormingen van stap 8 is uitgevoerd met behulp van een systeembenadering (PLAXIS eindige elementen-berekening, zie hoofdstuk 7).

De Kranz-stabiliteit van stap 9a is beschreven in paragraaf 6.7 terwijl de beoordeling van de totale stabiliteit, stap 9c, is weergegeven in paragraaf 6.8.

6.2.4. Niet uitgevoerde stappen

Voor het onderhavige geval zijn de stappen 3, 4 en 11 met betrekking tot het kiezen van een ontwerp en stap 10 aangaande de uitvoering niet van toepassing daar het om een bestaande damwand gaat.

Stap 6 betreft dwarskrachten en normaalkrachten; controle op dwarskrachten wordt in de praktijk (zoals voor de bestaande stalen damwandconstructie) niet uitgevoerd en in het onderhavige geval zijn normaalkrachten niet relevant.

De stappen 9b, 9e, 9f en 9g, te weten, grondbreuk (slappe bodem onder onderkant damwand), thermische belasting (bijvoorbeeld door brand), piping (instabiliteit door uitspoeling van de zandbodem) en verticaal draagvermogen (de damwand draagt geen verticale belasting) zijn in het onderhavige geval niet van toepassing.

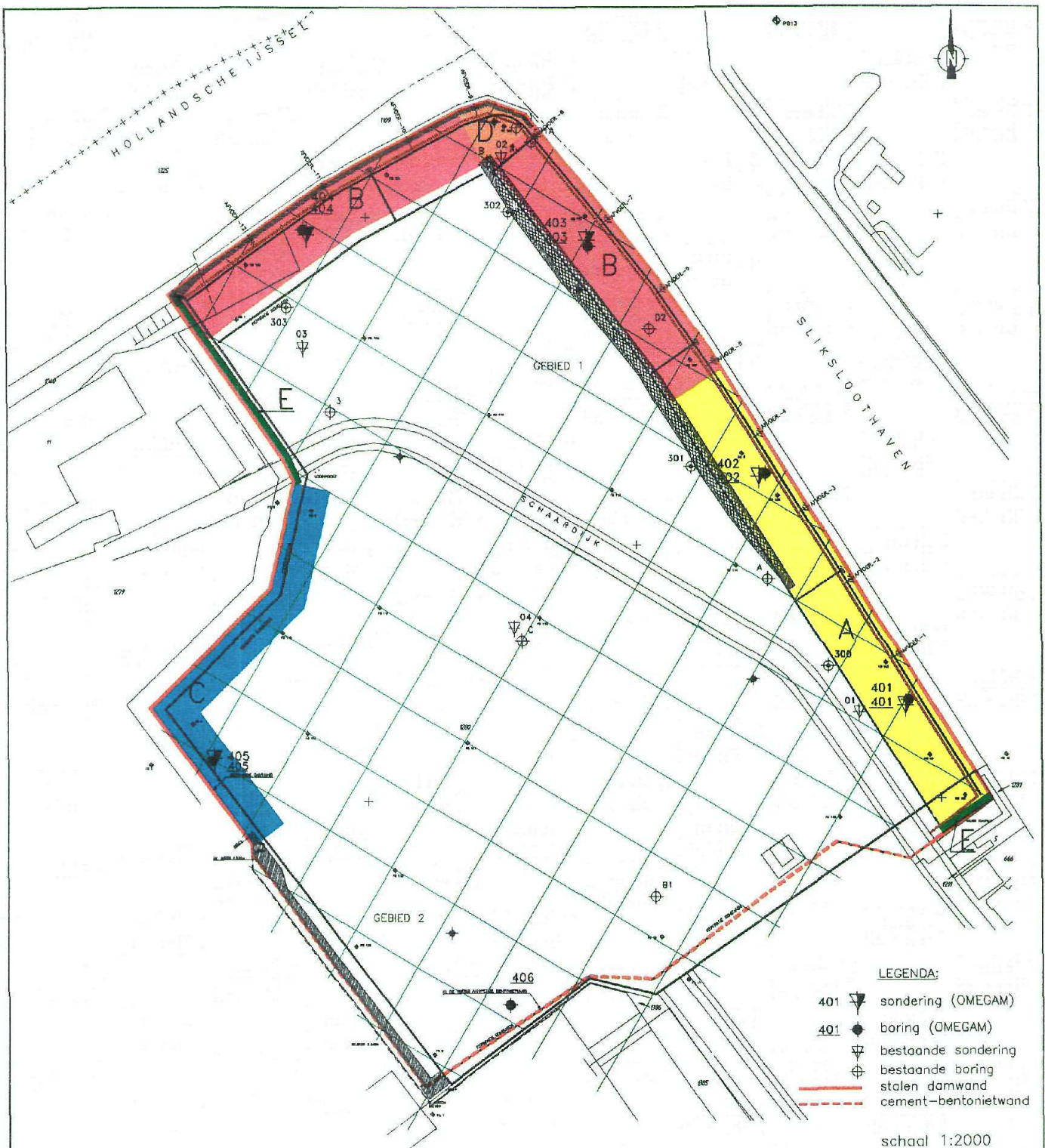
Voor stap 9d betreffende de gordingen kan in de meeste gevallen een berekening worden uitgevoerd uitgaande van een doorgaande ligger met geconcentreerde lasten. Echter in het onderhavige geval zijn de randvoorwaarden van de gordingen onduidelijk (uit de damwandtekeningen en -details, Haskoning-tekening 1661.10-06 en 07 blijkt dat de gordingen aan de binnenzijde van de damwanden zijn aangebracht en primair de planken bijeen zouden moeten houden). Geen berekeningsmethodiek is voorhanden zodat dit onderdeel niet kan worden getoetst.

6.2.5. Kanttekening bij het gebruik van het stappenplan

Het CUR-stappenplan gaat de facto uit van een te ontwerpen damwand. Echter in het huidige geval is de damwand in functie en zijn al horizontale verplaatsingen van de bovenkant van de damwand opgetreden.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.38 van 88

Figuur 6.1 - Damwandconstructies EMK-terrein



Gegevens damwandconstructie EMK-terrein

Gebied	Profiel hoofddamwand	Staalkwaliteit hoofddamwand	Ankerdiameter ¹⁾		Hoogte ankerwand ²⁾	
			mm	m	m	m
A	L64/2500	Fe44	58	20	3,0	
B	L64/2500	Fe44	52	20	3,0	
C	L63	Fe37	45	12	2,0	
D	L64/2500	Fe44	52	variabel	5,0	
E	L63	Fe37	-	-	-	

1) staalkwaliteit ankerstangen: Fe52

2) staalkwaliteit ankerwand: Fe37; bovenkant scherm overal op NAP + 2,0 m

Derhalve is het stappenplan gebruikt als beoordelingskader waarbij tevens het waargenomen gedrag van de horizontale verplaatsingen is verdisconteerd ten behoeve van de beoordeling. Dat wil zeggen dat bij het aannemen van met name de ankerlengten tevens fictieve ankerlengten gehanteerd zijn (om de opgetreden verplaatsing van het ankerschot te simuleren) om de toelaatbaarheid van de huidige toestand in te schatten, zie paragraaf 6.4.2, punt c.

6.3. Uitgangspunten

6.3.1. Klasse-indeling

In het CUR-stappenplan worden 3 veiligheidsklassen onderscheiden:

- klasse I relatief eenvoudige constructies, geen persoonlijk veiligheidsrisico's bij falen en relatief geringe schade bij falen,
- klasse II aanzienlijke schade bij falen, geringe persoonlijke veiligheidsrisico's,
- klasse III grote schade bij falen en/of aanzienlijke persoonlijke veiligheidsrisico's.

De damwandconstructie kan in veiligheidsklasse II of III worden ingedeeld, afhankelijk van de beoordeling van schade en veiligheidsrisico's bij falen.

De partiële factoren staan vermeld in de volgende tabel 6.1 en zijn ontleend aan tabel 2.5 uit het CUR-166 handboek.

Tabel 6.1 - Partiële factoren grond

Parameter	Partiële factoren		
	Klasse I	Klasse II	Klasse III
cohesie c'	0,90	1,00	1,10
hoek van inw.wrijving ϕ'	1,05	1,15	1,20
beddingsconstante "laag gemiddelde"	1,30	1,30 ¹⁾	1,30 ¹⁾
beddingsconstante "hoog gemiddelde"	1,00	1,00	1,00

1) Bij de onderhavige berekeningen is een factor 1,5 aangehouden, zie paragraaf 6.3.10

6.3.2. Damwandeigenschappen

De rekenwaarden van de damwandeigenschappen zijn beschouwd als de verwachtingswaarden. (Zie paragraaf 10.2 voor een definitie van rekenwaarden en verwachtingswaarden.)

De eigenschappen van de onderdelen van de damwandconstructie voor de verschillende boorlocaties zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.159 (achterin deze rapportage). In figuur 6.1 (Damwandconstructies EMK-terrein) zijn eveneens de gegevens van en de variatie in de damwandconstructie aangegeven.

6.3.3. Scheve buiging van de damwanden

In de damwandconstructie zijn zogenaamde U-profielen toegepast. Volgens CUR 166 (zie tabel 3.6 van het handboek) kan scheve buiging plaatsvinden bij dit soort profielen omdat de sloten in de neutrale lijn zich bevinden (de neutrale lijn van een massieve ligger is de lijn waarlangs bij buiging geen druk of trek optreedt).

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.1. HEMT/ <i>HEMT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.39 van 88

Bij toenemende belasting op het damwandscherm kunnen de individuele planken zich ten opzichte van elkaar verschuiven. Hierdoor kan (afhankelijk van diverse factoren zoals grondgesteldheid en onderlinge verbindingen tussen de planken) het traagheidsmoment alsmede in het weerstandsmoment afnemen. Voor de hoofddamwand is een reductiefactor (vermenigvuldigingsfactor) van 0,75 aangehouden voor het traagheidsmoment en 0,85 voor het weerstandsmoment. Voor de ankerschermen zijn geen reductiefactoren toegepast, dit in verband met het feit dat deze schermen hoofdzakelijk in zand zijn aangebracht waardoor scheve buiging van de planken wordt gehinderd.

In het verleden is, in het algemeen, niet of nauwelijks rekening gehouden met het effect van scheve buiging bij dit soort profielen. Hierdoor kan zich ten tijde van de dimensionering van de damwand een overschatting van de sterkte hebben voorgedaan.

6.3.4. Grond-parameters en beddingsconstanten

De sterkte-parameters voor de slappe holocene lagen zijn bepaald uit T.A.-onderzoek bij 2% en 5% vervorming. De overige sterkte-parameters (karakteristieke waarden) zijn aan tabel 1 van NEN 6740 ontleend. In de berekeningen is gebruik gemaakt van zowel de 2% als de 5% waarden.

De rekenwaarde van de cohesie en hoek van inwendige wrijving worden gevonden via deling met de in tabel 6.1 genoemde partiële factoren.

De rekenwaarde van het volumegewicht is beschouwd als de verwachtingswaarde zoals deze door het grondonderzoek is bepaald. Volumegewichten zijn ook weergegeven in tabel 1 van NEN 6740 in de gevallen waar geen gegevens vanuit het grondonderzoek beschikbaar zijn.

Richtlijnen voor de orde grootte van de beddingsconstanten zijn ontleend aan tabel 3.15 van het CUR-166 handboek. De berekeningen zijn uitgevoerd aan de hand van het geval 'beddingsconstante laag', zie paragraaf 6.4.1.

De aangehouden grondparameters ter plaatse van de boorlocaties 401 ... 405 zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.160. In de bijlagen staan vermeld de 2%-sterktewaarden uit het grondonderzoek. De 5%-sterktewaarden staan vermeld in de tabellen 4.1 en 4.2.

6.3.5. Grondprofielen

Het bodemprofiel is bepaald op basis van de desbetreffende boring en bijbehorende sondering.

Bij de schematisatie is uitgegaan van horizontaal verlopende lagen.

De geschematiseerde profielen ter plaatse van de boorlocaties 401 ... 405 zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.160 en Doc.161.

Verder is rekening gehouden met een maaiveld ter plaatse van elk profiel met een helling van 2,5%.

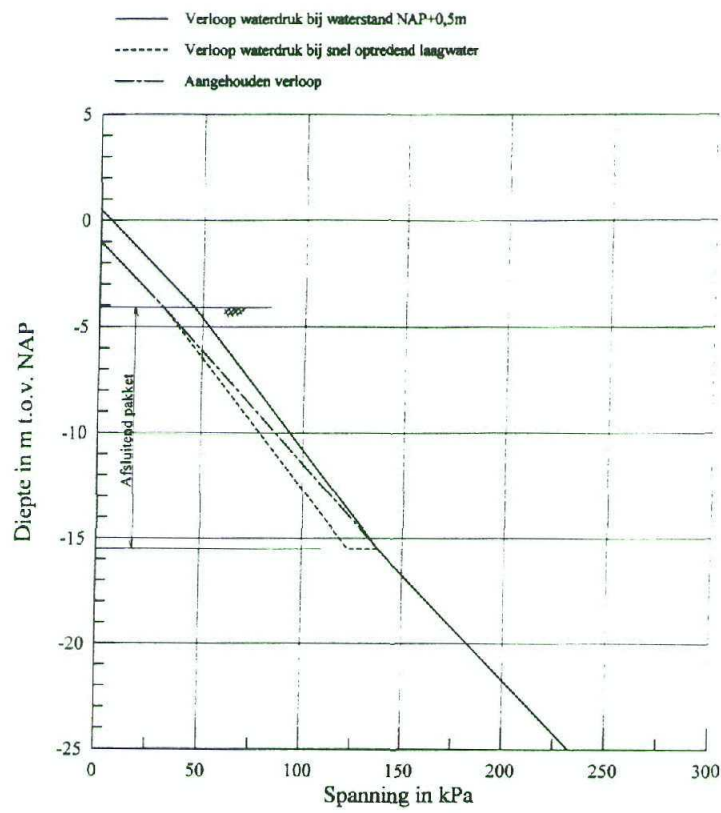
Deze orde grootte van helling blijkt uit hoogte-metingen van het terrein.

In het algemeen zijn de gemeten maaiveldhoogten en bodemdiepten gehanteerd als rekenwaarden voor de beschouwingen, behalve de bodemdiepte van de Sliksloot. De officiële onderhoudsdiepten zijn niet bekend voor de Sliksloot, echter de vroegere berekeningen zijn uitgevoerd voor een bodemdiepte van NAP - 3,75 m. Daarnaast blijkt dat de gepeilde diepte ongeveer NAP - 3,75 m bedraagt. Voor klasse III is de minimale extra marge voor de kerende hoogte 0,35 m zodat een bodemdiepte van NAP - 4,1 m als rekenwaarde is aangehouden voor de boorlocaties 401 ... 403 (Sliksloot). Enkele berekeningen zijn voor deze boringen uitgevoerd op basis van een klasse II-veiligheid waarbij eveneens deze diepte is aangehouden. In eerste instantie is geen rekening gehouden met de aanwezigheid van een berm ter plaatse van de boorlocaties 401 ... 403.

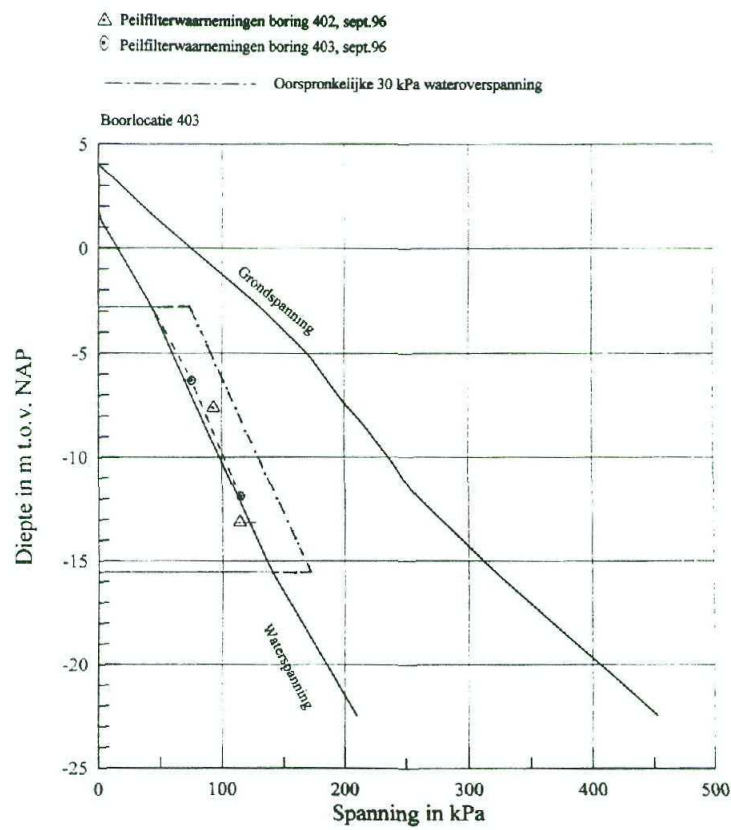
1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AVB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>JK</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.40 van 88

Figuur 6.2 - Waterspanningen

Figuur a.



Figuur b.



Uit de peilingen, (zie bijlage (12)10.692 Doc.155) blijkt een zekere mate van onderwaterberm aanwezig te zijn.

6.3.6. Waterstanden en stijghoogten

De buitenwaterstand en freatische grondwaterstand zijn door de opdrachtgever aangegeven. Deze zijn in de berekening als rekenwaarde aangehouden.

Bij de berekeningen is geen rekening gehouden met zogenaamde haalgolven van passerende schepen. Enerzijds zijn deze golven kortdurend en beperkt qua (horizontale) omvang, anderzijds is de korte duur sterkte van grond hoger dan de lange duur sterkte. Geacht wordt dat de invloed gering zal zijn.

De berekening is weinig gevoelig voor de normale variaties in stijghoogte van het spanningswater.

De gemiddelde stijghoogte van het spanningswater in het pleistocene zand, binnen de dam- en cementbentonietwanden, bedraagt circa NAP - 1,75 m; een rekenwaarde van NAP - 1,50 m is aangehouden, deze stand komt ongeveer overeen met de maximaal gemeten stijghoogte van het spanningswater binnen de damwanden.

De gemiddelde stijghoogte van het spanningswater in het pleistocene zand, buiten de damwanden, bedraagt circa NAP - 1,50 m; een rekenwaarde van NAP - 1,75 m is aangehouden. Uit de peilfiltermetingen blijkt dat zich zeer incidenteel een diepere stand voor zou kunnen doen.

Het verloop van de waterdrukken in de afsluitende holocene lagen is niet in kaart gebracht. Deze waterdrukken zullen variëren (op complexe wijze) afhankelijk van onder andere de freatische grondwaterstand, de aan getijden onderhevig buitenwaterstand, de stijghoogte van het spanningswater, en de (relatieve) doorlatendheden van de holocene deklagen. Er wordt verwacht dat een rechtlijnig verloop tussen het freatische water en het spanningswater een redelijke benadering zal zijn van het waterspanningsverloop in de evenwichtssituatie. In de berekeningen is derhalve een rechtlijnig verloop aangehouden tussen de freatische grondwaterstand en de stijghoogte van het water in het pleistocene zand (of in een holocene zandlaag indien deze communiceert met het pleistocene zand).

(Noot: Deze benadering veroorzaakt een aanzienlijke toename van de bewerkelijkheid van de berekeningen daar voor alle holocene lagen en voor alle freatische grondwaterstanden een over- of onderspanningswaarde ten opzicht van het "grondwaterpeil" in de invoer van het rekenprogramma dient te worden verwerkt.) Het verloop van de waterspanningen bij de verschillende rekenfasen (zie paragraaf 6.3.12) is in bijlage (12)10.692 Doc.163 geïllustreerd.

De niveaus van de onder- en bovenkant van het holocene pakket ter plaatse van de boorlocaties 401 ... 405 zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.160.

Aan de waterzijde is tevens een rechtlijnig verloop aangehouden tussen de stand van het vrije water en de stijghoogte van het spanningswater, zie figuur 6.2a. Deze aanname blijkt een iets ongunstigere resultaat op te leveren dan het waterdrukverloop bij snel optredend laagwater. (Enkele berekeningen, hier niet weergegeven, geven ongeveer 1% tot 5% minder buigende moment en ankerkrachten dan die van het aangehouden verloop.) De waterdruk in het afsluitende pakket aan de waterkant van de damwand zal zich instellen naar de gemiddelde stand van het vrije water (ongeveer NAP + 0,5 m). Laagwater kan in een tijdsduur van uren optreden. Derhalve, strik genomen dient zich een sprong ter plaatse van de onderkant van het afsluitende pakket voor te doen daar er nauwelijks tijd aanwezig is geweest voor consolidatie naar de evenwichtstoestand.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>4/6</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>4/6</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.41 van 88

6.3.7. Wateroverspanningen

Er is aangenomen dat er geen noemenswaardige wateroverspanning resteert in de bodemlagen ten gevolge van de aanvulling op het terrein en langs de damwanden.

Het begrip 'wateroverspanning' voor het gebied binnen de damwand is een betrekkelijk begrip in de zin dat wateroverspanning gerelateerd is aan een bepaalde freatisch grondwaterpeil. Indien een freatisch grondwaterpeil van NAP + 1,5 m is aangehouden kan de mate van wateroverspanning worden berekend, zie tabel 2.1 in hoofdstuk 2. (Later is een peil van NAP + 1,5 m voorgesteld als het zogenaamd waarschuwingspeil, zie hoofdstuk 9).

Indien de grondwaterstand lange tijd (de evenwichtssituatie wordt bereikt) is ingesteld op bijvoorbeeld NAP + 0,5 m en indien vervolgens de grondwaterstand zich snel instelt op bijvoorbeeld NAP + 4,0 m zal er in eerste instantie een zekere mate van wateronderspanning ontstaan. Hierna zal de wateronderspanning afnemen door consolidatie (zwell) totdat de evenwichtssituatie na verloop van tijd (enkele jaren) opnieuw wordt bereikt.

