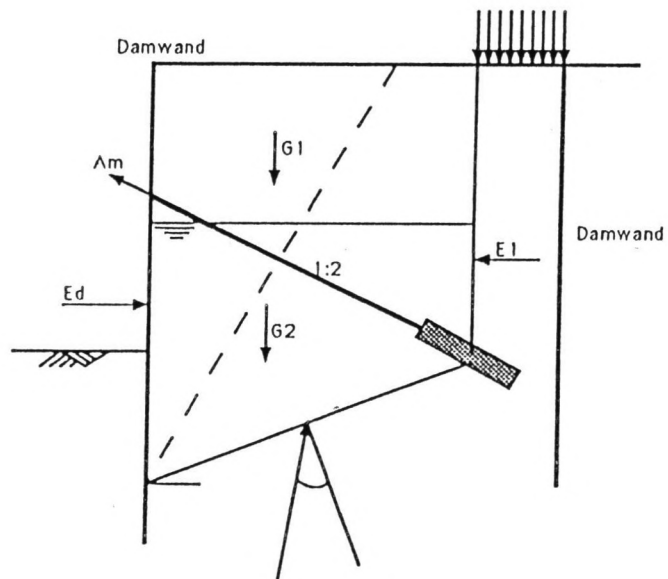


TECHNISCHE ASPECTEN VAN EEN VERDIEPTE BAKCONSTRUCTIE TE MAARN

juni 1990

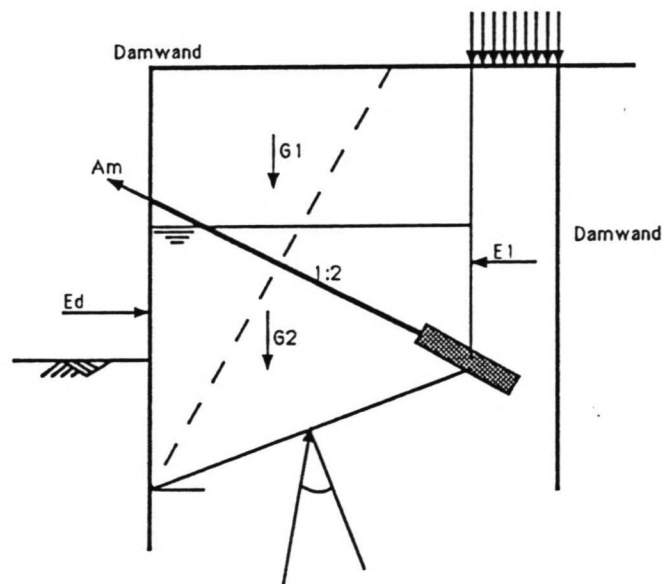
H.R. Stoffers



Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, k. 2.91
Stevinweg 1
2628 CN DELFT

TECHNISCHE ASPECTEN VAN EEN VERDIEPTE BAKCONSTRUCTIE TE MAARN

(Deelrapport IIb)



H.R. STOFFERS

Delft, juni 1990

AFSTUDEERCOMMISSIE

Prof. Ir. A. Glerum

Prof. Ir. H.M. Oudshoorn

Ir. B. Polen

Ir. E. Rosbergen

TECHNISCHE UNIVERSITEIT DELFT
FACULTEIT DER CIVIELE TECHNIEK
PLANNING, ONTWERPEN & ORGANISATIE / WATERBOUWKUNDE



VOORWOORD

Dit is het laatste deelrapport in het kader van mijn afstudeerproject "Maarn". Het handelt over een aantal specifiek technische onderwerpen, zoals damwanden, verankeringen en het toepassen van onderwaterbeton, die de essentie van de uitvoering vormen. Bij de verschillende onderwerpen kan het wenselijk zijn, om de deelrapporten I en IIa te raadplegen om de gehele lijn niet uit het oog te verliezen en om een beter overzicht van de problematiek te verkrijgen. Deze deelrapporten hebben respectievelijk de titels: "Ruim Baan door Maarn" en "Uitvoering van een verdiepte bakconstructie" [lit=6,7].