Daartegenover staat dat, indien de grondwaterstand zich op een hoog niveau instelt tot een evenwichtssituatie en er vervolgens een snelle daling van de grondwaterstand plaatsvindt, er in eerste instantie een zekere mate van wateroverspanning in de bodem aanwezig zal zijn. De mate van wateroverspanning zal afnemen naarmate de duur van de verlaagde grondwaterstand toeneemt. De gemeten waterspanningen ter plaatse van de peilfilters van de boringen 402 en 403 zijn grafisch weergegeven in figuur 6.2b. De aanvulling langs de damwand zal in de orde van 30 kPa belasting hebben veroorzaakt. De mate van wateroverspanning uitgaande van een grondwaterstand van NAP + 1,5 m is gering.

In het geval van een bovenbelasting, zie de volgende paragraaf, is rekening gehouden met een wateroverspanning van 20 kPa in de slecht doorlatende holocene lagen, dit ten gevolge van de bovenbelasting van 20 kN/m² (kPa).

Het verloop van de waterspanningen bij de rekenfasen (zie paragraaf 6.3.12) met bovenbelasting is in bijlage (12)10.692 Doc.163 geïllustreerd voor boorlocatie 402.

6.3.8. Belastingen

De door de opdrachtgever voorgeschreven bovenbelasting van 20 kN/m² is als de rekenwaarde beschouwd. Er is hierop geen partiële factor toegepast. In de berekening is verondersteld dat de bovenbelasting overal op maaiveld aanwezig is.

Gezien het afmeerverbod voor schepen, en het ontbreken van afmeervoorzieningen, is geen rekening gehouden met bolderkrachten.

6.3.9. Wandwrijving

Volgens het CUR-166 handboek, tabel 3.1, dient de wandwrijving voor rechte glijvlakken 0 (glad), 1/3 of 2/3 ϕ' te bedragen afhankelijk van de ruwheid van de plank. Veelal is in het verleden gerekend met $\delta = 2/3 \phi'$. In het onderhavige geval zal de wandwrijving beïnvloed worden door enerzijds de coating op de damwand en anderzijds door de aanwezige bentoniet palen (met een betrekkelijk hoge stijfheid en sterkte ten opzichte van de grond). In de onderhavige berekening is een wandwrijvingshoek δ van $\phi'/2$ aangehouden. Conform NEN 6740 is de wandwrijving bij veenlagen op nul gesteld.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>7/6</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>1/8</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.42 van 88

6.3.10. Effect cement-bentonietpalen

Voor elke 2 damwandplanken (1,2 m breedte) is een cement-bentoniet paal (boordiameter 0,45 m) vooraf aangebracht ten behoeve van de waterdichtheid van de damwand, derhalve is langs het damwandtraject minimaal 0,45 m per 1,2 m aangepast c.q. veranderd over de gehele diepte van de damwand. De vraag doet zich voor hoe deze aanpassing het gedrag van de damwand zou kunnen beïnvloeden.

Het effect van de cement-bentoniet palen kan op verschillende manieren in de berekening worden betrokken, een en ander afhankelijk van de beoordeling van het effect, bijvoorbeeld:

- a. door een aanpassing van de factoren voor de passieve en actieve weerstanden,
- b. door een aanpassing van de wandwrijving,
- c. door een aanpassing van de beddingsconstanten.

Er wordt verwacht dat de parameters voor de opties a en b in de praktijk weinig zullen veranderen. Mogelijkerwijs zal door het horizontaal ontspannen van de grond door het uitvoeren van het boorwerk ten behoeve van de palen de beddingsconstanten worden verlaagd. Bij de controleberekening van de buigende momenten en ankerkrachten dient volgens CUR 166 de beddingsconstanten 'laag' te worden gedeeld door een factor 1,3 ten behoeve van de rekenwaarde. In verband met de cement-bentoniet palen is derhalve een factor 1,5 (in plaats van 1,3) aangehouden in de berekening.

6.3.11. Effect oude bestaande damwand

De oude damwand langs de Hollandsche IJssel bevindt zich in de actieve zone van de nieuwe damwand (volgens de PLAXIS-resultaten van hoofdstuk 7) zodat de damwand geen ongunstig effect zal uitoefenen op het beperken van de gronddrukken en verplaatsingen van de nieuwe damwand. Er is geen rekening gehouden met de mogelijk gunstige werking van de oude damwand in de berekening.

6.3.12. Rekenfasen MSHEET-berekening

Ten einde rekening te houden met de door de opdrachtgever gewenste grondwaterstanden en bovenbelastingen (in verband met toekomstig beheer van het terrein) is een rekenfasering ten behoeve van het betrekken van deze gevallen opgesteld. Tevens komt de fasering enigszins overeen met de toestanden die achtereenvolgens in de praktijk voor zouden kunnen komen indien een bovenbelasting zou worden toegelaten. De aangehouden modelopbouw per rekenfase is in tabel 6.2 samengevat.

Tabel 6.2 - Waterstanden en bovenbelasting per rekenfase, MSHEET-damwandberekening

Rekenfase	M.v. ¹⁾	M.v. ²⁾	G.w.s. ³⁾		Boven- belasting ³⁾ kN/m ²
	links m tov NAP	rechts m tov NAP	links m tov NAP	rechts m tov NAP	
1	+4,0	waterbodem	-2,0	-1,0	0
2	+4,0	waterbodem	+1,0	-1,0	0
3	+4,0	waterbodem	+4,0	-1,0	0
4 ⁴⁾	+4,0	waterbodem	-2,0	-1,0	20
5	+4,0	waterbodem	+1,0	-1,0	20
6	+4,0	waterbodem	+4,0	-1,0	620

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HG</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.43 van 88

Figuur 6.3 - Samenvatting uitgangspunten damwandberekening

Samenvatting uitgangspunten sterkte-berekening damwandconstructie

Uitgangspunt	Para-graaf	Omschrijving
CUR-klasse	6.3.1	II of III, zie partiële factoren grondsterkte in tabel 6.1
Damwandeigenschappen	6.3.2	Doc.159 en figuur 6.1
Scheve buiging hoofddamwand	6.3.3	0,75 x traagheidsmoment, 0,85 x weerstandsmoment
Scheve buiging ankerscherm	6.3.3	geen
Grondparameters en beddingscontanten	6.3.4	Doc.160
Grondprofiel	6.3.5	Doc.160 en 161
Binnengrondwaterstanden	6.3.6	NAP - 2,0 m, NAP + 1,0 m en NAP + 4,0 m ('laag' tot 'hoog')
Buitenwaterstand	6.3.6	NAP - 1,0 m
Wateroverspanningen	6.3.7	geen of volledige wateroverspanning t.g.v. bovenbelasting
Bovenbelasting	6.3.8	0 en 20 kN/m ²
Wandwrijving	6.3.9	$\phi'/2$
Effect cement-bentonietpalen	6.3.10	in rekenwaarde van beddingsconstante laag: factor 1,5 i.p.v. 1,3
Effect oude damwand	6.3.11	Geen nadelig effect
Rekenfasen zonder bovenbelasting	6.3.12	1 ... 3 : g.w.s. 'laag' tot g.w.s. 'hoog'
Rekenfasen met bovenbelasting	6.3.12	4 ... 6 : g.w.s. 'laag' tot g.w.s. 'hoog' (20 kN/m ²)
Voorspanning ankers	6.3.13	geen
Gronddrukcoëfficiënten	6.3.14	ϕ' -c'- δ -methode
Rekenprogramma	6.3.15	MSHEET versie 4.0.2

- 1) nominale waarde van maaiveld, zie paragraaf 6.3.5
- 2) de waterbodem varieert afhankelijk van het geval, zie paragraaf 6.3.5
ter plaatse van boring 405 is grond aanwezig in plaats van een waterbodem
- 3) rekenwaarde van de grondwaterstand c.q. bovenbelasting
- 4) een 2-tal extra berekeningen is uitgevoerd (berekening 402c en 403a, tabel 6.4) waarbij een additionele opvolgende fase 4-x met een grondwaterstand van NAP - 2,0 m is toegevoegd ter illustratie van het verlagen van de grondwaterstand na het optreden van een hoge grondwaterstand, dit zonder bovenbelasting

De fasering weerspiegelt het volgende scenario met een doorlopende lage buitenwaterstand:

- i. de constructie is aangebracht met een lage grondwaterstand van NAP - 2,0 m,
- ii. de grondwaterstand loopt op tot NAP + 4,0 m,
- iii. door een bemaling wordt de grondwaterstand opnieuw verlaagd tot NAP - 2,0 m,
- iv. bij de grondwaterstand van NAP - 2,0 m, de ontwerpgrondwaterstand, wordt een bovenbelasting over het gehele terrein van 20 kN/m² aangebracht,
- v. de grondwaterstand loopt opnieuw (onverhoopt) omhoog tot NAP + 4,0 m.

Indien de rekenfasen in een andere volgorde zouden worden uitgevoerd zal er een ander resultaat kunnen worden berekend. Dat wil zeggen dat indien een bepaalde spanning in de constructie is opgebouwd er nauwelijks sprake zal zijn van een afname van de momenten en de krachten door ontlasting van de constructie. Het juist interpreteren van de historie van het terrein en het vertalen hiervan in een rekenfasering is essentieel voor de rekenresultaten.

6.3.13. Spanningen ankers

In de berekening is geen rekening gehouden met voorspanning van de ankers. Het is niet uitgesloten dat in de praktijk een zekere mate van voorspanning is aangebracht. Evenmin is rekening gehouden met door verticale grondverplaatsingen (zettingen) veroorzaakte buigspanningen in de ankerstangen. Geacht wordt dat deze buigspanningen vrij gering zijn.

6.3.14. Gronddrukcoëfficiënten



Voor de bepaling van de passieve en actieve coëfficiënten is gebruik gemaakt van de optie $c-\phi'-\delta$ -methode in programma MSHEET (zie volgende paragraaf) ter bepaling van λ -actief en λ -passief (deze optie werkt alleen met rechte glijvlakken), zie paragraaf 6.4.1.

6.3.15. Rekenprogramma

De berekeningen zijn uitgevoerd met computer-programma MSHEET versie 4.0.2., ontwikkeld door Grondmechanica Delft. Dit programma is een-dimensionaal eindig elementenprogramma voor de berekening van momenten, dwarskrachten en verplaatsingen van een verticale grondkerende wand, al dan niet verankerd. Hierbij wordt de druk van de grond op de constructie in de berekening afhankelijk gesteld van de horizontale verplaatsing van de wand. Per berekening kan het effect van opeenvolgende (bouw)stadia worden onderzocht, waarbij in iedere fase grondeigenschappen, belastingen en ankers of ondersteuning kunnen worden gespecificeerd.

6.3.16. Samenvatting

Een samenvatting van de uitgangspunten voor de damwandberekeningen is weergegeven in figuur 6.3.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.44 van 88

6.4. Uitgevoerde berekeningen met MSHEET

6.4.1. Oriënterend rekenonderzoek

In de beginfase van het rekenonderzoek zijn een aantal oriënterende berekeningen uitgevoerd, een en ander ter bepaling van de gevoeligheid van het maximale buigende moment afhankelijk van diverse aannamen voor de berekening en de rekenprocedures zoals die in MSHEET zijn verwerkt.

Het rekenwerk is uitgevoerd aan de hand van de schematisatie zoals die voor boring 402 is opgesteld waarbij is uitgegaan van een horizontaal maaiveld op een niveau van circa NAP + 4,0 m. De zogenaamde 5% sterkte-waarden zijn aangehouden.

Aan de hand van deze berekeningen is een zekere mate van inzicht verkregen in de volgende aspecten:

- a. de te hanteren methode voor de horizontale gronddrukken op de damwand,
- b. het effect op de berekeningsresultaten indien scheve buiging niet in rekening wordt gebracht,
- c. het effect op de berekeningsresultaten bij het gebruik van 'beddingsconstante hoog'.

ad. a.

In verband met niet-horizontale maaivelden en bodems is in het onderhavige onderzoek voorgenomen de zogenaamde phi'-c'-delta-methode met rechte glijvlakken te hanteren voor het rekenwerk met MSHEET. Traditioneel zijn de horizontale gronddrukken veelal berekend aan de hand van rechte glijvlakken (de zogenaamde lambda-methode van Coulomb) met horizontale maaivelden. In CUR-166 zijn berekeningen met zowel een gekromde als met rechte glijvlakken mogelijk waarbij hogere wandwrijvingshoeken bij het gebruik van gekromde glijvlakken zijn toegestaan.

In MSHEET kan een van de volgende opties worden gebruikt voor het berekenen van de maximale en minimale horizontale gronddrukken op de damwand:

1. de zogenaamde lambda-methode met rechte glijvlakken waarbij uitsluitend horizontale maaivelden of bodem niveaus zijn toegestaan,
2. idem 1. met gekromde glijvlakken,
3. de zogenaamde phi'-c'-delta'-methode met uitsluitend rechte glijvlakken met willekeurig verlopende maaivelden en bodem niveaus.

De resultaten van deze 3 gevallen is grafisch weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.165. Uit de resultaten blijkt dat er nagenoeg geen verschil tussen de drie methodes aanwezig is. Derhalve blijkt dat de aan te houden phi'-c'-delta-methode goed kan worden gebruikt voor de berekening.

ad. b.

In het verleden is geen rekening gehouden met het effect van scheve buiging. Indien er geen reductie op het traagheidsmoment en op het weerstandsmoment wordt verondersteld zal er een groter buigend moment kunnen worden opgenomen, zie het resultaat voor geval 4 in bijlage (12)10.692 Doc.165.

ad. c.

In stap 5 van het CUR-stappenplan dient naast het geval 'beddingsconstanten laag' ook een berekening te worden uitgevoerd met 'beddingsconstanten hoog' waarbij het maatgevende geval moet worden aangehouden voor de beoordeling.

Uit de resultaten van geval 5, weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.165, blijkt dat het geval 'beddingsconstante hoog' geringere buigspanningen zal opleveren. Diverse andere berekeningen ter plaatse van de andere boorlocaties geven eveneens een kleiner buigend moment in vergelijking met het geval 'beddingsconstante laag'. Het rekenwerk van het onderhavige onderzoek is daarom uitsluitend met

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.45 van 88

'beddingsconstante laag' uitgevoerd.

6.4.2. Berekningen

Tijdens het verloop van het onderzoek is in overleg met de opdrachtgever besloten een aantal rekenvarianten aan te houden.

a. Uit het triaxiaal-onderzoek volgen betrekkelijke hoge 5%-sterkte waarden voor de gronden van het holocene lagenpakken. Strikt genomen zouden deze waarden toegepast kunnen worden. Anderzijds, zijn deze waarden aanzienlijk hoger dan die welke in de gangbare geotechnische praktijk worden gehanteerd. De 2% sterkte-waarden sluiten beter aan bij de praktijk. In eerste instantie zijn berekeningen uitgevoerd met de 5% waarden. Na evaluatie van de berekeningsresultaten is besloten de nadruk te leggen op de 2% sterkte-waarden. Hierbij zal een zekere marge van veiligheid in de berekening aanwezig zijn daar bij doorgaande vervorming de potentiële sterkte van de grond zich verder kan ontwikkelen (bijvoorbeeld naar de 5% sterkte-waarden).

b. In verband met de beoordeling aangaande de klasse II of III waaraan de constructie zou kunnen voldoen zijn tevens een aantal berekeningen uitgevoerd uitgaande van de partiële factoren geldig voor deze klassen (zie tabel 6.1).

c. In CUR-166 zijn geen richtlijnen gegeven met betrekking tot de stijfheid van het anker. Uit de praktijk blijkt dat doorgaans een anker berekend wordt alsof er geen verplaatsing van het ankerschot plaatsvindt. In de werkelijkheid zal er enige verplaatsing van het ankerschot moeten optreden om de ankerkrachten te kunnen opbouwen. Een aantal oriënterende berekeningen gaven aan dat met een rekenwaarde van de ankerlengte van 30 m (in plaats van de werkelijke 20 m) voldoende rekening wordt gehouden met dit effect. In verband met het feit dat de wand in werkelijkheid naar voren is gekomen, is een geval aangehouden waarbij een *slappe veer* is ingevoerd om het effect hiervan op het buigende moment te beoordelen. Hiervoor is een rekenwaarde (fictieve lengte) van de ankerlengte van 150 m aangehouden.

Deze effectieve lengten (30 m en 150 m) zijn aangehouden ter plaatse van de boringen 401 ... 404. Ter plaatse van boring 405 zijn, in verband met de ankers van 12 m, effectieve lengten van 18 en 90 m aangehouden, zie tabel 6.3.



Ter indicatie van het verschil zijn de rekenresultaten met betrekking tot de ankerkracht (bij de werkelijke ankerlengte van 20 m in plaats van een effectieve ankerlengte van 30 m) weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.167 pg.2. Hieruit blijkt dat de ankerkracht marginaal toeneemt. Derhalve zijn de uitkomsten voor de effectieve lengte van 30 m (of 18 m) in plaats van de werkelijke lengten van 20 m (of 12 m) aangehouden bij de toetsing van de ankerstangen.

d. In eerste instantie is het grondprofiel ter plaatse van boring 402 beoordeeld als de maatgevende doorsnede. Hierdoor zijn diverse variaties uitgevoerd op het rekenprofiel van boring 402.

Aan de hand van het opvolgende rekenwerk (na de tussentijdse evaluatie met de opdrachtgever) is gebleken dat het grondprofiel ter plaatse van boring 403 maatgevend is geworden, zowel voor het buigend moment als het ankergedrag.

In eerste instantie, in verband met twijfels over de duurzaamheid van de onderwaterberm langs de Slikslootkant, zou geen rekening worden gehouden met het effect van de berm. Uit het opvolgende rekenwerk bleek de bodemopbouw bij boring 403 maatgevend te zijn. Ter beoordeling van het effect van een onderwatertalud is besloten deze situatie ook door te rekenen.

Een overzicht van de uitgevoerde berekeningen is weergegeven in tabel 6.4.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.46 van 88



6.4.3. Toetsingswaarden

Het CUR-166 handboek geeft toetsingswaarden voor de diverse constructie-onderdelen. Met betrekking tot de stalen damwanden kan getoetst worden op het vloeimoment van de damwandplank met in acht-neming van de staalsoort en de reductie van het weerstandsmoment. De ankers dienen te worden getoetst aan de vloeikracht gedeeld door 1,25. De gegevens met betrekking tot de damwanden zijn opgenomen in bijlage (12).692 Doc. 159. De toetsingswaarden zijn in tabel 6.3 weergegeven.

6.5. Rekenresultaten

De resultaten van de berekende gevallen (tabel 6.4) zijn weergegeven in de volgende tabellen 6.5 ... 6.26.

Tabel 6.3 - Toetsingswaarden



Constructie onderdeel	Toetsingswaarde moment/kracht	Vloeimoment/vloeikracht
Larssen 64/2500	564 kN.m/m ¹	663 kN.m/m ¹
Larssen 63	405 kN.m/m ¹	477 kN.m/m ¹
Ankerstang diameter 58 mm	305 kN/m ¹	381 kN/m ¹
Ankerstang diameter 52 mm	246 kN/m ¹	307 kN/m ¹
Ankerstang diameter 45 mm	184 kN/m ¹	230 kN/m ¹

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>df</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>df</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.47 van 88

Tabel 6.4 - Overzicht van de invoer van de uitgevoerde damwandberekeningen

Boor- en sondeerlocatie	Kodering berekening/tabel	Sterkte-waarden triaxiaalproef bij 2% of 5% vervorming	Klasse	Rekenwaarde van de ankerlengte m
401	401a/6.5	2	III	30
401	401b/6.6	2	III	150
402	402a/6.7	2	II	30
402	402b/6.8	2	II	150
402	402c/6.9	2	III	30
402	402d/6.10	2	III	150
402	402e/6.11	5	III	30
402	402f/6.12	5	III	150
403	403a/6.13	2	II	30
403	403b/6.14	2	II	150
403	403c/6.15	2	III	30
403	403d/6.16	2	III	150
403	403e/6.17	2	III	30 ¹⁾
403	403f/6.18	2	III	150 ²⁾
404	404a/6.19	2	III	30
404	404b/6.20	2	III	150
404	404c/6.21	5	III	30
404	404d/6.22	5	III	150
405	405a/6.23	2	III	18
405	405b/6.24	2	III	90
405	405c/6.25	5	III	18
405	405d/6.26	5	III	90

- 1) met een onderwaterberm langs de damwand: verlopend van NAP - 1,5 m ter plaatse van damwand tot NAP - 4,1 m op 6 m vanaf damwand, elastisch gedrag anker verondersteld
- 2) met onderwaterberm langs de damwand

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.48 van 88

Tabel 6.5 - Resultaten berekening 401a, 2% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 30 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-63	272	139	53	18
2	-97	377	177	72	23
3	-183	554	271	109	35
4	-188	562	291	115	38
5	-216	594	298	123	39
6	-331	790	381	170	53
Toetsingwaarde	-564	564	305		

Tabel 6.6 - Resultaten berekening 401b, 2% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 150 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-113	228	125	87	81
2	-166	335	159	116	103
3	-294	504	255	184	166
4	-283	508	260	189	169
5	-313	543	263	197	171
6	-472	744	350	270	228
Toetsingwaarde	-564	564	305		

Tabel 6.7 - Resultaten berekening 402a, 2% sterkte-waarden, klasse II, effectieve ankerlengte = 30 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-195	319	158	94	21
2	-214	442	197	117	26
3	-292	669	299	175	39
4	-347	669	320	188	42
5	-416	759	351	218	46
6	-1190	907	381	1141	1106
Toetsingwaarde	-564	564	305		

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.49 van 88



Tabel 6.8 - Resultaten berekening 402b, 2% sterkte-waarden, klasse II, effectieve ankerlengte = 150 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-191	285	132	119	86
2	-217	414	169	156	110
3	-340	642	277	252	181
4	-399	637	283	263	184
5	-494	756	299	303	195
6	-1186	909	381	1133	1099
Toetsingwaarde	-564	564	305		

Tabel 6.9 - Resultaten berekening 402c, 2% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 30 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-203	356	170	102	22
2	-242	504	217	135	28
3	-391	772	326	214	42
4-x ¹⁾	-368	729	311	204	41
4	-454	769	348	229	45
5	-554	891	381	272	52
6	-2010	887	381	2788	2581
Toetsingwaarde	-564	564	305		

1) fase 4-x: grondwaterstand NAP - 2,0 m binnen damwand, zonder bovenbelasting

Tabel 6.10 - Resultaten berekening 402d, 2% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 150 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-202	327	145	133	94
2	-267	490	189	186	123
3	-465	749	302	298	197
4	-528	742	308	311	200
5	-650	891	329	365	214
6	-2007	888	381	2779	257
Toetsingwaarde	-564	564	305		

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>96</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HA</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.50 van 88

Tabel 6.11 - Resultaten berekening 402e, 5% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 30 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-157	328	160	88	21
2	-176	446	199	110	26
3	-211	625	287	148	37
4	-243	637	309	157	40
5	-260	675	320	168	42
6	-338	885	381	251	111
Toetsingwaarde	-564	564	305		

Tabel 6.12 - Resultaten berekening 402f, 5% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 150 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-152	291	137	116	89
2	-172	404	171	147	111
3	-266	566	264	214	172
4	-260	575	270	222	176
5	-277	623	275	235	179
6	-416	845	372	322	242
Toetsingwaarde	-564	564	305		

Tabel 6.13 - Resultaten berekening 403a, 2% sterkte-waarden, klasse II, effectieve ankerlengte = 30 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-135	328	156	92	25
2	-196	515	216	135	35
3	-552	725	307	426	401
4-x ¹⁾	-538	684	299	420	400
4	-540	693	307	428	404
5	-571	719	307	439	405
6	-2760	569	307	5450	4915
Toetsingwaarde	-564	564	246		

1) fase 4-x: grondwaterstand NAP - 2,0 m binnen damwand, zonder bovenbelasting

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>9/6</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>[Handwritten Signature]</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.51 van 88

Tabel 6.14 - Resultaten berekening 403b, 2% sterkte-waarden, klasse II, effectieve ankerlengte = 150 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-146	286	138	131	112
2	-255	485	194	200	157
3	-552	726	307	426	400
4	-539	694	307	427	403
5	-570	720	307	439	404
6	-2759	569	307	5451	4912
Toetsingwaarde	-564	564	246		

Tabel 6.15 - Resultaten berekening 403c, 2% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 30 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-148	370	170	103	27
2	-250	590	240	161	39
3	-1061	717	307	1254	1181
4	-1045	679	307	1258	1183
5	-1101	742	307	1253	1190
6	instabiel	instabiel	instabiel	instabiel	instabiel
Toetsingwaarde	-564	564	246		

Tabel 6.16 - Resultaten berekening 403d, 2% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 150 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-179	337	153	151	124
2	-328	567	215	234	174
3	-1061	717	307	1253	1179
4	-1044	680	307	1257	1182
5	-1100	743	307	1257	1189
6	instabiel	instabiel	instabiel	instabiel	instabiel
Toetsingwaarde	-564	564	246		

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>016</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>[Handwritten Signature]</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.52 van 88

Tabel 6.17 - Resultaten berek.403e, 2% sterkte-waarden, kl.III, eff.ankerlengte = 30 m, met berm + 10% extra vloeikracht

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-120	234	132	75	21
2	-179	414	195	121	32
3	-339	700	314	205	51
4	-340	673	327	211	53
5	-381	701	331	229	54
6	-2036	686	338	3438	3141
Toetsingwaarde	-564	564	246		

Tabel 6.18 Resultaten berek.403f, 2% sterkte-waarden, kl.III, eff.ankerlengte = 150 m, met berm + 10% extra vloeikracht

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-122	203	119	109	97
2	-237	396	176	180	142
3	-455	668	296	310	239
4	-450	635	299	313	242
5	-494	668	301	332	244
6	-2033	687	338	5103	3134
Toetsingwaarde	-564	564	246		

Tabel 6.19 - Resultaten berekening 404a, 2% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 30 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-104	227	123	48	20
2	-186	392	178	83	29
3	-337	638	288	141	47
4	-356	631	304	144	49
5	-361	641	306	147	50
6	-1409	554	307	1713	1547
Toetsingwaarde	-564	564	246		

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.53 van 88



Tabel 6.20 - Resultaten berekening 404b, 2% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 150 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-131	192	113	93	92
2	-252	356	162	142	131
3	-467	585	271	243	219
4	-483	575	275	246	223
5	-485	583	276	248	223
6	-1408	554	307	1711	1545
Toetsingwaarde	-564	564	246		

Tabel 6.21 - Resultaten berekening 404c, 5% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 30 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-68	158	104	33	17
2	-103	278	146	54	24
3	-184	474	245	94	40
4	-195	463	261	96	42
5	-204	475	263	99	43
6	-331	554	307	188	160
Toetsingwaarde	-564	564	246		

Tabel 6.22 - Resultaten berekening 404d, 5% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 150 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-90	116	91	78	74
2	-127	233	130	105	105
3	-262	409	228	186	184
4	-170	395	232	189	188
5	-279	405	233	190	188
6	-383	524	299	247	242
Toetsingwaarde	-564	564	246		

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>4/6</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>4/6</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.54 van 88

Tabel 6.23 - Resultaten berekening 405a, 2% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 18 m



Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-88	99	6	32	1
2	-95	109	6	38	1
3	-106	98	51	46	7
4	-126	121	67	53	9
5	-138	130	68	59	9
6	-149	136	115	70	15
Toetsingwaarde	-405	405	184		

Tabel 6.24 - Resultaten berekening 405b, 2% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 90 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-88	99	1	32	1
2	-95	109	1	38	1
3	-104	87	42	47	27
4	-124	112	46	53	30
5	-136	121	46	59	30
6	-146	96	91	74	59
Toetsingwaarde	-405	405	184		

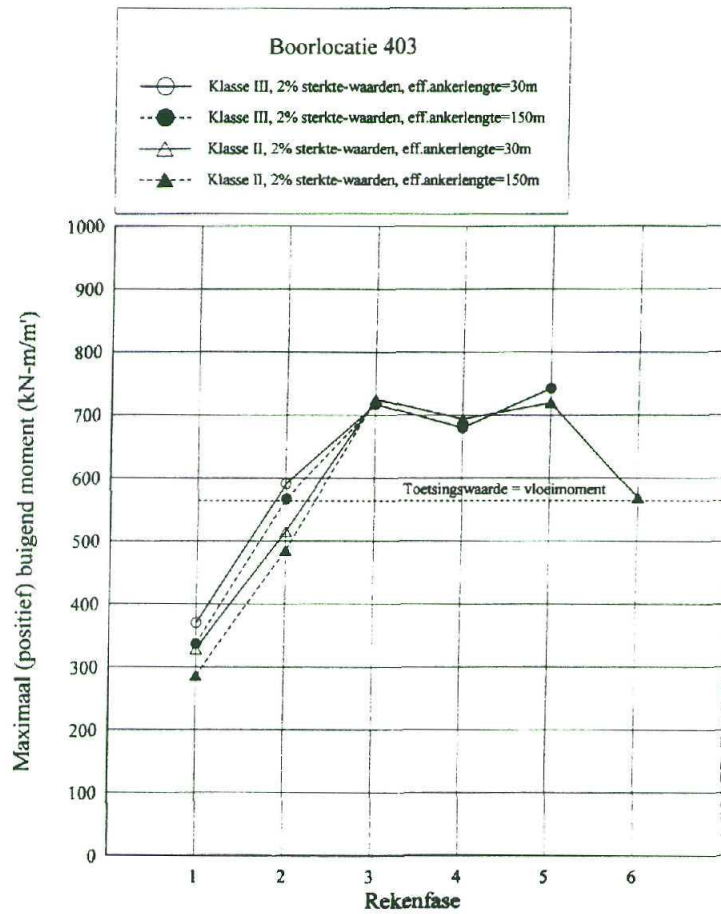
Tabel 6.25 - Resultaten berekening 405c, 5% sterkte-waarden, klasse III, effectieve ankerlengte = 18 m

Fase	Maximaal negatief moment kN.m/m ¹	Maximaal positief moment kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximale horizontale verplaatsing mm	Horizontale verplaatsing op NAP + 2,0 m mm
1	-81	92	7	30	1
2	-92	104	6	37	1
3	-104	102	53	47	7
4	-121	113	69	50	9
5	-134	125	70	57	9
6	-146	134	111	68	14
Toetsingwaarde	-405	405	184		

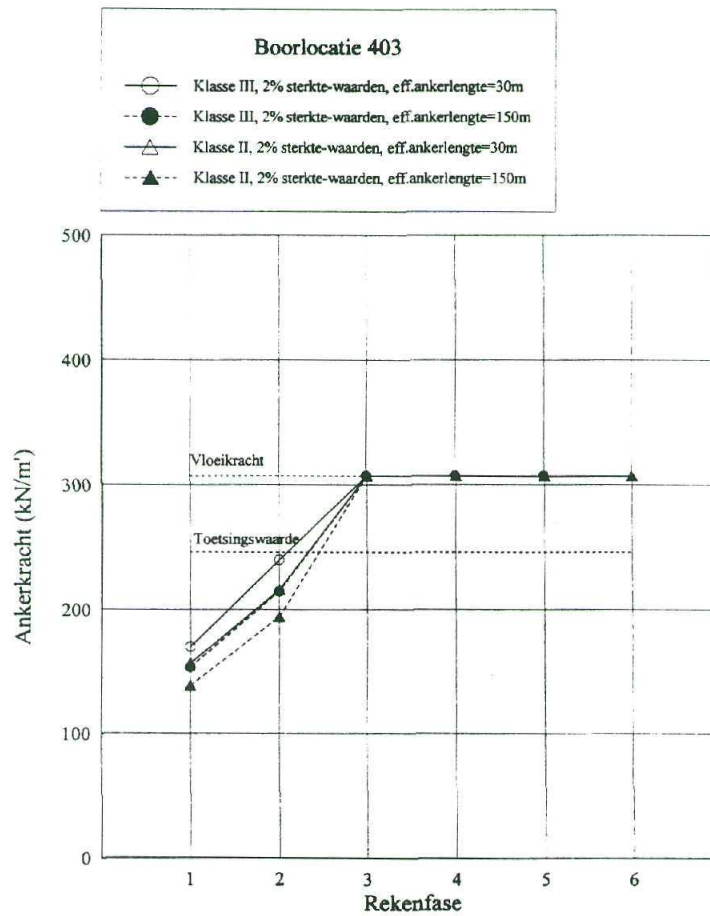
1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein		
Controle HG/ 	Rapport		(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek		Doc.1 Pg.55 van 88

Figuur 6.4 - Resultaten damwandberekening boorlocatie 403

Figuur a.
Momenten



Figuur b.
Ankerkrachten





2. Bij een afname van de grondwaterstand en het aanbrengen van een bovenbelasting (fase 3 → 4) blijkt geen afname van de buigspanningen en de ankerkrachten. Dit wijst erop dat de bestaande spanningen in de damwandconstructie weinig zijn afgenomen bij een verlaging van de grondwaterstand. In de gevallen 402c en 403a (de tabellen 6.9 en 6.13) is een extra fase 4-x toegevoegd ter illustratie van dit effect. De resultaten bevestigen de verwachting dat de momenten en krachten weinig zijn afgenomen bij een grondwaterstandsverlaging tot NAP - 2,0 m zonder bovenbelasting.

3. Boorlocatie 403 geeft het maatgevende resultaat zowel uit oogpunt van het maximale veldmoment als uit oogpunt van het maatgevende ankergedrag, zie bijlage (12)10.692 Doc.168 alsmede figuur 6.4. Het anker voldoet reeds in fase 3 (grondwaterstand NAP + 4,0 m zonder bovenbelasting) niet meer aan de gestelde veiligheidseisen. Indien dezelfde ankerdiameter zou zijn toegepast ter plaatse van boorlocatie 403 als ter plaatse van 402 zou het anker wel hebben voldaan aan de gestelde veiligheidseisen (in fase 3).
 Het toetsingsmoment wordt bereikt bij een waterstand van circa NAP + 1,0 m (uitgaande van een klasse III-veiligheid) en bij circa NAP + 1,5 m à NAP + 2,0 m (uitgaande van klasse II), indien geïnterpoleerd wordt tussen de resultaten.
 Noot: Het afnemen van het moment in fase 6 houdt verband met een herverdeling van de momenten, dat wil zeggen een herverdeling tussen het inklemmingsmoment en het veldmoment, een en ander als gevolg van het vloeien van het anker.
 Toevalligerwijs gelden bij deze klassen ongeveer dezelfde niveau's voor de toegestane ankerkrachten als voor de toegestane momenten. Indien rekening zou worden gehouden met de bestaande onderwaterberm, zie de tabellen 6.16 en 6.17, dan zullen de toegestane grondwaterstanden voor beide klassen met ongeveer 0,5 m toenemen. Voor deze extra berekeningen, 403e en 403f, is de ankerkracht in de buurt van de vloeikracht bij het bereiken van fase 3 en is ter illustratie 10% extra vloeikracht toegekend voor de berekening (de vloeikracht van de ankers van 307 kN/m¹ is verhoogd naar 334 kN/m¹, daar 307 kN/m¹ als de minimaal gegarandeerde vloeikracht wordt beschouwd waarbij een zekere mate van reserve in de vloeikracht aanwezig zal zijn).

4. Boorlocatie 402, zie bijlage (12)10.692 Doc.167, geeft de indicatie dat, indien de 5% sterkte-waarden zou zijn toegepast, bij fase 3 minimaal 15% kleinere momenten en ankerkrachten zouden optreden ten opzichte van de berekeningen met de 2% sterkte-waarden. Deze orde van grootte van reductie van momenten en ankerkrachten kan bij het gebruik van de 5% sterkte-waarden ook voor de overige locaties worden aangehouden. Indicatief kan aangegeven worden dat in dit geval ook de toegestane grondwaterstanden iets zullen toenemen (circa 0,5 m à 1,0 m).

5. Het aanbrengen van een bovenbelasting van 20 kN/m² zal in het algemeen langs de waterkanten een aanzienlijk overschrijding van de toetsingswaarden teweeg brengen vooral bij een waterstand van NAP + 4,0 m.

6. Voor het damwandtraject te land, op basis van het grondprofiel ter plaatse van boring 405, zijn de berekende momenten en krachten ver onder de toetsingswaarden, voor alle fasen, zelfs met een bovenbelasting van 20 kN/m².

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HA</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.57 van 88

6.6. Inklemmingsmomenten

Uit de resultaten van de berekeningen uitgevoerd in de voorgaande paragraaf 6.5 blijkt uit de tabellen dat in de fasen 1 ... 3 geen overschrijding van het toetsingsmoment van met name het inklemmingsmoment (het negatieve moment) optreedt.

Een globale indicatie van het inklemmingsmoment als functie van de verplaatsing van de bovenkant van de damwand kan worden ontleend aan enkele aanvullende berekeningen uitgaande van de maatgevende boorlocaties 402 en 403.

Er is uitgegaan van beddingsconstante 'laag', de 2% sterkte-waarden, klasse III partiële factoren en de grondwaterstand zoals in fase 3 eerder is omschreven. De effectieve ankerlengte is gevarieerd om zodoende de verplaatsing van de bovenkant van de damwand te regelen c.q. te variëren.

Bij het hanteren van de rekenresultaten ter beoordeling van de feitelijke (huidige) inklemmingsmomenten van de damwand aan de hand van de gemeten horizontale verplaatsingen moet de nadruk worden gelegd op het feit dat het resultaat met rekenwaarden is vastgesteld. Dat wil zeggen dat indien de berekening met hogere sterkte-parameters en/of beddingsconstante 'hoog' zou worden uitgevoerd, het niet is uitgesloten dat er een hogere inklemmingsmoment zou kunnen worden berekend.

De resultaten zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.196. Hieruit blijkt dat bij een verplaatsing van de bovenkant van de damwand van ongeveer 0,35 m het toetsingsmoment wordt bereikt.

(Het geval voor boorlocatie 402 is ter controle eveneens met beddingsconstante 'hoog' berekend; bij verplaatsingen kleiner dan circa 0,35 m zijn de berekende inklemmingsmomenten niet maatgevend, dat wil zeggen de momenten zijn lager dan met beddingsconstante 'laag'.)

De gemeten maximale verplaatsingen bedragen in de orde van 0,2 m. In het licht van de berekening en aan de hand van deze orde van grootte van de verplaatsing van de bovenkant van de damwand wordt ingeschat dat het inklemmingsmoment in de praktijk tot op heden nog niet het vloeimoment heeft bereikt. Op basis van de systeemberekeningen met behulp van PLAXIS (hoofdstuk 7) kan dezelfde conclusie worden getrokken voor het veldmoment, zie paragraaf 7.7.

6.7. Ankerscherm

6.7.1. Buigende momenten

De maximale momenten zijn berekend voor de boorlocaties 401 ... 405.

De aangehouden maaiveldniveaus voor de berekeningen bedragen NAP + 4,5 m voor de boorlocaties 401 ... 404 en NAP + 4,3 m voor boorlocatie 405. Hetzelfde grondprofiel is aangehouden als voor de berekening van de hoofddamwand alsmede dezelfde partiële factoren voor klasse 3 en een 'beddingsconstante laag' gedeeld door 1,3. Ten behoeve van de berekening wordt een extra laag direct boven de bovenkant van de damwand ingevoerd met de benodigde grondparameters behalve die van de beddingsconstante, deze wordt op nagenoeg nul gesteld. Hierdoor wordt een geval gesimuleerd waarbij geen spanningen optreden in het deel van de rekendamwand boven de bovenkant van de eigenlijke damwand.

Volgens het CUR-166 handboek dient de rekenkracht op het scherm gelijk te zijn met de ankerkracht vermenigvuldigd met een factor 1,1.

De aangehouden rekenkracht is gelijk gesteld aan de vloeikracht x 1,1 als de maximaal mogelijke kracht op het ankerscherm. In bijlage (12)10.692 Doc.172 is het momentenverloop weergegeven in de ankerscherm ter plaatse van boorlocatie 402. Ter plaatse van de andere locaties zal een soortgelijke verloop worden berekend. De berekende momenten zijn weergegeven in tabel 6.27.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>7/6</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.58 van 88

Het maximale moment kan getoetst worden aan een vloeimoment van 142 kN.m/m^1 geldig voor een damwandprofiel Larssen 20, zonder reductie in weerstandsmoment.

Alleen boorlocatie 401 geeft een overschrijding van het vloeimoment. Echter, in het algemeen zal het buigende moment niet worden overschreden, daar boorlocatie 401 een lagere ankerkracht oplevert (zonder bovenbelasting) dan de vloeikracht.

6.7.2. Uittrekkkrachten

De maximale uittrekkkracht is berekend eveneens met het programma MSHEET. De berekende waarden gaan uit van een grondwaterstand van NAP + 4,0 m, representatieve grondparameters en een passieve en actieve wig die tot maaiveld reikt. Volgens het CUR-166 handboek is deze laatste aanname aanvaardbaar indien de diepte tot de onderkant van het damwandscherm gedeeld door de scherm lengte kleiner of gelijk is aan 1,5. Deze verhouding bedraagt 1,8 voor de boorlocaties 401 ... 404 en is vooralsnog aanvaardbaar beoordeeld. De verhouding bedraagt 2,2 voor locatie 405, echter de ankerkrachten zijn ter plaatse ver onder de toetsingswaarden gebleven zodat deze verhouding hier niet problematisch uitwerkt.

De resultaten van de berekening zijn in de volgende tabel 6.27 samengevat.

Tabel 6.27 - Berekening ankerscherm, momenten en uittrekkkrachten

Boorlocatie	Momenten ankerscherm		Uittrekkkracht bij grondwaterstand = NAP + 4,0 m	
	Rekenkracht ankerstang ¹⁾ kN/m ¹	Maximaal moment ankerscherm kN.m/m ¹	Maximale uittrekkkracht ²⁾ ankerscherm kN/m ¹	Toelaatbare trekkkracht ankerscherm ³⁾ kN/m ¹
401	419	151	435	363
402	419	136	452	377
403	338	117	434	362
404	338	101	446	372
405	253	63	261	218

1) $1,1 \times$ vloeikracht van ankerstang (maximaal mogelijk trekkkracht)

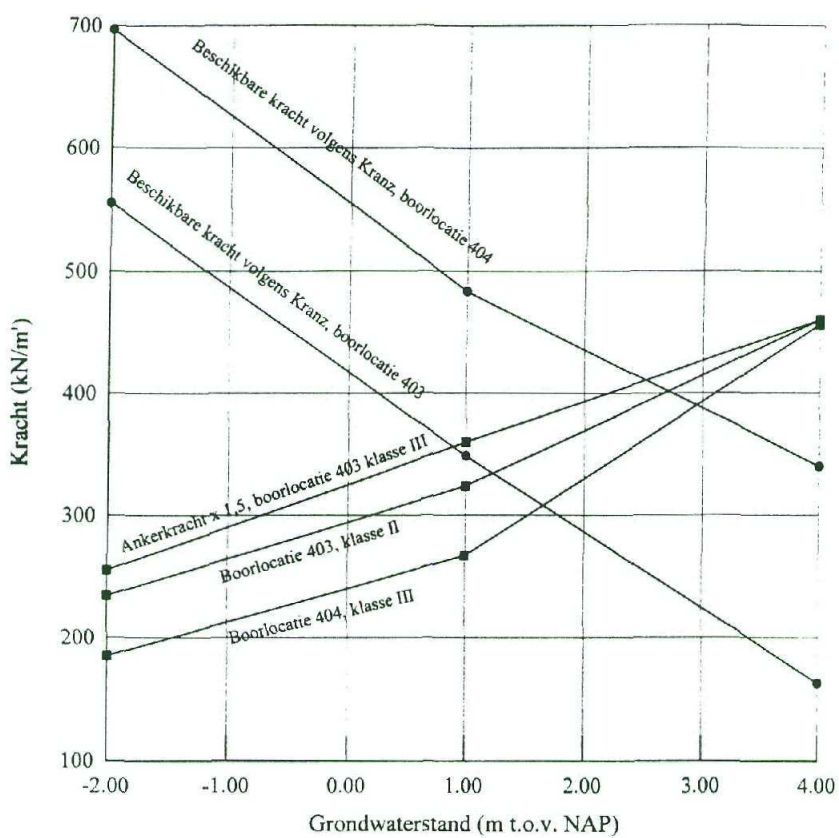
2) op basis van representatieve sterkte-parameters en een grondwaterstand van NAP + 4,0 m

3) benadering van de toelaatbare trekkkrachten = max. uittrekkkracht/1,2

De berekening van de maximale uittrekkkrachten is uitgevoerd op basis van representatieve sterkte-parameters. De toelaatbare trekkkracht voor klasse III dient met een partiële factor van 1,2 en 1,1 voor respectievelijk de wrijvingshoek en de cohesie te worden berekend. Derhalve dienen in principe de uittrekkkrachten nog met een factor van ongeveer 1,2 te worden gedeeld om de toegestane waarden te bepalen. In het laatste kolom van de tabel zijn de maximale uittrekkkrachten gedeeld door 1,2 om bij wijze van benadering de toelaatbare (opleverbare) trekkkracht van het ankerscherm te bepalen. De toetsingswaarde van de momenten en ankerkrachten van de hoofddamwand zullen bereikt worden bij een lagere waterstand dan NAP + 4,0 m. Aangezien de toegestane uittrekkkrachten aanzienlijk hoger zijn bij een lagere grondwaterstand zal dit mechanisme voor de uittrekkkrachten niet maatgevend zijn. De toegestane uittrekkkrachten zijn minimaal, en derhalve maatgevend, bij een hoge grondwaterstand.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HHT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.59 van 88

Figuur 6.5 - Resultaten Kranz-berekening boorlocaties 403 en 404



6.8. Kranz-berekeningen

Deze berekeningen dienen een controle te zijn van de afstand tussen ankerscherm en damwand.