H.R. Stoffers

Delft, juni 1990

INHOUDSOPGAVE	blz.
Voorwoord	3
Inhoudsopgave	4
Inleiding	5
Hoofdstuk 1. Technische mogelijkheden	6
1.1. Bodemgesteldheid te Maarn en omstreken	6
1.2. Principe-oplossingen	9
1.3. Verlagen van de grondwaterstand	11
1.4. Opbarsten van eemklei- en bodeminjectielaag	12
Hoofdstuk 2. Damwand en verankering	17
Hoofdstuk 3. Onderwaterbeton	20
Samenvatting	24
Literatuur	26
Bijlage I. Grondwaterstanden	29
Bijlage II. Boringen	32
Bijlage III. Sonderingen	38
Bijlage IV. Berekening damwanden	44
Bijlage V. Berekening ankers voor damwand IV	61
Bijlage VI. Onderwaterbeton	64
Bijlage VII. Bovenbelasting damwanden	68

INLEIDING

In dit rapport komen enkele technische aspecten aan bod, die betrekking hebben op de verdiepte bakconstructie te Maarn. In hoofdstuk 1 wordt ingegaan op de technische mogelijkheden om een bak te kunnen realiseren in relatie met de omstandigheden, zoals grondgesteldheid en grondwaterstand. Hoofdstuk 2 behandelt de damwanden en de verankering hiervan. Het blijkt, dat dit een uitermate essentieel onderdeel van de constructie is. In hoofdstuk 3 wordt nader ingegaan op het onderwaterbeton, dat zorg moet dragen voor een waterdichte bouwkuip.

Uitgegaan wordt van een bouwwijze, zoals die in deelrapport IIa "Uitvoering van een verdiepte bakconstructie" is aangegeven. Deze uitvoering wordt bekend verondersteld en komt in de hoofdstukken niet meer aan bod. Van belang voor dit rapport is, dat de bakconstructie in gedeelten wordt gemaakt. Steeds wordt een deel met een breedte van ca. 15m aangelegd, zodat na vier gedeelten de definitieve breedte van 60m wordt bereikt [lit=7].

De bijlagen bestaan uit een aantal gegevens, zoals grondwaterstanden, boringen en sonderingen en uit berekeningen van damwanden, ankers en onderwaterbeton.