Bij een te kleine afstand zal er een glijvlak kunnen ontstaan dat loopt van het dwarskrachtennulpunt van de damwand naar de onderkant van het ankerschot. In het geval van in een vaste bodemlaag ingeklemde damwand (zoals in het onderhavige geval) dient het diepst gelegen dwarskrachten-nulpunt te worden genomen. De berekende maatgevende ankerkracht, vermenigvuldigd met een factor 1,5, dient gelijk of groter te zijn dan de grondweerstand langs de glijvlak tussen damwand en onderkant ankerscherm waarbij de grondweerstand is berekend met representatieve waarden van de sterkte. De maatgevende ankerkracht is die welke is berekend bij een effectieve ankerlengte van 30 m, zie paragraaf 6.5.

Met behulp van MSHEET versie 4.0.2 kunnen Kranz-berekeningen worden uitgevoerd [5].

Er zijn berekeningen uitgevoerd voor de maatgevende boorlocatie 403 voor de Sliksloot en 404 voor de Hollandsche IJssel, voor de fasen I ... 3, dat wil zeggen, zonder bovenbelasting en met grondwaterstanden van NAP - 2,0 m, NAP + 1,0 m en NAP + 4,0 m. Er is uitgegaan van 2% sterkte-waarden.

Een voorbeeld van een Kranz-berekening voor boorlocatie 403 met een grondwaterstand van NAP + 1,0 m is weergegeven in bijlagen (12)10.692 Doc.173. De rekenresultaten zijn grafisch weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.174 alsmede in figuur 6.5. Uitgaande van klasse III bedragen de maatgevende grondwaterstanden ter plaatse van de boorlocaties 403 en 404 respectievelijk circa NAP + 0,9 m en NAP + 3,0 m. Uitgaande van klasse II voor boorlocatie 403 is een maatgevende grondwaterstand van circa NAP + 1,2 m bepaald.

Deze resultaten gaan uit van een geval zonder onderwaterberm.

6.9. Bishop-berekeningen

Het zogenaamde voetglijvlak kan met de methode Bishop worden gecontroleerd. Bij deze berekening wordt een glijvlak die onder de onderkant van de damwand doorloopt in beschouwing genomen waarbij met een zoekprocedure het glijvlak met de minimale stabiliteitsfactor wordt opgespoord. De met lamellen werkende methode veronderstelt cilindervormige glijvlakken en geeft de verhouding weer van het weerstandsmoment en het draaiende moment van het beschouwde grondmoot ten opzichte van een draaipunt. De berekeningen zijn uitgevoerd met programma BISHOP! versie 2.1 van OMEGAM.

Er dient met rekenwaarden van de grondsterkte te worden gerekend waarbij de partiële factoren voor de desbetreffende veiligheidsklasse zijn aangehouden. Er is uitgegaan van veiligheidsklasse III en voor deze klasse dient te worden getoetst aan een stabiliteitsfactor van 1,1.

De resultaten zijn grafisch weergegeven in de bijlagen (12)10.692 Doc.175 en 176 respectievelijk voor de Sliksloot (boorlocatie 402) en de Hollandsche IJssel (boorlocatie 404). De aangehouden grondwaterstand is per laag in het grafiek weergegeven.

Beide gevallen geven een stabiliteitsfactor van circa 2,2. Deze factor is ruim voldoende.

6.10. Conclusies damwandconstructie op basis van MSHEET- en BISHOP!-berekeningen

Aan de hand van de met MSHEET uitgevoerde berekeningen kunnen de volgende conclusies worden getrokken. De berekeningen zijn uitgevoerd uitgaande van een maatgevende (oppervlakte) waterstand van NAP - 1,0 m met lage (NAP - 2,0 m) tot zeer hoge grondwaterstanden (NAP + 4,0 m), zowel zonder als met een bovenbelasting (20 kN/m²).

1. De damwandconstructie aan de landzijde van het terrein voldoet aan alle toetsingen onder alle omstandigheden.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HA</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.60 van 88



2. Het maatgevende gebied ligt in de omgeving van de boorlocaties 402 en 403 langs de Sliksloot en in mindere mate in de omgeving van boorlocatie 404 langs de Hollandse IJssel.
In het gebied langs de Sliksloot blijkt dat bij het verhogen van de grondwaterstand van NAP + 1,0 m naar NAP + 4,0 m (en zonder bovenbelasting) de constructie niet meer aan een 3-tal sterkte-toetsingen zal voldoen, te weten, toetsingen met betrekking tot:
 - a. het veldmoment in de hoofdamwand,
 - b. de kracht in de ankerstangen,
 - c. de stabiliteitscontrole volgens Kranz.
3. Het toelaten van een bovenbelasting (van 20 kN/m²) in het maatgevende gebied langs de waterkant ter plaatse van de Sliksloot en de Hollandse IJssel is niet verantwoord, dit in verband met een overschrijding van de buigende momenten in de hoofdamwand, een overschrijding van de ankerkrachten, en onvoldoende stabiliteit volgens Kranz.
4. Het ankerscherm is voldoende sterk.
5. Aan de hand van de gemeten horizontale verplaatsingen van circa 0,2 m wordt beoordeeld dat het inklemmingsmoment van de damwand zich, in de diepe zandlaag tot op heden toe, nog onder het vloeimoment bevindt.
6. De 'over all' stabiliteit volgens de stabiliteitsbenadering van Bishop uitgaande van een voetglijvlak mechanisme is voor alle locaties ruim voldoende.

7. PLAXIS-SYSTEEMBEREKENINGEN DAMWANDCONSTRUCTIE

7.1. Algemeen

De specificatie-notitie van BMC-Bodemconsult stelt het volgende:

Op de maatgevende locatie, zowel ter plaatse van de Hollandse IJssel als de Sliksloot, dient de damwandconstructie tevens te worden gecontroleerd aan de hand van te verwachten vervormingsgedrag (elasto-plastische berekening) rekening houdend met vervorming/verplaatsing ankerwand, trekstang en damwand.

Op basis van de berekeningsresultaten moet daarbij worden aangegeven in hoeverre de hoge grondwaterstand van 3,8+NAP, die in het verleden achter de damwand aan de Slikslootzijde is opgetreden, van invloed is op de huidige stabiliteit van de (in horizontale richting maximaal circa 220 mm verplaatste bovenzijde van de) damwand. Hierbij moet rekening worden gehouden met het feit dat voor het inbrengen ter plaatse van de heislotten cement-bentonietpalen zijn aangebracht.

Tussentijds zijn de verplaatsingen van de damwanden opnieuw gemeten. Verwacht wordt dat de meting van 220 mm een overschatting van de daadwerkelijk opgetreden verplaatsingen is. De laatste metingen geven een maximale verplaatsing aan van circa 180 mm aan de Slikslootzijde en circa 90 mm aan de zijde van de Hollandse IJssel.

Het eindige elementen-programma PLAXIS is voor bovengenoemd doel ingezet en kan het (gefaseerde) grondmechanische gedrag van geotechnische constructies simuleren. PLAXIS is ontwikkeld door de Technische Universiteit Delft in samenwerking met Rijkswaterstaat en wordt momenteel in brede civiel-technische kring binnen Nederland ingezet.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.61 van 88

De methode, welke ten grondslag ligt aan het programma PLAXIS, berekent de spanningen in de zogenaamde integratie-punten van het opgegeven grondprofiel. Daarnaast wordt rekening gehouden met de maximale schuifspanning die in elk punt kan optreden, dit aan de hand van de sterkte-eigenschappen, alsmede de grond- en waterspanningen. In het geval dat elk punt in een bepaalde zone de maximale schuifspanning bereikt, zal die zone bezwijken c.q. zich plastisch gedragen.

De berekeningen zijn uitgevoerd met PLAXIS versie 6.3.

Ten einde een onderscheid aan te brengen tussen de berekeningen met MSHEET alwaar de term 'fase' voor de opvolgende rekentoestanden is gebruikt, is voor de fasering in de PLAXIS-berekeningen de term 'stadium' aangehouden.

7.2. Kanttekeningen met betrekking tot het grondgedrag en de modellering

Een aantal punten dienen te worden genoemd zodat bij de beoordeling van de invoerparameters alsmede bij de beoordeling van de rekenresultaten deze in het juiste perspectief kunnen worden gezien.

De volgende punten geven de mate van complexiteit van het grondgedrag en de modellering weer:

- In het onderhavige geval zijn de horizontale eigenschappen van de grond in belangrijke mate bepalend voor het resultaat van de analyse. Echter het overgrote deel van laboratorium-sterkte- en vervormingsproeven (in het algemeen) worden uitgevoerd en bepaald in verticale richting. Veelal wordt aangenomen dat de grond zich homogeen gedraagt. Echter door een gelaagdheid op microniveau kan de grond zich sterk anisotroop gedragen.
- Ontlastingsproeven in verticale zin worden steeds vaker uitgevoerd. De interpretatie van de proeven kan echter, vanwege het niet-lineaire karakter van de resultaten problematisch zijn. Bij ontlasting van de grond in verticale zin zal de grond zich in het algemeen stijver gedragen dan in het maagdelijk belastingstraject. In het onderhavige geval treedt een zekere mate van ontlasting op met name in horizontale zin achter de damwand aan de actieve zijde hiervan. De inschatting van deze effecten op de vervormingsparameters is geen eenvoudige zaak. (Het elastisch-plastisch grondmodel dat bij de analyse is gebruikt, kent geen onderscheid in vervorming bij belasting of ontlasting.)
- Een deel van de systeemanalyse vindt plaats in gedraineerde toestand, een deel in ongedraineerde toestand en een deel tijdens de consolidatiefase. Het model vraagt één glijdingsmodulus en één dwarscontractie-coëfficiënt per laag die voor alle toestanden dienen te gelden. In de werkelijkheid zal er een variatie in deze parameters optreden afhankelijk van de vervorming.
- De sterkte-parameters (ϕ' en c') zijn eveneens sterk afhankelijk van de vervorming van de bodem.
- Er zijn geen nauwkeurige gegevens beschikbaar van de bodem zowel ter plaatse van de Hollandsche IJssel als ter plaatse van de Sliksloot. De belastingsgeschiedenis van de bodem ter plaatse is niet bekend, dat wil zeggen de mate van voorbelasting van de bodem is niet bekend. Er wordt verwacht dat de bodem voorbelast is geweest zodat in de onderhavige beschouwing impliciet is aangenomen dat de waterbodems in de huidige toestand een zekere mate van voorbelasting hebben gehad. In het algemeen zijn horizontaal verlopende lagen aangehouden waarbij geen onderscheid is gemaakt in sterkte- en vervormingseigenschappen van de desbetreffende laag te land of te water.

7.3. Rekenfasering

Er is een rekenfasering opgesteld die een schematische afspiegeling is van de achtereenvolgende toestanden van het terrein in de werkelijkheid. De volgende rekenfasering is aangehouden:

- a. Het opbouwen van de bodem voordat de damwandconstructie is aangebracht.



1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HEMT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.62 van 88

- Hierbij is een (gemiddelde) grondwaterstand van NAP + 0,5 m ingevoerd.
- b. Het aanbrengen van de damwandconstructie waarbij de grond zich volledig gedraineerd gedraagt.
 - c. Het aanbrengen van de ophoging achter de damwand; de grond gedraagt zich ongedraineerd.
 - d. Het consolideren van de bodem uitgaande van de grondwaterstand van punt a. Een tijdsduur van 1000 dagen is aangehouden (circa 3 jaar met een grondwaterstand van NAP + 0,5 m).
 - e. Het in zeer korte tijd verhogen van de grondwaterstand tot NAP + 4,0 m (of NAP + 2,25 m, zie hieronder) binnen de damwanden en NAP - 1,0 m buiten de damwanden. De samendrukbare lagen gedragen zich ongedraineerd.
 - f. Het consolideren van de grond waarbij zowel de hoge grondwaterstand binnen de damwanden als de lage waterstand buiten de damwanden constant worden geacht. Dit stadium is aangehouden ter illustratie van het tijdsafhankelijke effect bij aanhoudend hoge grondwaterstand. Hierbij is een consolidatie-periode van ongeveer een jaar à 500 dagen toegepast. In deze fase neemt de waterdruk op de damwand toe zodat de korrelspanningen afnemen (in feite een zwelproces).
 - g. In een 2-tal gevallen is het effect van het aanbrengen van een bovenbelasting van 20 kN/m² geïllustreerd na de consolidatie periode van stadium f. De berekening is ongedraineerd uitgevoerd.
- In de werkelijkheid is het niet uitgesloten dat de stadia c, d en e in meer of mindere mate gelijktijdig zijn opgetreden. Rekenstadium f veronderstelt een constante lage buitenwaterstand terwijl in feite door de werking van de getijden de buitenwaterstand aan een cyclische variatie onderhevig zal zijn. Desalniettemin zullen de rekenresultaten inzicht geven in het verplaatsings- en bezwijkmechanisme van de damwandconstructie.

7.4. Uitgangspunten en berekende gevallen

Een 4-tal gevallen is berekend, te weten drie langs de Sliksloot en één aan de zijde van de Hollandsche IJssel. Ook het rekenonderzoek met PLAXIS is uitgevoerd in een oriënterende fase en in een vervolgfase waarbij in eerste instantie uitgegaan is van de maatgevendheid van de bodem in het gebied nabij boorlocatie 402. Nadat boorlocatie 403 maatgevend is gebleken met betrekking tot de MSHEET-berekeningen in het gebied rond boorlocatie 403 is tevens de onderwaterbermconfiguratie ter plaatse van zowel boorlocatie 402 als 403 als variatie in de beschouwingen meegenomen. In eerste instantie is er gerekend met de verwachtingswaarden van de grond (van de holocene lagen) waarbij de ϕ' - en c' -waarden zijn aangehouden op basis van een vervorming in de orde van 2%, dit in verband met het feit dat primair het verplaatsingsgedrag wordt geanalyseerd. De overige grondparameters (zoals de glijdingsmoduli en de doorlatendheden) zijn niet direct uit de proefresultaten afgeleid, echter deze zijn gekozen op basis van ervaring aan de hand van de aard en consistentie van de vastgestelde grondsoorten. Bij de opvolgende berekeningen is uitgegaan van een maximale cohesie van de slappe lagen van 10 kN/m² daar het verplaatsingsbeeld van de damwand na deze aanpassing dan goed aansluit bij het geconstateerde gedrag.

De uitgevoerde berekeningen zijn in tabel 7.1 samengevat.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.63 van 88



Tabel 7.1 - Uitgevoerde PLAXIS-berekeningen

Berekening	Locatie	Boorlocatie /onderwaterbermconfiguratie	Sterkte-parameters
1	Sliksloot	402/402	verwachtingswaarden
2	Sliksloot	402/402	verwachtingswaarden met max. 10 kN/m ² cohesie
3	Sliksloot	402/403	verwachtingswaarden met max. 10 kN/m ² cohesie
4	Hollandsche IJssel	404/404	verwachtingswaarden met max. 10 kN/m ² cohesie

Het effect van de cement-bentoniet palen is niet expliciet in de modellen (berekeningen) verdisconteerd anders dan in de grootte van de grondparameters en de aangehouden wandwrijving.

De gegevens en eigenschappen van de damwandconstructie zijn weergegeven in de tabellen in bijlage (12)10.692 Doc.159.

Er is rekening gehouden met een reductiefactor in het traagheidsmoment (door scheve buiging) van 0,75 in de hoofdamwand.

Zogenaamde interface-elementen zijn aangebracht tussen grond en damwand waarbij een wrijvingswaarde van 0,5 van de grondsterkte is aangehouden voor alle lagen behalve voor veen, hier is een factor 0,1 ingevoerd. (De reductie in grondsterkte tussen grond en damwand in PLAXIS is dezelfde soort reductie en heeft dezelfde orde van grootte van reductie als die welke wordt toegepast in de MSHEET-berekening van de damwand.)

Voor beide modellen is getracht de verschillende stadia van het ontstaan van de betreffende spanningssituatie zoveel mogelijk conform de werkelijkheid in de bodem op te bouwen, voor zover de rekenbeschouwing dit toelaat.

Voor de opbouw van de oorspronkelijke grondspanningen zijn (afhankelijk van de bodemlaag) K_0 -waarden aangehouden tussen 0,4 en 0,6.

7.4.1. Sliksloot

Voor de Slikslootzijde is aangenomen dat voorafgaande aan het aanbrengen van de damwandconstructie een oever (met een talud in het water) aanwezig is geweest met een maaiveld tussen ongeveer NAP + 2,0 m en NAP + 3,0 m.

Voor dit model zijn de zogenaamde 15 knoopselementen toegepast. De grondeigenschappen en lagenindelingen zijn weergegeven in bijlagen (12)10.692 Doc.177. In verband met het feit dat een grovere schematisatie moet worden toegepast voor het holocene pakket wegens programmatische beperkingen is voor laag 3 een gecombineerde laag met een gemiddelde sterkte aangehouden. Dezelfde sterkte- en vervormingsparameters zijn aangehouden voor de ophoogklei (de lagen 5 en 6).

De aangehouden grondwaterstanden per laag zijn van belang. Een begin freatische grondwaterstand (en buitenwaterstand) van NAP + 0,5 m is aangehouden. De ingevoerde grondwaterstanden zijn weergegeven in de volgende tabel 7.2. De begin grondwaterstanden verlopen geleidelijk in stijghoogte tussen het gebied te land en te water terwijl in de eindsituatie een sprong in de grondwaterstanden zal plaatsvinden ter plaatse van de damwand.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.64 van 88

Tabel 7.2 - Grondwaterstanden Slikslootmodel

Laagnummer	Begin grondwaterstanden		Eind grondwaterstanden	
	Te land m t.o.v. NAP	Te water m t.o.v. NAP	Binnen damwand m t.o.v. NAP	Buiten damwand m t.o.v. NAP
7	+0,5	+0,5	+4,0	-1,0
6	+0,3	+0,3	+3,5	-1,0
5	-0,1	+0,25	+2,25	-1,1
4	-0,4	-0,2	+1,25	-1,2
3	-1,0	-0,9	-0,5	-1,4
2	-1,5	-1,5	-1,75	-1,5
1	-1,5	-1,5	-1,75	-1,5

7.4.2. Hollandsche IJssel

Voor de kant van de Hollandsche IJssel is uitgegaan van een bestaande verankerde constructie, maaiveldniveau circa NAP + 3,0 m. Voor de bestaande constructie is een Larssen 22 aangehouden tot een diepte van NAP - 15,5 m. (Volgens sondering 404 is tussen NAP - 11,0 m en NAP - 14,5 m ook een draagkrachtige zandlaag aanwezig. De bovenkant van het pleistocene zand bevindt zich op een diepte van NAP - 15,5 m.) Het type anker en ankerstang zijn voor zowel de oude als de nieuwe constructie gelijk aangehouden. De oude ankerlengte is op 12 m gesteld. De nieuwe damwand is op een afstand van 2,0 m aangebracht voor de bestaande damwand.

De grondeigenschappen en lagenindelingen zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.188.

Ten behoeve van de PLAXIS-berekening is een zogenaamde 6-knoops element toegepast, in plaats van de 15-knoops element. Hierdoor kan het invoeren van de gewenste configuratie goed plaatsvinden.

Een begin (grond-)waterstand van NAP + 0,5 m is aangehouden. De ingevoerde grondwaterstanden zijn weergegeven in de volgende tabel 7.3. De maximale grondwaterstand langs de Hollandsche IJssel (ter plaatse van boorlocatie 404) is in het verleden circa NAP + 2,25 m geweest en derhalve is deze grondwaterstand aangehouden.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.65 van 88

Tabel 7.3 - Grondwaterstanden Hollandsche IJssel-model

Laagnummer	Begin grondwaterstanden		Eind grondwaterstanden	
	Te land m t.o.v. NAP	Te water m t.o.v. NAP	Binnen damwand m t.o.v. NAP	Buiten damwand m t.o.v. NAP
10	+0,5	+0,5	+2,25	-1,0
9	+0,5	+0,5	+2,25	-1,0
8	+0,5	+0,5	+2,25	-1,0
7	+0,25	+0,5	+1,85	-1,0
6	-0,3	+0,0	+0,65	-1,15
5	-0,75	-0,6	-0,2	-1,25
4	-1,1	-1,0	-0,9	-1,4
3	-1,4	-1,5	-1,5	-1,5
2	-1,5	-1,5	-1,75	-1,5
1	-1,5	-1,5	-1,75	-1,5

7.5. Aangehouden stadia en resultaten

7.5.1. Berekening 1, Slikslootzijde, bermconfiguratie 402, verwachtingswaarden



De fasering van de berekening en de resultaten zijn in de volgende tabellen 7.4 en 7.5 weergegeven.

Tabel 7.4 - PLAXIS-stadia, berekening 1, Slikslootzijde, bermconfiguratie 402, verwachtingswaarden

PLAXIS-stadium	Omschrijving	Eerste rekenstap	Laatste rekenstap	Gedraineerd gedrag	Verplaatsingen op nul gesteld begin stadium
0	Initial stage	0	0	ja	-
1	Aanbrengen land	1	7	ja	-
2	Damwand+deel grond	8	53	ja	ja
3	Ophoging ongedraineerd	54	70	nee	nee
4	Consolideren 1000 dagen	71	116	consolidatie	nee
5	G.w.s. hoog instellen (NAP+4,0m)	117	129	nee	nee
6	Consolideren min. 1 jaar	130	172	consolidatie	nee

Ter illustratie van de wateroverspanningstoestand in de bodem na de eerste consolidate-periode van 1000 dagen (stadium 4) zijn contourlijnen van gelijke wateroverspanning getekend en weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.178, pagina 1. De maximale wateroverspanning na deze consolidatie-periode bedraagt ongeveer 15 kPa. Het wateroverspanningsbeeld voor de berekeningen 2 (paragraaf 7.5.2) en 3 (paragraaf 7.5.3) zijn in principe nagenoeg gelijk aan dit beeld.

Het deformatie-gedrag (pagina 2), de horizontale verplaatsingen (pagina 3) en de plastische punten (pagina 4) voor stadium 5 (de toestand direct na het verhogen van de grondwaterstand) zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.178. De configuraties van de rekenstadia zijn gelijk aan die welke zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.179.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.66 van 88

Tabel 7.5 - Resultaten momenten en krachten d.w.-constructie, ber.1, Slikslootzijde, bermconf.402, verwachtingswaarden

Stadium	Laatste rekenstap	Maximaal buigend moment ¹⁾ hoofddamwand kN-m/m ¹	Maximaal buigend moment ankerscherm kN-m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹
1	7	-	-	-
2	53	23/40	8	15
3	70	197/271	55	104
4	116	149/216	42	101
5	129	242/352	73	143
6	172	259/384	74	155

1) veldmoment/inklemmingsmoment

- 7.5.2. Berekening 2, Slikslootzijde, bermconfiguratie 402, max. cohesie 10 kN/m²
 De fasering van de berekening en de resultaten zijn in de volgende tabellen 7.6 en 7.7 weergegeven.
 De configuraties behorende bij de stadia 1 ... 6 zijn in bijlage (12)10.692 Doc.179 grafisch weergegeven.



Tabel 7.6 - PLAXIS-stadia, berekening 2, Slikslootzijde, bermconfiguratie 402, cohesie maximaal 10 kN/m²

PLAXIS-stadium	Omschrijving	Eerste rekenstap	Laatste rekenstap	Gedraineerd gedrag	Verplaatsingen op nul gesteld begin stadium
0	Initial stage	0	0	ja	-
1	Aanbrengen land	1	7	ja	-
2	Aanbrengen damwand + deel grond	8	45	ja	ja
3	Aanbrengen ophoging ongedraineerd	46	67	consolidatie	nee
4	Consolideren 1000 dagen	68	113	nee	nee
5	G.w.s. hoog instellen (NAP+4,0m)	114	130	consolidatie	nee
6	Consolideren min. 1 jaar	131	201	nee	nee

(De vorm van de momentenverlopen voor zowel de hoofddamwand als het ankerscherm voor rekenstadium 5 (direct na het verhogen van de grondwaterstand) is gelijk aan die welke voor berekening 3 in paragraaf 7.5.3 zijn bepaald, deze zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.187).

De resultaten van de rekenstadia 2 ... 6 van berekening 2, en dan met name de vervormingen, de horizontale verplaatsingen en de ontwikkeling van de plastische punten zijn weergegeven in respectievelijk de bijlagen (12)10.692 Doc.180, 181 en 182.

De zogenaamde load-displacement curve van met name het hoog instellen van de grondwaterstand (van NAP + 0,5 m naar NAP + 4,0 m, gegeven door respectievelijk 0 en 1 op de y-as van de grafiek) en het consolideren van de bodem is in bijlage (12)10.692 Doc.183 pagina 1 weergegeven. De bijlage geeft de horizontale verplaatsing van de bovenkant van de damwand weer bij het verhogen van de waterstand. Pagina 2 van de bijlage geeft de tijd-verplaatsingscurve van de bovenkant van de damwand.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.67 van 88

Het is duidelijk dat na het verhogen van de grondwaterstand het consolidatie-proces een extra horizontale grond- en waterdruk op de damwand teweeg brengt.

Tabel 7.7 - Resultaten momenten en krachten d.w.-constructie, ber.2, Slikslootzijde, bermconf.402, coh. maximaal 10 kN/m²



Stadium	Laatste rekenstap	Maximaal buigend moment ¹⁾ hoofdamwand kN-m/m ¹	Maximaal buigend moment ankerscherm kN-m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹
1	7	-	-	-
2	45	19/42	9	18
3	67	196/280	61	112
4	113	148/224	46	108
5	130	244/365	75	149
6	201	277/407	78	165

1) veldmoment/inklemmingsmoment

7.5.3. Berekening 3, Slikslootzijde, bermconfiguratie 403, max. cohesie 10 kN/m²
 De fasering van de berekening en de resultaten zijn in de volgende tabellen 7.8 en 7.9 weergegeven.

Tabel 7.8 - PLAXIS-stadia, berekening 3, Slikslootzijde, bermconfiguratie 403, cohesie maximaal 10 kN/m²

PLAXIS-stadium	Omschrijving	Eerste rekenstap	Laatste rekenstap	Gedraineerd gedrag	Verplaatsingen op nul gesteld begin stadium
0	Initial stage	0	0	ja	-
1	Aanbrengen land	1	7	ja	-
2	Aanbrengen damwand + deel grond	8	50	ja	ja
3	Aanbrengen ophoging ongedraineerd	51	69	nee	nee
4	Consolideren 1000 dagen	70	112	consolidatie	nee
5	G.w.s. hoog instellen (NAP+4,0m)	113	137	nee	nee
6	Consolideren min. 1 jaar	138	233	consolidatie	nee
7	Aanbrengen bovenbel. 20 kN/m ²	234	259	nee	nee

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.68 van 88

Tabel 7.9 - Resultaten momenten en krachten d.w.-constructie, ber.3, Slikslootzijde, bermconf.403, coh. maximaal 10 kN/m²

Stadium	Laatste rekenstap	Maximaal buigend moment ¹⁾ hoofdamwand kN-m/m ¹	Maximaal buigend moment ankerscherm kN-m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹
1	7	-	-	-
2	50	43/82	15	27
3	69	236/327	75	137
4	112	191/269	57	131
5	137	293/412	94	186
6	233	388/472	92	211
7	259	691/856	135	304

1) veldmoment/inklemmingsmoment

De resultaten van de rekenstadia 3 ... 6 van berekening 3, met name de contouren van horizontale verplaatsingen en de ontwikkeling van de plastische punten, zijn weergegeven in respectievelijk de bijlagen (12)10.692 Doc.184 en 185.

De momentenverlopen voor zowel de hoofdamwand als het ankerscherm voor rekenstadium 5 (direct na het verhogen van de grondwaterstand) zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.187.

De zogenaamde load-displacement curve van de bovenkant van de damwand als functie van een toenemend niveau van de grondwaterstand (van NAP + 0,5 m naar NAP + 4,0 m) is geplott in bijlage (12)10.692 Doc.186, pagina 1. Pagina 2 van de bijlage geeft het tijd-verplaatsingsgedrag van de bovenkant van de damwand. Pagina 3 van de bijlage illustreert het effect op de horizontale verplaatsing van de bovenkant van de damwand bij het aanbrengen van een bovenbelasting van 20 kN/m² (stadium 7).

Uit de resultaten blijkt een betrekkelijk grote toename in de vervorming (circa 100% toename in de horizontale verplaatsing van de bovenkant van de damwand tot circa 0,6 m). Vanwege de grootte van de horizontale verplaatsingen en vanwege de optredende buigende momenten in de hoofdamwand (groter dan het reduceerde vloeimoment van 564 kN.m/m¹) wordt geconcludeerd dat de constructie (theoretisch) bezwaken is.

7.5.4. Berekening 4, Hollandsche IJsselzijde, max. cohesie 10 kN/m²

De fasering alsmede de resultaten van de berekening zijn weergegeven respectievelijk in de volgende tabellen 7.10 en 7.11.

De aangehouden configuraties bij de diverse rekenstadia van berekening 4 zijn in bijlage (12)10.692 Doc.189 weergegeven. Het wateroverspanningsbeeld na het consolidatie-process (deze is niet in de bijlagen opgenomen) is gelijk aan die langs de Sliksloot, echter de maximale wateroverspanning bedraagt in de orde van 5 kPa.

De opgebouwde vervormingen tot en met rekenstadium 6 zijn geïllustreerd in bijlage (12)10.692 Doc.189 pagina 5.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.i. HEMT/ <i>AB</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.69 van 88

De resultaten van de rekenstadia 4 ... 7 van met name de horizontale verplaatsingen en de ontwikkeling van de plastische punten zijn weergegeven in respectievelijk de bijlagen (12)10.692 Doc.190 en 191.

Tabel 7.10 - PLAXIS-stadia, berekening 4, Hollandsche IJsselzijde bermconfiguratie 404, coh. max. 10 kN/m²

PLAXIS-stadium	Omschrijving ¹⁾	Eerste rekenstap	Laatste rekenstap	Gedraineerd gedrag	Verplaatsingen op nul gesteld begin stadium
0	Initial stage	0	0	ja	-
1	Eiland maken	1	5	ja	-
2	Aanbrengen Dw0 + aanvulling	6	38	ja	-
3	Aanbrengen Dw1-constructie	39	40	ja	ja
4	Aanbrengen aanvulling ongedraineerd	41	71	nee	nee
5	Consolideren 1000 dagen	72	108	consolidatie	nee
6	G.w.s. hoog instellen (NAP+2,25m)	109	137	nee	nee
7	Consolideren min. 1 jaar	138	192	consolidatie	nee
8	Aanbrengen bovenbelasting 20 kN/m ²	193	202	nee	nee

1) Dw0: oorspronkelijke damwand, Dw1: nieuwe damwand



Tabel 7.11 - Resultaten momenten en krachten d.w.-constructie, ber.4, Holl. IJsselzijde bermconf.404, coh. max. 10 kN/m²

Stadium	DW0 ¹⁾ B.M. ²⁾ kN.m/m ¹	DW1 B.M. ²⁾ kN.m/m ¹	Scherm0 B.M. ²⁾ kN.m/m ¹	Scherm1 B.M. ²⁾ kN.m/m ¹	Anker0 Trekkr. kN/m ¹	Anker1 Trekkr. kN/m ¹
1	-	-	-	-	-	-
2	53/41	-	10	-	59	-
3	53/40	0,2/0,5	10	0,3	59	-0,1
4	72/71	124/100	19	37	71	71
5	61/66	110/65	24	33	84	69
6	73/81	236/133	27	61	89	128
7	78/81	257/162	31	64	92	134
8	115/108	328/241	45	84	119	167

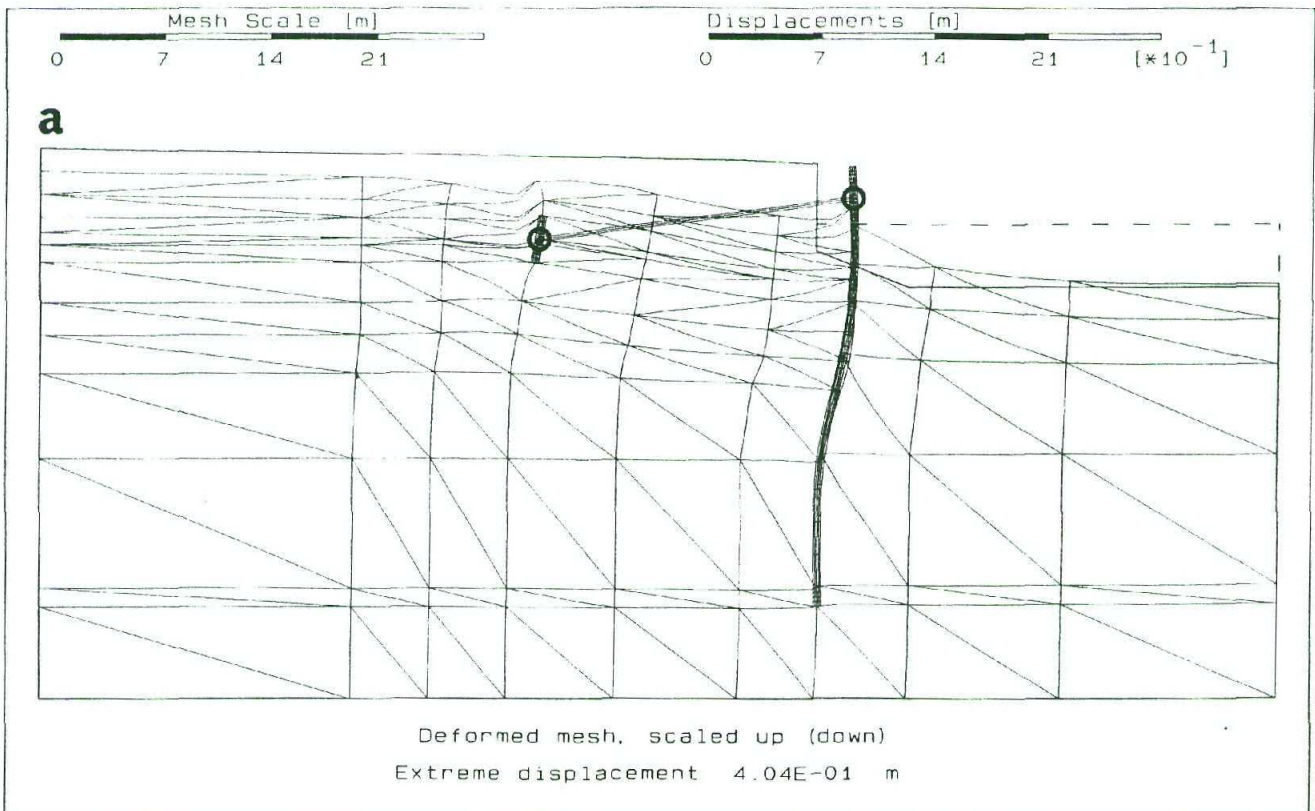
1) DW0, Scherm0 en Anker0 refereert aan de oude damwandconstructie

2) B.M. = maximaal buigend moment, veldmoment/inklemmingsmoment

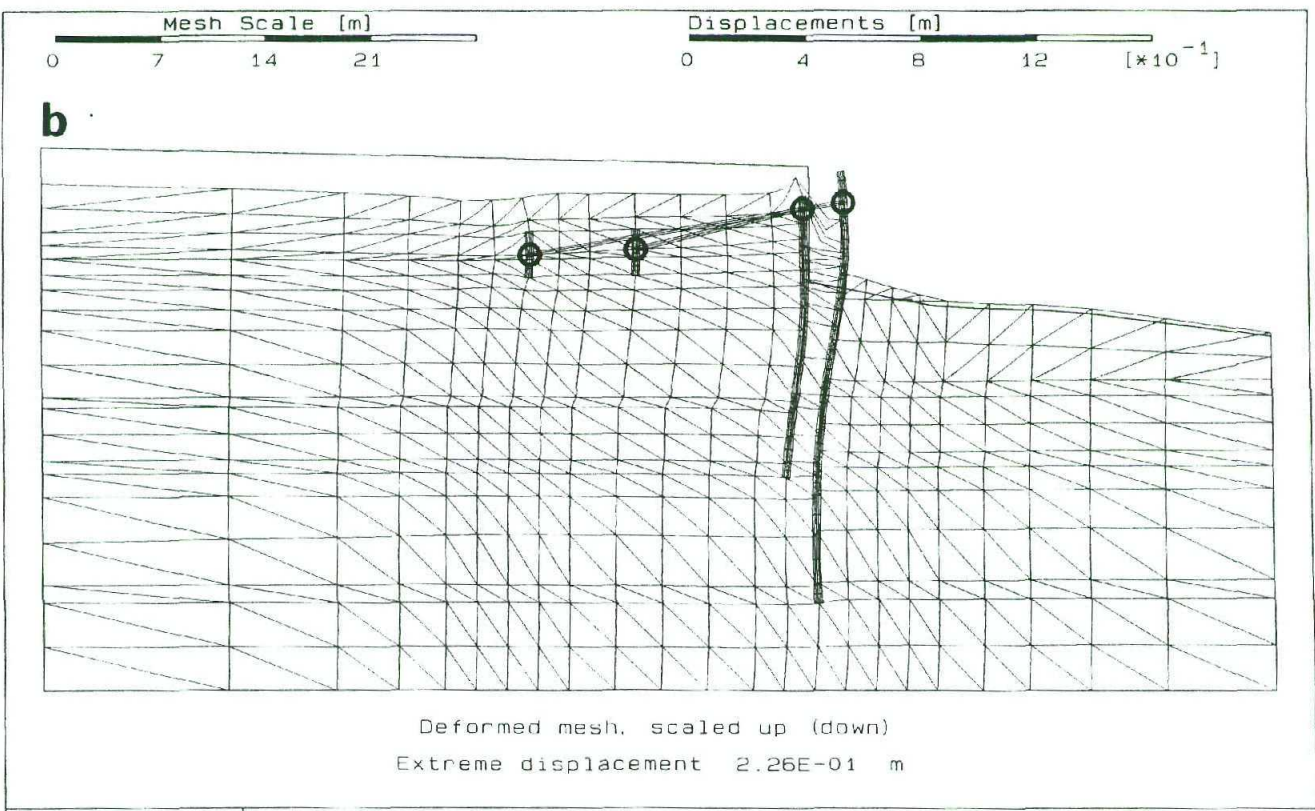
De zogenaamde load-displacement curve bij het verhogen van de grondwaterstand is getoond in bijlage (12)10.692 Doc.192 pagina 1. Deze bijlage geeft de horizontale verplaatsing weer bij het verhogen van de waterstand van NAP + 0,5 m (0 op de grafiek) naar NAP + 2,25 m (1 op de grafiek). Pagina 2 van de bijlage geeft het tijd-verplaatsingsgedrag van de bovenkant van de damwand weer. Pagina 3 van de bijlage illustreert het effect op de horizontale verplaatsing van de bovenkant van de damwand bij het aanbrengen van een bovenbelasting van 20 kN/m².

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.70 van 88

Figuur 7.1 - Vervormingsgedrag



PLAXIS Professional Version 6.30	EMK402, kleine berm, c-max=10kPa		
	EMK402-3 Step 137	10-1-97	OMEGAM



PLAXIS Professional Version 6.30	EMK boorprof.404, Hollandsche IJssel		
	EMK404 Step 137	8-1-97	OMEGAM

De toename in horizontale verplaatsing van de bovenkant van de damwand bedraagt circa 50% van de reeds opgetreden verplaatsingen. Het maximale buigende moment bedraagt in deze stadium 328 kN.m/m¹ en is nog ruim onder het vloeiement van 564 kN.m/m¹.

De momentenverlopen voor zowel de nieuwe damwand als het nieuwe ankerscherm voor rekenstadium 6 (direct na het verhogen van de grondwaterstand tot NAP + 2,25 m) zijn weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.193.

Uit de resultaten van de verplaatsingen en de momenten blijkt dat er nog een niet onaanzienlijke reserve in de constructie aanwezig is bij een verhoogde grondwaterstand van NAP + 2,25 m met de bijbehorende opvolgende consolidatie van de bodem.

7.6. Beschouwing van de resultaten

Een voorbeeld van het berekende vervormingsgedrag langs de Sliksloot is geïllustreerd in figuur 7.1a, hier is duidelijk de kuilvorming achter het ankerscherm te zien zoals is waargenomen in het veld. De berekende kuilvorming langs de Hollandsche IJssel is minder evident, zie figuur 7.1b, dit komt eveneens overeen met de veldwaarnemingen.

Uit een vergelijking van de contouren van de horizontale verplaatsingen van stadium 5 (grondwaterstand hoog) van de gevallen 2 en 3 (Sliksloot, bijlage (12)10.692 Doc.181, pagina 4 en (12)10.692 Doc.184, pagina 3) en stadium 6 (grondwaterstand hoog) van geval 4 (Hollandsche IJssel, bijlage (12)10.692 Doc.190, pagina 3), blijkt dat voor het geval Sliksloot de contouren geconcentreerd aanwezig zijn achter het ankerscherm (dat wil zeggen, grote vervormingen), terwijl voor het geval Hollandsche IJssel de contouren hier veel minder geconcentreerd zijn. Dit kan mede een verklaring zijn voor de geconstateerde scheurvorming achter het ankerscherm langs de Sliksloot en het ontbreken van scheurvorming langs de Hollandsche IJssel.

Uit de tijdverplaatsingsdiagrammen alsmede uit de tabellen met de resultaten van de berekende momenten blijkt dat na de aanvul fase (aanvulling achter de damwand) het consolidatie-gedrag van de bodem, bij de aangehouden grondwaterstand van NAP + 0,5 m, aanleiding geeft tot een afname van de momenten en krachten in de constructie. Bij de verhoogde grondwaterstand blijkt dat het consolidatie-gedrag bij de hoog aangehouden grondwaterstanden (NAP + 4,0 m en NAP + 2,25 m) aanleiding geeft tot een toename van de buigenden momenten en krachten in de nieuwe damwandconstructie; ook de horizontale verplaatsingen van de bovenkant van de damwand nemen toe.

De ontwikkeling van de zones van de plastische punten is weergegeven in de bijlagen (12)10.692 Doc.182, 185 en 191. Uit de grafieken blijkt dat na de aangehouden consolidatie-periodes de hoeveelheid plastische punten in de bodem kan afnemen. Dit duidt op een zekere mate van stabilisatie van de bodem ten gevolge van het consolidatie-gedrag. Echter de mate van stabilisatie kan beperkt zijn en kan niet zonder meer direct uit de berekening worden afgeleid.

De berekende damwandmomenten en ankerkrachten hebben betrekking op een verwachtingswaarde zonder een zekere mate van veiligheid, dit in tegenstelling tot de rekenwaarden zoals met het CUR-stappenplan wordt berekend.