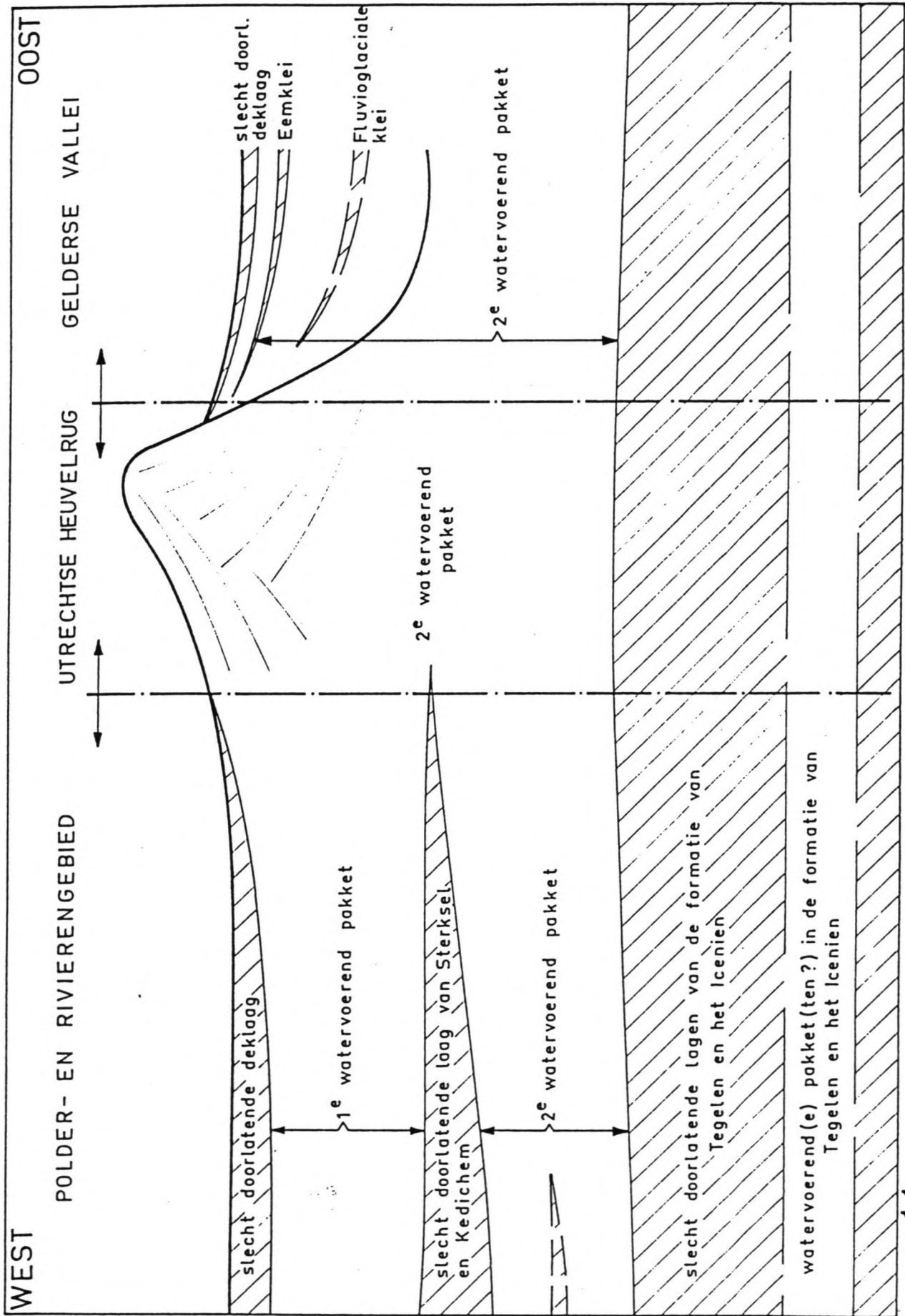
HOOFDSTUK 1. TECHNISCHE MOGELIJKHEDEN

1.1. Bodemgesteldheid te Maarn en omstreken [lit=2]

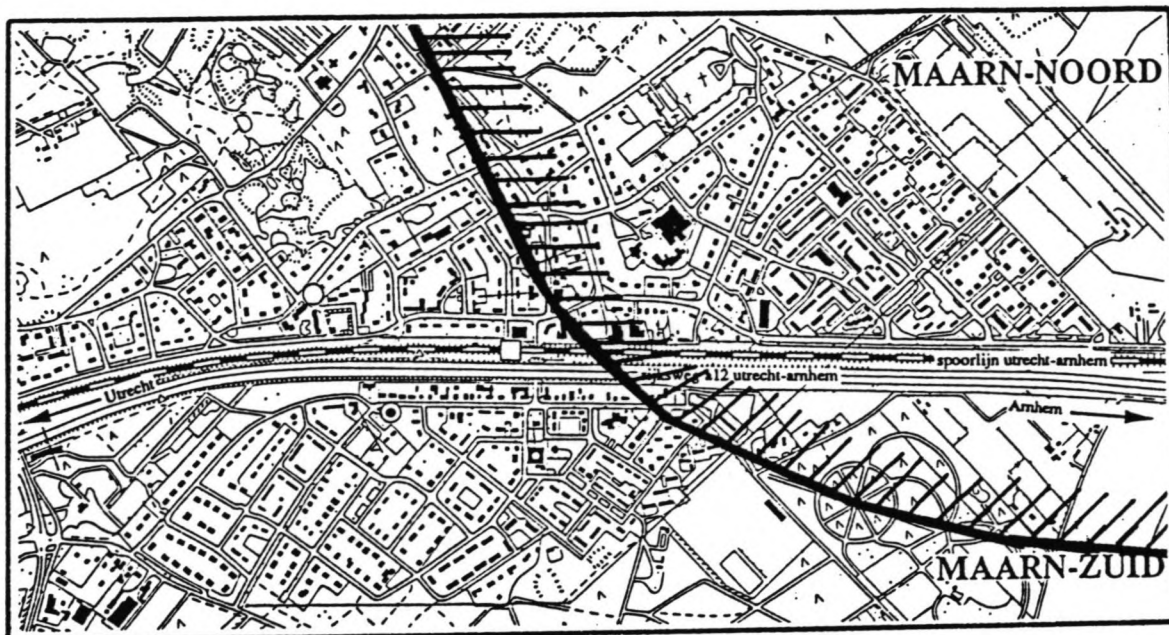
Maarn ligt op de grens van de Utrechtse Heuvelrug en de Gelderse Vallei. In de Utrechtse Heuvelrug ontbreekt de slecht doorlatende deklaag en de slecht doorlatende laag van Sterkel en Kedichem (figuur 1.1). Deze laag reikt waarschijnlijk tot aan de zandafgraving (zie boring 32D97, bijlage II). Er is slechts één watervoerend pakket (het 2^e). Ook in de Gelderse Vallei ontbreekt de slecht doorlatende laag van Sterksel en Kedichem. Hier zorgt de eemkleilaag ervoor, dat een verdeling kan worden gemaakt in 2 watervoerende pakketten. Tevens is de deklaag in de Gelderse Vallei slecht doorlatend. De watervoerende pakketten bestaan uit zanden.