In de volgende tabel 7.12 is een overzicht van de berekende momenten en krachten weergegeven.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.71 van 88

Tabel 7.12 - Berekende momenten en krachten bij grondwaterstand hoog¹⁾

Berekening	Locatie	Boorlocatie/ onderwaterberm- configuratie	Maximaal buigend moment damwand ²⁾ kN.m/m ¹	Ankerkracht kN/m ¹	Maximaal buigend moment ankerscherm kN.m/m ¹
1	Sliksloot	402/402	259/384	155	74
2	Sliksloot	402/402	277/407	165	78
3	Sliksloot	402/403	388/472	211	92
4	Hollandsche IJssel	404/404	257/162	134	64

- 1) grondwaterstand "hoog" is NAP + 4,0 m voor de Sliksloot-locaties en NAP + 2,25 m voor de Hollandsche IJssel-locatie
 2) veldmoment/inklemmingsmoment na circa 1 jaar consolidatie en zonder bovenbelasting

Bij vergelijking van de resultaten blijkt dat berekening 3, de Slikslootlocatie met geringe onderwaterberm het maatgevende geval oplevert. In de damwand is bij een hoge grondwaterstand nog 27% reserve (voorafgaande aan de consolidatie) tot circa 16% reserve (na consolidatie) aanwezig, dit ten opzichte van het (gereduceerde) vloeimoment van 564 kN.m/m¹ (663 x 0,85); met betrekking tot het ankerscherm en de ankerstangen is de reserve na consolidatie respectievelijk circa 35% en 31% (uitgaande van een maximaal moment van 142 kN.m/m¹ en uitgaande van een vloeikracht van 307 kN/m¹ voor de 52 mm stangen).

De gevoeligheid van de horizontale verplaatsing van de bovenkant van de damwand voor de grondwaterstand inclusief de opvolgende consolidatie is bepaald op basis van de grafieken in de bijlagen (12)10.692 Doc.183, 186 en 192. De resultaten zijn samengevat in de volgende tabel 7.13.

Tabel 7.13 - Horizontale verplaatsingen bovenkant damwand

Berekening	Locatie	Boorlocatie/ onderwaterberm- configuratie	Verhoging GWS ¹⁾ m	Horizontale verplaatsing bovenkant damwand			
				Direct m	Tijdens consolidatie m	Totaal m	Verplaatsing per meter verhoging ²⁾ GWS m
2	Sliksloot	402/402	3,5	0,07	0,05	0,12	0,034
3	Sliksloot	402/403	3,5	0,095	0,09	0,185	0,053
4	H.IJssel	404/404	1,75	0,045	0,025	0,07	0,040

¹⁾ De verhoging van de grondwaterstand is gerelateerd aan de boorlocatie

²⁾ inclusief consolidatie-verplaatsingen

Uit de resultaten zoals weergegeven in de tabel blijkt dat de totale verplaatsingen goed overeenkomen met de orde van grootte van de verplaatsingen die gemeten zijn in het veld.

7.7. Conclusies

Het gedrag van de damwandconstructie zoals bepaald in de berekeningen, dit aan de hand van de aangehouden grondparameters, komt goed overeen met het waargenomen gedrag in het veld.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.72 van 88

De grootte van de verplaatsing van de bovenkant van de damwand zowel van die langs de Sliksloot als die langs de Hollandsche IJssel komt goed overeen met die welke in het veld zijn gemeten.

Aan de hand van de bijbehorende (berekende) momenten in de damwanden en ankerschermen alsmede de krachten in de ankerstangen wordt verwacht dat deze constructie-onderdelen tot op heden niet in een vloeitoestand zijn geraakt (zie ook paragraaf 6.6).

Uit het berekende gedrag blijkt voorts dat de grondmoot tussen de damwand en het ankerscherm min of meer als geheel wordt "meegetrokken". Deze constatering wijst zoals eerder uit de Kranz-berekening is gebleken, wederom naar het feit dat het ankerscherm op een te korte afstand is geplaatst achter de damwand. Hierdoor reageert de damwandconstructie betrekkelijk gevoelig op de grondwaterstand alsmede op een eventuele bovenbelasting.

Het consolidatie-gedrag van de bodem laat zien dat bij een blijvende grondwaterstandsverhoging de momenten in de damwand alsmede de ankerkrachten zullen toenemen met de tijd. Op basis van de aangehouden grondparameters (glijdingsmoduli en doorlatenheden) blijkt dat deze toename voor het grootste deel zal hebben plaatsgevonden in een periode van globaal een jaar na de waterstandsverhoging. Het stabiliseren van de damwand bij een verlaagde grondwaterstand zal eveneens bepaald worden door een consolidatie-proces waarbij wordt verwacht dat de momenten en ankerkrachten in de tijd weinig zullen afnemen; ook de damwand zal weinig terugveren.

In de praktijk wordt verwacht dat bij een goede beheersing van het freatische grondwater, geen noemenswaardige toename van de horizontale verplaatsing van de damwandconstructie zal optreden.

8. CEMENT-BENTONIETWAND

8.1. Algemeen

De specificatie-notitie van BMC-Bodemconsult stelt het volgende met betrekking tot de cement-bentonietwand:

Ten gevolge van de ophoging binnen de locatie en de daaruit voortvloeiende zakkingen treden in de wand buigspanningen en negatieve kleeft op. Op een in dit opzicht ongunstig te kiezen plaats dienen de spanningen in de cement-bentonietwand gecontroleerd te worden, rekening houdend met de huidige situatie en die tijdens het vervaardigen van de wand.

Aan de buitenzijde van de cement-bentonietwand zijn twee gronddepots aanwezig op een afstand van circa 3 meter (teen talud) en een hoogte van 4 tot 5 meter (talud geschat in de orde grootte van 45°). Verder zijn op 3 meter van de cement-bentonietwand palen geheid (prefab vierkant 320 mm en circa 3 m h.o.h.). De invloed van het heien van deze palen alsmede van de aanwezige gronddepots op de cement-bentonietwand dient te worden nagegaan.

De wand heeft een dikte van 0,5 m.

8.2. Eigenschappen cement-bentoniet

Een 3-tal eigenschappen zijn van belang voor dit onderzoek, met name,

1. de vervormingseigenschappen,
2. de druksterkte,
3. de treksterkte.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>GH</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>GH</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.73 van 88

Voor zover bekend zijn er geen laboratoriumgegevens beschikbaar met betrekking tot de treksterkte en de elasticiteitswaarde van de cement-bentonietwand van het EMK-terrein.

8.2.1. Vervormingseigenschappen

In een studie van het Instituut van materiaal- en milieu-onderzoek [6] "Cement-bentoniet en toepassing in afdichtingswanden - literatuurstudie" is in de samenvatting van het rapport de volgende conclusie opgenomen:

"Cement-bentoniet gedraagt zich schijnbaar plastisch. De stuik (vervorming) bij breuk bedraagt in het algemeen 1 à 2%, maar kan afhankelijk van de mengselsamenstelling, oplopen tot meer dan 15%."

Derhalve blijkt een cement-bentoniet wand niet per definitie een bros element te zijn. Hoeveel kromming een dergelijke wand zou kunnen opnemen, dat wil zeggen, de mate van trek zonder scheurvorming staat niet in het rapport vermeld.

Volgens de genoemde literatuurstudie is derhalve een heel scala van vervormingseigenschappen mogelijk. Er zijn zelfs monsters die bij uniaxiale compressie pas bezwijken bij meer dan 15% vervorming.

Echter voor de gangbare cement-bentoniet mengsels wordt 1% à 2% vervorming gemeten bij het bezwijken.

In de genoemde studie is de elasticiteitsmodulus weergegeven van een veelvoorkomend cement-bentonietmengsel als functie van het cementgehalte en de verhardingsduur.

Uit deze gegevens blijkt dat een elasticiteitsmodulus in de orde van 100 MPa (100.000 kN/m²) aangehouden is voor een indicatieve berekening.

In de literatuur [7] is de analyse van een cement-bentonietwand weergegeven. Het artikel refereert aan proeven op cement-bentoniet met een variatie van elasticiteitsmodulus tussen 44 en 253 MPa bij een gemiddelde van 114 MPa.

In de hierna volgende berekeningen is eveneens een elasticiteitsmodulus van 100 MPa aangehouden.

8.2.2. Druksterkte

In het EMK-inventarisatie-rapport van BMC-Bodemconsult is een druksterkte vermeld van 1,5 N/mm² (1,0 N/mm² na 28 dagen).

8.2.3. Treksterkte

De feitelijke treksterkte van het materiaal is niet bekend. In de literatuur [7] is de analyse van een cement-bentonietwand weergegeven. In het artikel worden proeven aangehaald waarbij treksterkten tussen 96 en 135 kN/m² zijn gemeten. Een waarde van 50 kN/m² is als toelaatbaar gesteld. Dit is voor het onderhavige onderzoek ook aangehouden.

8.3. Spanningen door negatieve kleef

De wand kan in principe worden beschouwd als een paal (belast door negatieve kleef) met een afmeting van 0,5 m x 1,0 m met een effectieve omtrek van 2,0 m en een doorsnede van 0,5 m².

De situatie is geanalyseerd met behulp van programma PLAY! versie 2.0 van OMEGAM. Dit programma berekent de interactie tussen grond en paal ook in het geval van negatieve kleef.

Het oorspronkelijke maaiveldniveau ter plaatse van de wand bedroeg ongeveer NAP + 1,0 m met een grondwaterstand van globaal NAP (geschat).

In mei 1988 is een ophoging opgebracht tot NAP + 3,0 m en direct hierna is de wand uitgevoerd.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.74 van 88

In augustus 1988 is verder opgehoogd tot circa NAP + 6,0 m. De verwachte orde grootte van de zakking na 10.000 dagen is 1,5 m, dit volgens gegevens uit het EMK-inventarisatie-rapport van BMC-Bodemconsult.

Aan de hand van een zettingsberekening is het verloop van de zettingen becijferd uitgaande van 1,5 m zakking, zie het verloop ingetekend in bijlage (12)10.692 Doc.194.

De grootte van de te verwachten negatieve kleeft zal afhankelijk zijn van diverse factoren zoals uitvoering, grondslag, horizontale gronddruk, enzovoort. In de volgende tabel 8.1 zijn de kleeftwaarden (verwachtingswaarden) weergegeven zoals die zijn aangehouden.

De grootte van de kleeftwaarden zijn in hoge mate bepalend voor de uitkomst.

Een puntweerstandsgedrag voor de paal kan worden opgesteld aan de hand van die van boorpalen.

Er is uitgegaan van boorlocatie 405 (gezien de boorprofielen 405 en 406 is boorlocatie 405 de meeste ongunstige qua zettingsgevoeligheid). De aangehouden schematisatie is weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.160, pagina 5.

Tabel 8.1 - Aangehouden waarden van de negatieve kleeft

Lagen	Niveaus m t.o.v. NAP	Kleeftwaarde ¹⁾ kN/m ²
1	+5,0 tot -3,5	25
2, 3, 4	-3,5 tot -6,8	30
5, 6	-6,8 tot -13,0	35
7	-13,0 tot -15,7	50
8	-15,7 tot -24,0	70

1) verwachtingswaarde

Het met PLAY! berekende verloop van de drukspanningen in de wand is weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.194. Uit de resultaten blijkt dat aan de hand van de aangehouden kleeftwaarden (verwachtingswaarden) de axiale spanningen in de wand ongeveer maximaal 1,9 N/mm² zullen bedragen. Verder blijkt dat, door de elasticiteit van de wand, geen puntweerstand wordt opgebouwd.

Indien de maximale toelaatbare spanning 1,5 N/mm² bedraagt zal er een zekere mate van plastisch vloeien van de wand kunnen optreden.



Uit de in 1996 uitgevoerde hoogtemeting van het EMK-terrein ter plaatse van de cement-bentonietwand (nabij boring 406) volgt dat deze niet (noemenswaardig) is verzakt. Hieruit kan worden opgemaakt dat het niet waarschijnlijk is dat de cement-bentonietwand plastisch is vervormd.

Wel wordt aangeraden, gezien het bovenstaande, en mede gezien de beperkte informatie betreffende de bodemopbouw en -eigenschappen ter plaatse van de cement-bentonietwand, om nader onderzoek uit te voeren, alvorens een permanente (grote) bovenbelasting in de buurt van de wand kan worden toegelaten. Momenteel dient een zone van ongeveer 10 m ter weerszijden van de wand vrij gehouden te worden.

8.4. Spanningen door horizontale gronddrukken

Met programma MSHEET zijn de spanningen berekend ten gevolge van een ophoging naast de cement-bentonietwand. Er is uitgegaan van de opstelling zoals die in punt 8.1 is voorgeschreven.

De configuratie is weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.195 pagina 1; de maximale bovenbelasting is 90 kN/m². Er is uitgegaan van het geval beddingsconstante 'laag' met een partiële factor van 1,5.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.75 van 88

De ingevoerde EI-waarde bedraagt $1042 \text{ kN.m}^2/\text{m}^1$. De resultaten van de berekeningen is weergegeven in bijlage (12)10.692 Doc.195 pagina 2. Uit de grafiek blijkt een maximaal moment (dat trek in de wand veroorzaakt) van $3,3 \text{ kN.m/m}^1$ (rekenwaarde) op een diepte van ongeveer NAP - 5,0 m. Het berekende weerstandsmoment bedraagt $0,042 \text{ m}^3/\text{m}^1$ zodat de maximale trekspanning $3,3/0,042 = 79 \text{ kN/m}^2$ bedraagt. De verwachtingswaarde van de axiale wandspanning, ten gevolge van negatieve kleeft, op een niveau van NAP - 5,0 m is $0,8 \text{ N/mm}^2$ ofwel 800 kN/m^2 .

Hieruit blijkt dat de gecombineerde spanningen nog ruimschoots in druk zullen blijven zelfs bij een veel lagere waarde van de axiale wandspanning.

Derhalve blijkt dat de buigspanningen aan de hand van de aangehouden opstelling niet maatgevend zijn en dat het buigende moment kan worden opgenomen.

8.5. Grondverdringende palen naast de wand

Volgens de vraagstelling in de specificatie-notitie dient rekening te worden gehouden met een grondverdringende paal (onderlinge hart-op-hart afstanden van 3 m) waarbij de rij op een afstand van 3 m van de wand is gesitueerd. De voorgestelde opstelling is geschematiseerd tot het bepalen van de uitzetting van een verticale grondcilinder met een effectieve straal van 2 m, dit ten gevolge van het aanbrengen van een grondverdringende paal (met afmetingen van 320 mm x 320 mm) waarbij er geen volumeverandering (verdichting) van de grond optreedt.

De uitzetting van de cilinder bedraagt 8 mm. In de praktijk zal er ook een zekere mate van verdichting optreden. Op basis van 'engineering judgement' wordt verwacht dat de verdringingsverplaatsingen geen schade aan de cement-bentonietwand zullen veroorzaken.

8.6. Conclusies

Aan de hand van de opgestelde beschouwingen met betrekking tot de cement-bentonietwand kan het volgende worden geconcludeerd:

- door negatieve kleeft op de wand is het niet uitgesloten dat een deel van de wand zal worden overbelast op druk en dat vervolgens enige plastische vervorming zal optreden; eventuele gevolgen van plastische vervorming van de wand op de waterdichtheid van de wand kunnen zonder verder onderzoek moeilijk worden vastgesteld; hoogtemetingen van het terrein ter plaatse van de wand geven echter geen (noemenswaardige) maaiveldzakkingen zodat het niet waarschijnlijk is dat de wand (plastisch) is vervormd. Veiligheidshalve dient een strook van circa 10 m ter weerszijden van de wand gevrijwaard te worden van een permanente (grote) bovenbelasting, tenzij nader onderzoek aangeeft dat dit toelaatbaar is.
- de buigende momenten in de wand ten gevolge van de voorgeschreven belastingsconfiguratie kan zeer waarschijnlijk goed door de wand worden opgenomen;
- Verwacht wordt dat door de aangebrachte grondverdringende palen, met een h.o.h. afstand van 3 m, op een afstand van 3 m vanaf de buitenzijde van de wand, geen schade is opgetreden aan de wand.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>AK</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.76 van 88

9. HOOFDCONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Er is veld- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd teneinde geotechnische gegevens te verzamelen voor de ondergrond van het EMK-terrein. Er zijn ten behoeve van de interpretatie, geotechnische dwarsprofielen samengesteld.

Vervolgens zijn diverse beschouwingen en berekeningen uitgevoerd ten behoeve van het beoordelen van de damwanden en de cement-bentonietwand.

1. Het maaiveld van het terrein ter plaatse van de dam- en cement-bentonietwand ligt op NAP + 4 m à NAP + 5 m. Uit het veldonderzoek is onder meer gebleken dat het holocene pakket, dat wil zeggen de grondlagen tussen de ophooglaag van zand en klei, met de onderkant op een diepte van globaal NAP - 3 m, en de vaste pleistocene zandbodem, bovenkant op een diepte van ongeveer NAP - 15 m, op een complexe wijze is opgebouwd uit veen, klei en zand. Onder de vaste zandlaag, op een diepte van ongeveer NAP - 22 m bevindt zich de leemlaag waarin de onderkant van de damwanden en cement-bentonietwanden zich bevinden.

2. Het maatgevende gebied voor de damwandconstructie ligt in de omgeving van de boorlocaties 402 en 403 langs de Sliksloot en in mindere mate in de omgeving van boorlocatie 404 langs de Hollandsche IJssel. In dit gebied langs de Sliksloot blijkt bij het verhogen van de grondwaterstand van NAP + 1,0 m naar NAP + 4,0 m (en zonder bovenbelasting) dat de constructie voor een 3-tal sterkteberekeningen niet aan de voor de constructie gestelde veiligheden volgens het stappenplan van CUR-166 te voldoen, te weten, toetsingen met betrekking tot:

- a. het veldmoment in de hoofddamwand,
- b. de kracht in de ankerstangen,
- c. de stabiliteitscontrole volgens Kranz; hieruit blijkt de afstand tussen de damwand en het ankerscherm te klein om de ankerkrachten te kunnen opnemen.

Bovenstaande houdt in dat de huidige constructie (zonder bovenbelasting) wel stabiel is maar dat de veiligheden in de constructie beperkt zijn met name indien de grondwaterstand binnen de damwand aan de Slikslootzijde tot boven NAP + 1,5 m stijgt.

3. Er kan een indicatie voor een waarschuwingspeil worden opgesteld voor het maatgevende gebied, afhankelijk van de te hanteren aannamen zoals veiligheidsklasse, de van de vervorming afhankelijke sterkte-waarden en het al of niet aanhouden van een onderwatersteunberm (dit uitgaande van een grondsterkte die niet is aangetast door de eventuele opgetreden plastische vervorming in de bodem). Het feit dat er min of meer reeds een Kranz-bezwijkvlak in de praktijk is opgetreden waarbij:

- i. het veldmoment is afgenomen,
 - ii. de ankerkrachten zijn afgenomen,
 - iii. de effectieve grondsterkte mogelijkwijs is aangetast,
- bemoeilijkt het objectief vaststellen van een waarschuwingspeil c.q. alarmpeil.

Alhoewel niet alle 3 toetsingen (a, b en c van bovenstaande punt 2) zijn uitgevoerd voor alle van de 3 genoemde aannamen wordt, aan de hand van de opgedane inzichten vanuit de rekenresultaten, geschat dat uitgaande van 2% sterkte-waarden, veiligheidsklasse II, de aanwezigheid van een berm en zonder bovenbelasting een waarschuwingspeil en alarmpeil van respectievelijk NAP + 1,5 m en NAP + 2,0 m kan worden aangehouden.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>[handwritten initials]</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>[handwritten initials]</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.77 van 88



4. Er zijn een aantal modelberekeningen uitgevoerd waarbij de gehele damwandconstructie in het rekenmodel is verwerkt. Uit de beschouwingen blijkt dat er sterke overeenkomsten tussen het geconstateerde gedrag en het berekende gedrag van de damwand zijn. Hierdoor kan worden geconcludeerd dat de ontworpen damwandconstructie betrekkelijk gevoelig kan reageren op de grondwaterstand alsmede op een eventuele bovenbelasting.

Uit het berekende gedrag blijkt voorts dat de grondmoot tussen de damwand en het ankerscherm min of meer als geheel wordt "meegetrokken". Deze constatering wijst zoals eerder uit de Kranz-berekening is gebleken, wederom naar het feit dat het ankerscherm op een te korte afstand is geplaatst achter de damwand.

Er wordt verwacht dat bij een goede beheersing van het freatische grondwater en zonder enige vorm van bovenbelasting, de damwandconstructie zich in evenwicht bevindt en dat geen noemenswaardige toename van de horizontale verplaatsingen zullen optreden.

Indien er wordt verwacht dat het freatische grondwater niet voldoende kan worden beheerst dienen verdere maatregelen te worden genomen. In eerste instantie kan aan een aanvullend ankersysteem (bijvoorbeeld groutankers) worden gedacht. Aanvullend onderzoek zal moeten uitwijzen of er in dat geval een bovenbelasting eventueel toelaatbaar is.

5. Momenteel is er een bronnering zowel tussen het ankerscherm en de hoofddamwand alsmede achter het ankerscherm aanwezig. Het ankerscherm vormt een stromingsbarrière voor het freatisch grondwater, richting Sliksloot en Hollandsche IJssel. Het verdient aanbeveling de bronneringstrajecten in de toekomst te handhaven, dat wil zeggen niet alleen het traject tussen ankerscherm en de damwand, echter ook het bemalingstraject achter het ankerscherm. Een goede handhaving en beheer van de bronnering impliceert dat meer definitieve beheersmaatregelen moeten worden getroffen.

6. Gezien de geconstateerde toestand van de damwandconstructie alsmede gezien de resultaten van de berekeningen wordt het toelaten van een bovenbelasting zowel langs de Slikslootzijde als de zijde van de Hollandsche IJssel sterk afgeraden. Hierbij kan worden gedacht aan een aan te houden strookbreedte van 50 m langs de oevers waar geen bovenbelasting mag worden toegelaten.

Een sterkte-berekening van de damwand langs de landzijde van het terrein geeft aan dat de damwandconstructie zelfs met een continue bovenbelasting van 20 kN/m² voldoende sterk is. Echter, gezien de gemeten verplaatsingen van maximaal 0,27 m wordt aanbevolen elke bovenbelasting te weren in een strookbreedte van 25 m langs de binnenzijde van het damwandtraject te land.

7. Aan de hand van de opgestelde beschouwingen met betrekking tot de cement-bentonietwand blijkt dat dat (door negatieve kleeft op de wand ten gevolge van zettingen van het terrein) het niet uitgesloten is dat een deel van de wand is overbelast en dat deze vervolgens enige plastische vervorming heeft ondergaan. Eventuele gevolgen van plastische vervorming van de wand op de waterdichtheid van de wand kunnen zonder verder onderzoek moeilijk worden vastgesteld. In de in 1996 uitgevoerde hoogtemeting van het EMK-terrein ter plaatse van de cement-bentonietwand volgt dat deze niet (noemenswaardig) is verzakt. Hieruit kan worden opgemaakt dat het niet waarschijnlijk is dat de dichtingswand plastisch is vervormd.

Verwacht wordt dat de reeds uitgevoerde heiwerken en ophogingen langs de wand hebben geen schade aan de wand hebben veroorzaakt.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HEMT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.78 van 88

Wel wordt het afgeraden, gezien het bovenstaande, en mede gezien de beperkte informatie betreffende de bodemopbouw en -eigenschappen ter plaatse van de cement-bentonietwand, om (zonder nader onderzoek) een permanente (grote) bovenbelasting in de buurt van de wand toe te laten. Veiligheidshalve kan hiervoor een zone ter weerszijden van de wand aangehouden worden van ongeveer 10 m.

8. Blijvend toezicht en verantwoord beheer van het terrein is van essentieel belang voor het blijvend functioneren van de isolatiemaatregel ten behoeve van het EMK-terrein.

Doorgaande peilfilterwaarnemingen en verplaatsingsmetingen en de interpretatie van de metingen zijn van essentieel belang voor het verantwoord beheren van het EMK-terrein te Krimpen a/d IJssel.

Daarnaast is het van groot belang dat bij baggerwerkzaamheden ten behoeve van bodemonderhoud dat de bestaande onderwaterbermen langs de Hollandsche IJssel en vooral langs de Sliksloot niet zullen worden aangetast.

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>46</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>[initials]</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.79 van 88



10. SYMBOLENLIJST EN BEGRIPPEN

10.1. Symbolenlijst laboratoriumonderzoek

In de volgende lijst zijn de symbolen weergegeven die bij het laboratoriumonderzoek zijn aangehouden.

symbool	betekenis	eenheid
B_0	aanvangsverzadigingsfactor	-
B_1	verzadigingsfactor bij verzadiging met toevoer water	-
c'	effectieve cohesie	kPa
c'_e	gemobiliseerde effectieve cohesie	kPa
c_v	consolidatiecoëfficiënt	m ² /s
D_i	initiële proefstukmiddellijn	mm
e	poriëngetal	-
E	elasticiteitsmodulus	MPa
$E_{undr,50}$	ongedraineerde elasticiteitsmodulus bij 50% van de bezwijkdeviatorspanning	MPa
f_{undr}	ongedraineerde schuifsterkte	kPa
h_c	proefstukhoogte na de consolidatiefase	mm
h_i	initiële proefstukhoogte	mm
I_p	plasticiteitsindex	%
$k_{v,10}$	verticale waterdoorlatendheid (bij 10 °C)	m/s
m_c	massa van het proefstuk na de consolidatiefase	g
m_i	initiële massa van het proefstuk	g
m_v	volumesamendrukkingscoëfficiënt	kPa ⁻¹
mv	maaiveld (referentieniveau)	-
n	poriëngehalte	%
p_g	grensspanning	kPa
P	factor voor drainage omstandigheden bij een CU-proef	-
q	deviatorspanning	kPa
q_u	bezuikdeviatorspanning	kPa
R_e	relatief poriëngetal $R_e = (e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min})$	-
S_r	verzadigingsgraad	%
s'	hulpvariabele $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$	kPa
t	tijd	min
t	hulpvariabele; $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$	kPa
t_u	maximale waarde van hulpvariabele; $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$	kPa
t_{100}	consolidatietijd	min
Δu_b	verandering poriënwaterdruk tijdens de belastingsfase	kPa
u_{bk}	verzadigingsdruk	kPa
u_{cel}	celdruk	kPa
V_c	proefstukvolume na de consolidatie	mm ³
V_i	initiële proefstukvolume	mm ³
ΔV_c	verandering van het proefstukvolume tijdens consolidatiefase	mm ³

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>db</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>HT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.80 van 88

v	axiale reksnelheid	%/h
v_{max}	toe te passen maximale axiale reksnelheid	%/h
w	watergehalte	%
w_c	vochtgehalte na consolidatiefase	%(m/m)
w_e	vochtgehalte na beproeving	%(m/m)
w_i	inititiële vochtgehalte	%(m/m)
w_L	vloeigrens	%
w_p	plasticiteits- (uitrol-)grens	%
ϵ	rek	-
ϵ_b	axiale rek tijdens de belastingsfase	%
$\epsilon_{b,50}$	axiale rek tijdens de belastingsfase bij 50% van de bezwijkdeviatorspanning	%
γ	volumegewicht bij natuurlijk vochtgehalte	kN/m ³
γ_{dr}	volumiek gewicht droge grond	kN/m ³
γ_s	volumiek gewicht van de korrels	kN/m ³
γ_{sat}	volumiek gewicht van met water verzadigde grond	kN/m ³
γ_w	volumiek gewicht water	kN/m ³
ρ	volumieke massa (indices als bij γ)	kg/m ³
ρ_{nc}	volumieke massa van het proefstuk na consolidatiefase	kg/m ³
ρ_{dr}	volumieke massa van het proefstuk na droging van het proefstuk, betrokken op het initiële proefstukvolume	kg/m ³
ρ_i	initiële volumieke massa van het proefstuk	kg/m ³
$\sigma_{v,max}$	maximale spanning in celproef	kPa
σ'_v	Effectieve verticale korrelspanning	kPa
τ	schuifspanning	kPa
ϕ	wrijvingshoek	graden
ϕ'	effectieve hoek van inwendige wrijving	graden
ϕ'_ϵ	gemobiliseerde effectieve hoek van inwendige wrijving	graden
σ'	effectieve normaalspanning	kPa
σ'_c	consolidatiespanning	kPa
τ	schuifweerstand	kPa
τ_f	maximale schuifweerstand	kPa

10.2. Begrippen ten aanzien van de berekeningen

hooggemiddelde: representatieve waarde van de hoge waarde van het gemiddelde (d.w.z. gemiddelde van het traject) indien een hoge beddingsconstante ongunstig is,

karacteristieke waarde: waarde van een grootheid met een vooraf vastgestelde onder- of overschrijdingskans (in NEN 6740 is de onder- of overschrijdingskans op 5% genomen),

laagemiddelde: representatieve waarde van de lage waarde van het gemiddelde (d.w.z. gemiddelde van het traject) indien een lage beddingsconstante ongunstig is,

nominale waarde: waarde van een grootheid vastgelegd op basis van deskundig inzicht,

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>AK</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.81 van 88

partiële factor: factor waardoor een representatieve waarde wordt gedeeld om een rekenwaarde te verkrijgen (partiële factoren dienen om onzekerheden in belastingen en materiaaleigenschappen, alsmede in rekenmodellen, in rekening te brengen en zijn afhankelijk van het vereiste betrouwbaarheidsniveau),

reductie-factor: factor waarmee een representatieve waarde of nominale waarde wordt vermenigvuldigd,

rekenwaarde: de rekenwaarde van een eigenschap is het quotiënt van een representatieve waarde van die eigenschap en een materiaalfactor,

representatieve waarde: waarde die gelijk is aan een karakteristieke waarde of een nominale waarde,

variatie-coëfficiënt: standaard deviatie gedeeld door het gemiddelde,

verwachtingswaarde: de te verwachten waarde van een grootheid op basis van een gemiddelde, of op basis van een nominale waarde.

11. LITERATUUR

11.1. Algemeen

- [1] Sanerings en evaluatierapport van de isolatie E.M.K. terrein te Krimpen aan de IJssel, Haskoning, juni 1991
- [2] Soil Mechanics in Engineering Practice, Terzaghi en Peck, 1967
- [3] Correspondentie, "Concept controleberekening damwanden EMK-terrein", Haskoning, januari 1995
- [4] Damwandconstructies, CUR-166, tweede druk mei 1994
- [5] Aanpassing MSHEET, CUR-stappenplan, oktober 1996
- [6] INTRON-rapportnr. 89421 "Cement-bentoniet en toepassing in afdichtingswanden - literatuurstudie", 1990
- [7] Land + Water, no.11, "Afvalberging als product van eindige elementen", november 1994

11.2. Laboratoriumonderzoek

Kirkham, D, Powers W.L., Advanced Soil Physics, Wiley-Interscience, 1972

Taylor, D.W., Soil Mechanics Wiley & Sons, 1948

Atkinson, J.H., Bransby P.L., The Mechanics of Soils - An introduction to critical state soil mechanics, Mc Graw-Hill Book Company, 1978

Olsen, H.W., Nichols, R.W. & Rice, T.L. (1985) ; Low gradient permeability measurements in a triaxial system; Géotechnique 35, No. 2, 145-157

NEN 5104; Geotechniek; Classificatie van onverharde grondmonsters. NNI september 1989

NEN 5781; Bodem; Onverzadigde zone; Gravimetrische bepaling van het watergehalte en de droge

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>AB</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.82 van 88

volumieke massa van grond

NEN 5754; Bodem; Bepaling van het gehalte aan organische stof in grond volgens de gloeiverliesmethode

NEN 5117, Geotechniek, Bepaling van schuifweerstand- en vervormingsparameters van grond, triaxiaalproef, NNI september 1992

NEN 5123; Geotechniek, Bepaling van de waterdoorlatendheid van de grond in het laboratorium m.b.v. de constant-head methode

concept-ontwerp NEN 5124; Bepaling van de waterdoorlatendheid van de grond in het laboratorium m.b.v. de falling head methode

TAW, Leidraad cel- en triaxiaalproeven, Uitgeverij Waltman, Delft, oktober 1988

BS 1377; British Standard Methods of test for Soils for civil engineering purposes. Part 7: Shear strength tests (total stress)

BS 1377; British Standard Methods of test for Soils for civil engineering purposes. Part 2: Classification tests

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMI/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.83 van 88

12. BIJLAGEN

Doc.-nummers, opdracht (12)10.692

Bijlagen ingebonden met het rapport

- 150 - Situatietekening
- 151 - Geotechnisch dwarsprofiel I-I'
- 152 - Geotechnisch dwarsprofiel II-II'
- 153 - Geotechnisch dwarsprofiel III-III'
- 154 - Geotechnisch dwarsprofiel IV-IV'
- 159 - Tabellen damwandgegevens

Bijlagenboek I

- 2 - Volumemonsters boring 405
- 3 - Volumemonsters boring 404
- 4 - Volumemonsters boring 403
- 5 - Volumemonsters boring 402
- 6 - Volumemonsters boring 401
- 7 - Volumemonsters boring 406
- 8 - Korrelverdeling boring 405, NAP - 23,4 m, bus A-2640
- 9 - Korrelverdeling boring 401, NAP + 0,3 m → NAP + 1,1 m, monsterzak 401.3
- 10 - Korrelverdeling boring 401, NAP - 3,9 m → NAP - 6,1 m, monsterzak 401.8
- 11 - Korrelverdeling boring 401, NAP - 17,9 m → NAP - 19,9 m, monsterzak 401.15
- 12 - Korrelverdeling boring 402, NAP + 1,1 m → NAP - 1,0 m, monsterzak 402.3
- 13 - Korrelverdeling boring 402, NAP - 14,5 m → NAP - 16,5 m, monsterzak 402.17
- 14 - Korrelverdeling boring 402, NAP - 17,0 m → NAP - 19,0 m, monsterzak 402.19
- 15 - Korrelverdeling boring 403, NAP + 0,8 m → NAP - 0,6 m, monsterzak 403.4
- 16 - Korrelverdeling boring 403, NAP - 1,5 m → NAP - 2,4 m, monsterzak 403.7
- 17 - Korrelverdeling boring 403, NAP - 11,2 m → NAP - 12,8 m, monsterzak 403.14
- 18 - Korrelverdeling boring 403, NAP - 20,3 m → NAP - 22,3 m, monsterzak 403.23
- 19 - Korrelverdeling boring 404, NAP + 1,2 m → NAP + 0,7 m, monsterzak 404.3
- 20 - Korrelverdeling boring 404, NAP - 9,1 m → NAP - 9,8 m, monsterzak 404.11
- 21 - Korrelverdeling boring 404, NAP - 12,6 m → NAP - 14,2 m, monsterzak 404.14
- 22 - Korrelverdeling boring 405, NAP + 0,0 m → NAP - 2,0 m, monsterzak 405.4
- 23 - Korrelverdeling boring 405, NAP - 21,6 m → NAP - 22,6 m, monsterzak 405.20
- 24 - Korrelverdeling boring 406, NAP + 2,0 m → NAP + 0,0 m, monsterzak 406.5
- 25 - Korrelverdeling boring 406, NAP - 5,4 m → NAP - 7,4 m, monsterzak 406.11
- 26 - Korrelverdeling boring 406, NAP - 12,2 m → NAP - 14,1 m, monsterzak 406.14
- 27 - Waterdoorlatendheid bus T-398
- 28 ... 49 niet in gebruik
- 50 - TA-proef (12)10.692-1; boring 404, bus T-987
- 51 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-1

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>AB</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.84 van 88

- 52 - TA-proef (12)10.692-2; boring 404, bus T-987
- 53 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-2
- 54 - TA-proef (12)10.692-3; boring 404, bus T-987
- 55 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-3
- 56 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-1, -2, -3
- 56 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-1, -2, -3; bezwijken
- 56 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-1, -2, -3; bij 2%
- 56 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-1, -2, -3; bij 5%
- 57 - TA-proef (12)10.692-4; boring 404, bus T-995
- 58 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-4
- 59 - TA-proef (12)10.692-5; boring 404, bus T-995
- 60 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-5
- 61 - TA-proef (12)10.692-6; boring 404, bus T-995
- 62 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-6
- 63 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-4, -5, -6
- 63 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-4, -5, -6; bezwijken
- 63 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-4, -5, -6; bij 2%
- 63 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-4, -5, -6; bij 5%
- 64 - TA-proef (12)10.692-7; boring 403, bus T-983
- 65 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-7
- 66 - TA-proef (12)10.692-8; boring 403, bus T-983
- 67 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-8
- 68 - TA-proef (12)10.692-9; boring 403, bus T-983
- 69 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-9
- 70 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-7, -8, -9
- 70 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-7, -8, -9; bezwijken
- 70 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-7, -8, -9; bij 2%
- 70 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-7, -8, -9; bij 5%
- 71 - TA-proef (12)10.692-10; boring 403, bus T-850
- 72 - Elasticiteitsmoduli proef 10.692-10
- 73 - TA-proef (12)10.692-11; boring 403, bus T-850
- 74 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-11
- 75 - TA-proef (12)10.692-12; boring 403, bus T-850
- 76 - Elasticiteitsmoduli proef (12)10.692-12
- 77 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-10, -11, -12
- 77 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-10, -11, -12; bezwijken
- 77 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-10, -11, -12; bij 2%
- 77 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-10, -11, -12; bij 5%
- 78 - TA-proef (12)10.692-13; boring 402, bus T-930
- 79 - TA-proef (12)10.692-14; boring 402, bus T-930
- 80 - TA-proef (12)10.692-15; boring 402, bus T-930
- 81 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-13, -14, -15
- 81 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-13, -14, -15; bezwijken

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HEMT</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.85 van 88

- 81 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-13, -14, -15; bij 2%
- 81 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-13, -14, -15; bij 5%
- 82 - TA-proef (12)10.692-16; boring 402, bus T-967
- 83 - TA-proef (12)10.692-17; boring 402, bus T-967
- 84 - TA-proef (12)10.692-18; boring 402, bus T-967
- 85 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-16, -17, -18
- 85 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-16, -17, -18; bezwijken
- 85 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-16, -17, -18; bij 2%
- 85 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-16, -17, -18; bij 5%
- 86 - TA-proef (12)10.692-19; boring 401, bus T-905
- 87 - TA-proef (12)10.692-20; boring 401, bus T-905
- 88 - TA-proef (12)10.692-21; boring 401, bus T-905
- 89 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-19, -20, -21
- 89 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-19, -20, -21; bezwijken
- 89 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-19, -20, -21; bij 2%
- 89 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-19, -20, -21; bij 5%
- 90 - TA-proef (12)10.692-22; boring 401, bus T-802
- 91 - TA-proef (12)10.692-23; boring 401, bus T-802
- 92 - TA-proef (12)10.692-24; boring 401, bus T-802
- 93 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-22, -23, -24
- 93 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-22, -23, -24; bezwijken
- 93 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-22, -23, -24; bij 2%
- 93 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-22, -23, -24; bij 5%
- 94 - TA-proef (12)10.692-25; boring 406, bus T-917
- 95 - TA-proef (12)10.692-26; boring 406, bus T-917
- 96 - TA-proef (12)10.692-27; boring 406, bus T-917
- 97 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-25, -26, -27
- 97 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-25, -26, -27; bezwijken
- 97 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-25, -26, -27; bij 2%
- 97 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-25, -26, -27; bij 5%
- 98 - TA-proef (12)10.692-28; boring 406, bus T-926
- 99 - TA-proef (12)10.692-29; boring 406, bus T-926
- 100 - TA-proef (12)10.692-30; boring 406, bus T-926
- 101 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-28, -29, -30
- 101 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-28, -29, -30; bezwijken
- 101 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-28, -29, -30; bij 2%
- 101 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-28, -29, -30; bij 5%
- 102 - TA-proef (12)10.692-31; boring 405, bus T-367
- 103 - TA-proef (12)10.692-32; boring 405, bus T-367
- 104 - TA-proef (12)10.692-33; boring 405, bus T-367
- 105 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-31, -32, -33
- 105 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-31, -32, -33; bezwijken
- 105 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-31, -32, -33; bij 2%

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>HG</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMT/ <i>H</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.l Pg.86 van 88



- 105 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-31, -32, -33;bij 5%
- 106 - TA-proef (12)10.692-34; boring 405, bus T-945
- 107 - TA-proef (12)10.692-35; boring 405, bus T-945
- 108 - TA-proef (12)10.692-36; boring 405, bus T-945
- 109 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-34, -35, -36
- 109 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-34, -35, -36; bezwijken
- 109 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-34, -35, -36;bij 2%
- 109 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-34, -35, -36;bij 5%
- 110 - TA-proef (12)10.692-37; boring 405, bus A-2640
- 111 - TA-proef (12)10.692-38; boring 405, bus A-2640
- 112 - TA-proef (12)10.692-39; boring 405, bus A-2640
- 113 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-37, -38, -39
- 113 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-37, -38, -39; bezwijken
- 113 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-37, -38, -39;bij 2%
- 113 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-37, -38, -39;bij 5%
- 114 - TA-proef (12)10.692-40; boring 401, bus A-2926
- 115 - TA-proef (12)10.692-41; boring 401, bus A-2926
- 116 - TA-proef (12)10.692-42; boring 401, bus A-2926
- 117 - P.1, Mobilisatiecurve proef (12)10.692-40, -41, -42
- 117 - P.2, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-40, -41, -42; bezwijken
- 117 - P.3, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-40, -41, -42;bij 2%
- 117 - P.4, Mohr cirkels TA-proeven (12)10.692-40, -41, -42;bij 5%
- 118 - Doorlatendheid onder terreincondities monster T-985
- 119 - Doorlatendheid onder terreincondities monster T-967
- 120 - Doorlatendheid onder terreincondities monster T-987
- 121 - Doorlatendheid onder terreincondities monster T-954
- 122 - Doorlatendheid onder terreincondities monster T-926
- 123 - Doorlatendheid onder terreincondities monster T-390
- 124 - Doorlatendheid onder terreincondities monster A-3140
- 125 ... 149 niet in gebruik

Bijlagenboek II

- 155 - Dieptepeilingen 1 ... 4 en 4a
- 156 - Wateroverspanningsverhoudingen sondering 401 ... 405
- 157 - Ongedraineerde sterkte versus volumieke massa
- 158 - E-undrained;50 versus celdruk
- 159 - Tabellen damwandgegevens
- 160 - Tabellen schematisatie lagenopbouw t.p.v. boorloc. 401 ... 405
- 161 - Doorsnedegrafieken d.w.-berekeningen t.p.v. boorloc. 401 ... 405
- 162 - Grafieken resultaten d.w.-berekeningen, fase 3, boorloc. 401 ... 405
- 163 - Grafieken grond- en waterspanningen d.w.-berekening, fase 1 ... 6, boorloc. 402
- 164 - Grafieken momenten en verplaatsingen, fase 1 ... 6, boorloc. 402
- 165 - Grafiek resultaten oriënterende berekeningen boorloc. 402

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ <i>GH</i>	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.I. HEMT/ <i>HA</i>	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.87 van 88

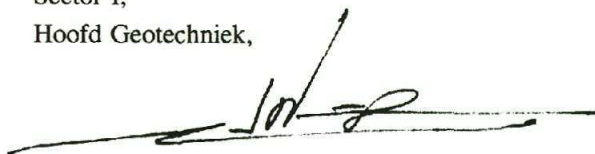
- 166 - Grafiek momenten en ankerkrachten versus fase, boorloc. 401
- 167 - Grafiek momenten en ankerkrachten versus fase, boorloc. 402
- 168 - Grafiek momenten en ankerkrachten versus fase, boorloc. 403
- 169 - Grafiek momenten en ankerkrachten versus fase, boorloc. 404
- 170 - Grafiek momenten en ankerkrachten versus fase, boorloc. 405
- 171 - Grafiek rekenwaarden horizontale verplaatsingen, boorloc. 401 ... 405
- 172 - Grafiek momentenverloop in ankerwand boorloc. 402
- 173 - Berekening Kranz-stabiliteit MSHEET boorloc. 403
- 174 - Grafiek Kranz-stabiliteit als functie van de grondwaterstand, boorloc. 401 ... 405
- 175 - Bishop-berekening boorloc. 402
- 176 - Bishop-berekening boorloc. 404
- 177 - Laagindeling PLAXIS-berekening boorloc. 402 + materiaalparameters
- 178 - PLAXIS-berekening 1, boorloc. 402, uitvoer rekenstadia 4 en 5
- 179 - PLAXIS-berekening 2, boorloc. 402, configuratie rekenstadia 1 ... 6
- 180 - PLAXIS-berekening 2, boorloc. 402, vervormingen rekenstadia 2 ... 6
- 181 - PLAXIS-berekening 2, boorloc. 402, contouren hor. verpl. rekenstadia 2 ... 6
- 182 - PLAXIS-berekening 2, boorloc. 402, ontw. plastische punten rekenstadia 3 ... 6
- 183 - PLAXIS-berekening 2, boorloc. 402, load-displacement curves
- 184 - PLAXIS-berekening 3, boorloc. 402, contouren hor. verpl., rekenstadia 3 ... 6
- 185 - PLAXIS-berekening 3, boorloc. 402, ontw. plastische punten, rekenstadia 3 ... 6
- 186 - PLAXIS-berekening 3, boorloc. 402, load-displacement curves
- 187 - PLAXIS-berekening 3, boorloc. 402, momenten damwand en ankerscherm, rekenstadium 5
- 188 - Laagindeling PLAXIS-berekening boorloc. 404 + materiaalparameters
- 189 - PLAXIS-berekening 4, boorloc. 404, configuratie rekenstadia 1 ... 6
- 190 - PLAXIS-berekening 4, boorloc. 404, contouren hor. verpl. rekenstadia 4 ... 7
- 191 - PLAXIS-berekening 4, boorloc. 404, ontw. plastische punten rekenstadia 4 ... 7
- 192 - PLAXIS-berekening 4, boorloc. 404, load-displacement curves
- 193 - PLAXIS-berekening 4, boorloc. 404, momenten damwand en ankerscherm, rekenstadium 6
- 194 - Grafiek spanningsverloop in cement-betonietwand
- 195 - Grafiek doorsnede-tekening en momentenverloop in cement-betonietwand
- 196 - Inklemmingsmoment versus verplaatsing bovenkant damwand

Staten van de boringen 401 ... 406



Grafieken van sonderingen 401 ... 405

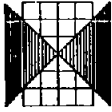
Grafieken van de waterspanningsonderingen 401 ... 405

Sector I,
 Hoofd Geotechniek,



ing. G.T. Visser

1997-02-24/HG/LC	Geotechnisch onderzoek EMK-terrein	
Controle HG/ 	Rapport	(12)10.692/V02
Pr.l. HEMI/ 	Afdeling Geotechniek	Doc.1 Pg.88 van 88



OMEGAM

HG

HC

1996-12-19

Grondmechanisch onderzoek EHK-terrasijn

Tabellen damwandgegevens

SECTOR I BODEM CIVIEL

Pf. nr. 1210-692
Doc. 159 Pg. 1 van 1

Tabel A - Damwandconstructie

Boorlocatie	Profiel hoofddamwand	Niveau anker-aansluiting hoofddamwand m t.o.v. NAP	Ankerdiameter mm	Ankerlengte m	H.o.h.-anker-afstand	Niveau anker-aansluiting ankerscherm m t.o.v. NAP	Profiel ankerscherm	Niveau bovenkant ankerscherm m t.o.v. NAP	Lengte ankerscherm m
401	L64/2500	+2,0	58	20	2,4	+0,5	L20	+2,0	3,0
402	L64/2500	+2,0	58	20	2,4	+0,5	L20	+2,0	3,0
403	L64/2500	+2,0	52	20	2,4	+0,5	L20	+2,0	3,0
404	L64/2500	+2,0	52	20	2,4	+0,5	L20	+2,0	3,0
405	L63	+2,0	45	12	2,4	+1,0	L20	+2,0	2,0

Tabel B - Damwandeigenschappen

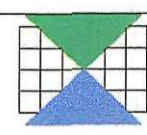
Profiel	Traagheidsmoment cm ⁴ /m ¹	Weerstandsmoment cm ³ /m ¹	Breedte dubbele plank m	EI kN.m ² /m ¹	Staalsoort	Aangehouden vloeispanning N/mm ²	Vloeimoment ¹⁾ kN.m/m ¹
L64/2500	54370	2500	1,20	11,4 x 10 ⁴	Fe44	265	663
L63	42500	2030	1,20	9,0 x 10 ⁴	Fe37	235	477
L20	6600	606	1,00	1,4 x 10 ⁴	Fe37	235	142

1) zonder reductie door eventuele scheve buiging

Tabel C - Anker-eigenschappen

Ankerdiameter mm	Oppervlakte mm ² /m ¹	Staalsoort	Aangehouden vloeispanning ¹⁾ N/mm ²	Vloeikracht kN/m ¹
58	1100	Fe52	347	381
52	885	Fe52	347	307
45	663	Fe52	347	230

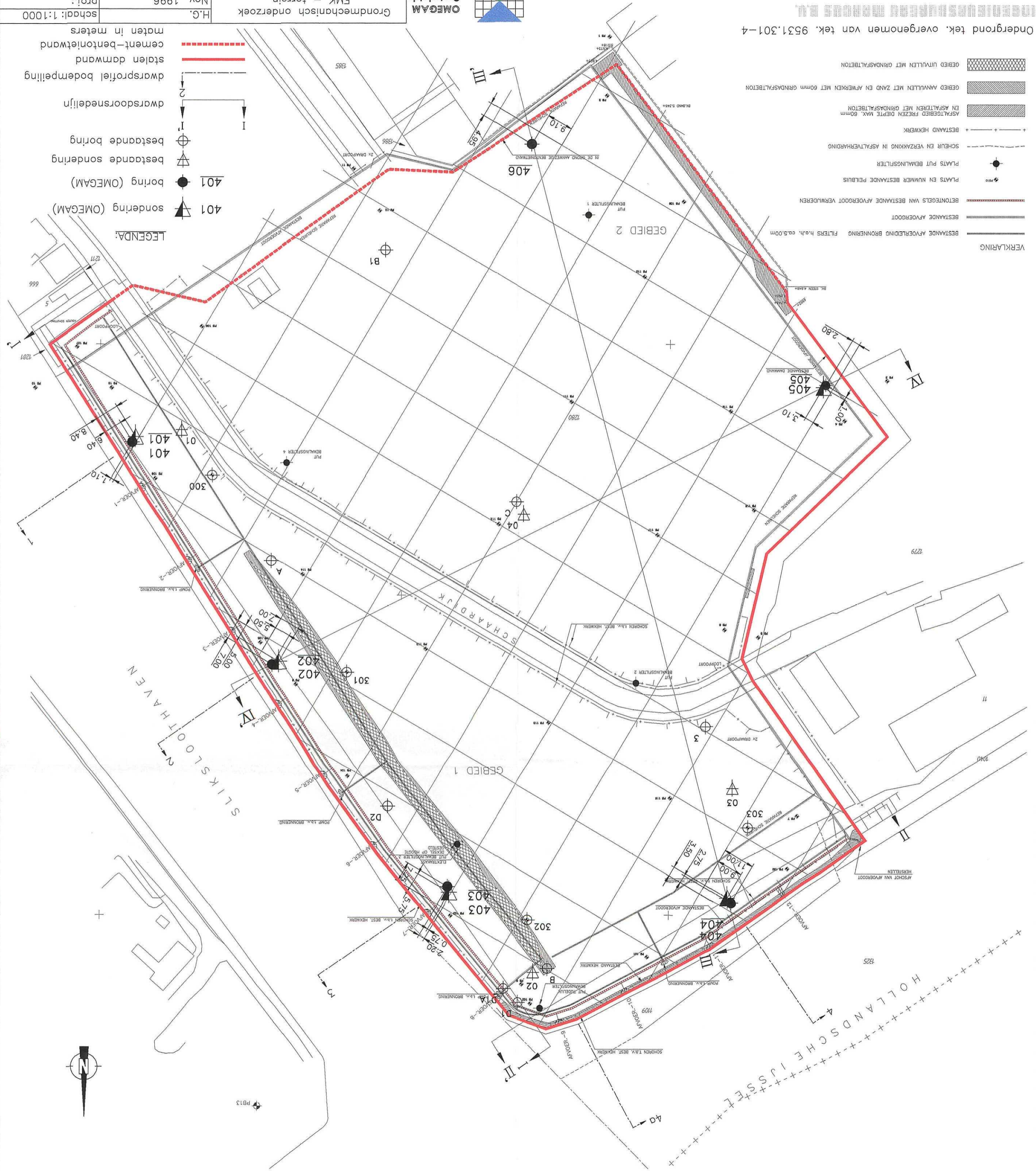
1) ten behoeve van de vloeispanning is 2/3 van de nominale treksterkte aangehouden; de gegarandeerde minimale vloeigrens is 357 N/mm² voor "diktes" d ≤ 16 mm, 345 N/mm² voor 16 < d ≤ 40 mm en 335 N/mm² voor 40 < d ≤ 63 mm

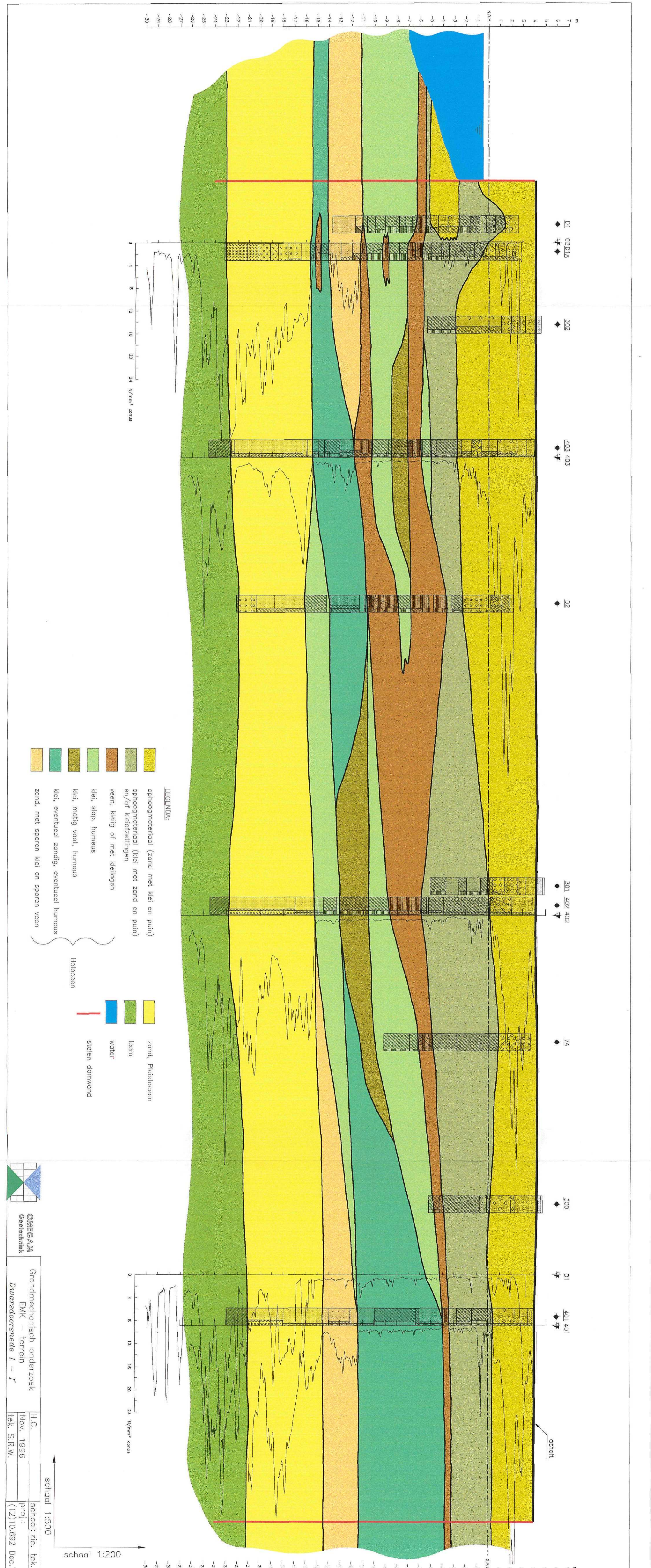


Undergrond tek. overgenomen van tek. 9531.301-4

- VERKLARING**
- GEBIED UVULLEN MET GRINDASFALTBETON
 - GEBIED ANVULLEN MET ZAND EN AFWERKEN MET 60MM GRINDASFALTBETON
 - EN ASFALTBEDRIJFEN DIEPTE MAX. 60MM
 - BESTAANDE HEKWERK
 - SCHOUR EN VERZAKKING IN ASFALTVERHARDING
 - PLAATS PUT BEWAKINGSFILTER
 - PLAATS EN NUMMER BESTANDE PIELBUS
 - BETONGEGELS VAN BESTANDE AFVOERGOOT VERWIJDEREN
 - BESTANDE AFVOERGOOT
 - BESTANDE AFVOERLEIDING BRONNENING FILTERS HO.H. ca. 0,00M

- LEGENDA:**
- boring (OMEGAM)
 - sondering (OMEGAM)
 - bestaande boring
 - dwarsdoorsnede I
 - dwarsdoorsnede II
 - dwarsprofiel bodempelling
 - stalen damwand
 - cement-bentonietwand
 - maten in meters





7
6
5
4
3
2
1
NAP
-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

0 4 8 12 16 20 24 N/mm² centus

0 4 8 12 16 20 24 N/mm² centus

0 4 8 12 16 20 24 N/mm² centus

0 4 8 12 16 20 24 N/mm² centus

- LEGENDA:**
- ophoogmateriaal (zand met klei en puin)
 - ophoogmateriaal (klei met zand en puin) en/of klei afzettingen
 - veen, kleilig of met kleilagen
 - klei, sloop, humeus
 - klei, matig vast, humeus
 - klei, eventueel zandig, eventueel humeus
 - zand, met sporen klei en sporen veen
- Geological Features:**
- zand, Pleistoceen
 - leem
 - water
 - stalen damwond
- Holoceen

OMEGAM
 Geotechniek

Grondmechanisch onderzoek
 EMK - terrein
 Duarsdoorsnede I - I'

H.G.	schaal: zie. tek.
Nov. 1996	proj.:
tek. S.R.W.	(12)10.692 Doc.151

schaal 1:500
 schaal 1:200

© copyright OMEGAM

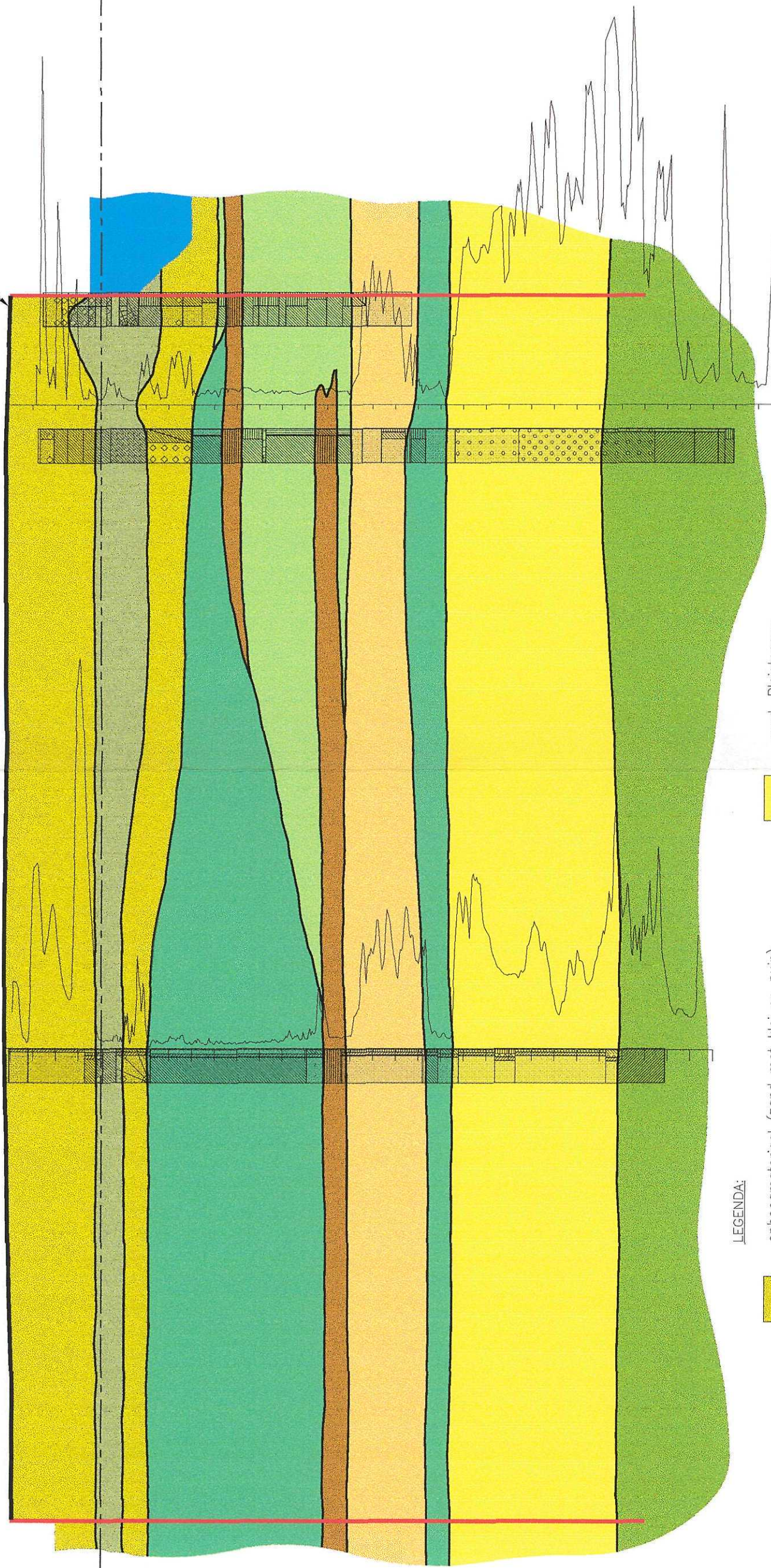
m 7
6
5
4
3
2
1
N.A.P.
-1
-2
-3
-4
-5
-6
-7
-8
-9
-10
-11
-12
-13
-14
-15
-16
-17
-18
-19
-20
-21
-22
-23
-24
-25
-26
-27
-28
-29
-30

404 404

B 02

D.1

asfalt



LEGENDA:

- ophoogmateriaal (zand met klei en puin)
- ophoogmateriaal (klei met zand en puin) en/of kleiafzettingen
- veen, kleilig of met kleilagen
- klei, slap, humeus
- klei, eventueel zandig, eventueel humeus
- zand, met sporen klei en sporen veen

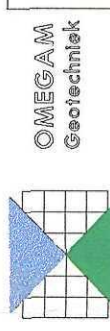
Holoceen

- zand, Pleistoceen
- leem
- water
- stalen damwand

schaal 1:200

schaal 1:500

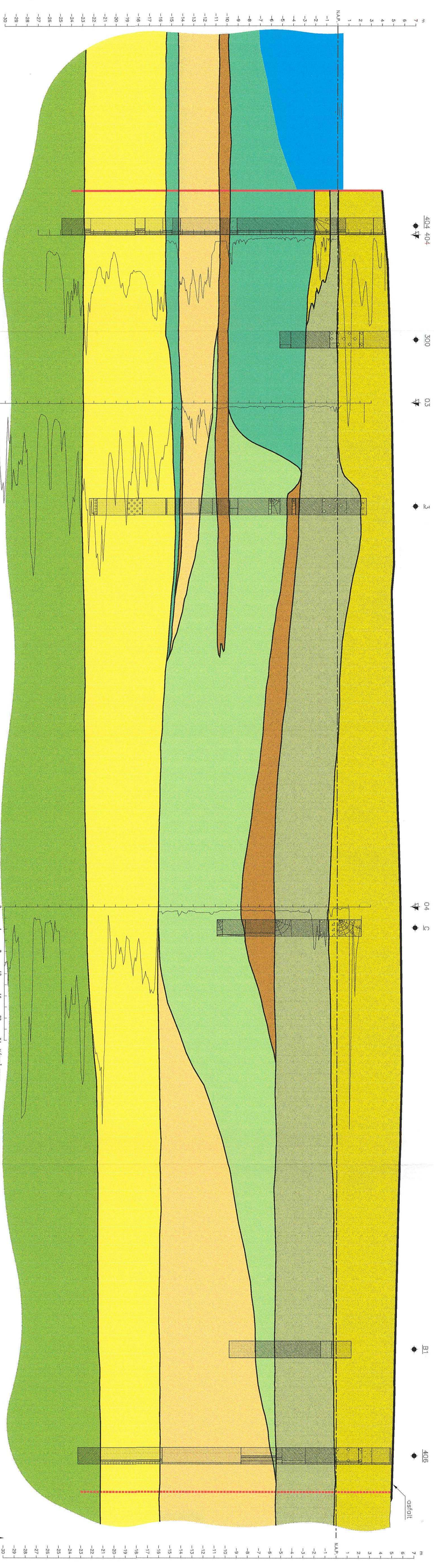
copyright OMEGAM



Grondmechanisch onderzoek
EMK - terrein
Dwarsdoorsnede II - II'

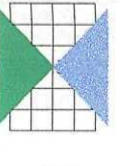
H.G.
Nov. 1996
tek. S.R.W.

schaal: zie. tek.
proj.:
(12)10.692 Doc.152



LEGENDA:

- ophoogmateriaal (zand met klei en puin)
- ophoogmateriaal (Klei met zand en puin) en/of kietafzettingen
- veen, kleifig of met kleilagen
- Klei, sloop, eventueel humeus
- Klei, eventueel zandig, eventueel humeus
- zand, Pleistoceen
- leem
- water
- zand, met sporen klei en sporen veen
- stalen domwand
- cement bentonietwand



OMEGAM
Geotechniek

Grondmechanisch onderzoek
EMK – terrein
Dwaarsdoorsnede III – III'

H.G.
Nov. 1996
tek. S.R.W.

schaal 1:500
schaal 1:200
schaal: zie. tek.



- LEGENDA:**
- | | | | |
|--|--|--|-------------------|
| | ophoogmateriaal (zand met klei en puin) | | zand, Pleistoceen |
| | ophoogmateriaal (klei met zand en puin) en/of klei afzettingen | | leem |
| | veen, kleiig of met kleilagen | | water |
| | klei, slap, humeus | | stalen damwand |
| | klei, matig vast, eventueel humeus | | |
| | klei, eventueel zandig, eventueel humeus | | |
- Holoceen

© copyright OMEGAM
 schaal 1:200
 schaal 1:500

OMEGAM
 Geotechniek

Grondmechanisch onderzoek
 EMK – terrein
 Dwarsdoorsnede IV – IV

H.G.
 Nov. 1996
 tek. S.R.W.

schaal: zie. tek.
 proj.:
 (12)10.692 Doc.154