Te Maarn is de dikte van het 2^e watervoerende pakket ca 80-90m. De slecht doorlatende lagen van de formatie van Tegelen en het Lcenien vormen de basis van het 2^e watervoerende pakket. De uitbreiding van de eemklei komt tot aan Maarn. Figuur 1.2 toont de grens van de verspreiding. Een zekere onnauwkeurigheid wordt niet uitgesloten. Uit bijlage II boring nr 189 blijkt dat de eemkleilaag ca. 4m dik is (t.p.v. boring 189) en op een diepte van 16.25m beneden het maaiveld begint.

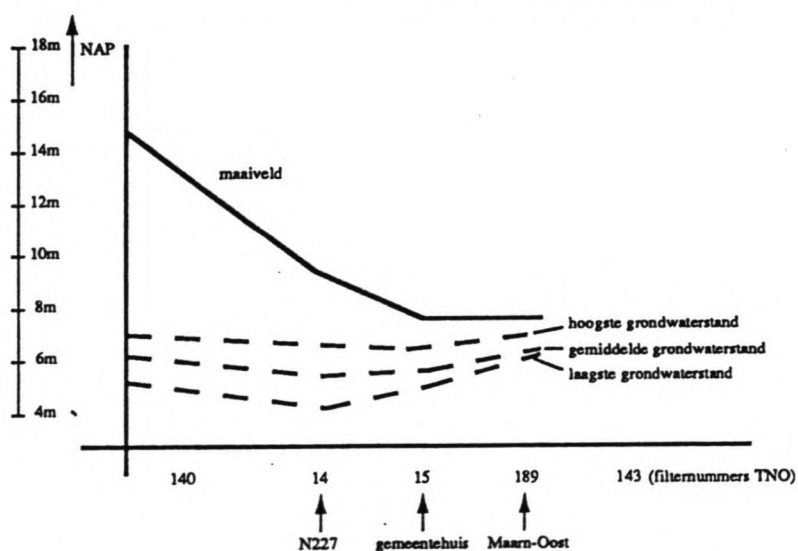
In bijlage I zijn de grondwaterstanden gegeven van een aantal punten in Maarn en omstreken. Te Maarn-Centrum is de hoogst gemeten grondwaterstand (sinds 1975) 6.58m +NAP, hetgeen 1.28m beneden maaiveld is. Grondwatermeting nr 189 (oostpunt Maarn) laat een hoogste stand zien van 7.10m +NAP, hetgeen 0.77m beneden maaiveld is. Uit bestudering van de gegevens blijkt, dat de stijghoogte van het grondwater in het tweede watervoerende pakket kleiner is dan in het eerste watervoerende pakket (laag boven de eemklei). Figuur 1.3 geeft een globaal beeld van de grondwaterstand.



FIGUUR 1.1: Schematisch geohydrologisch oost-west profiel (ter schematisering zijn met name de breuken weggelaten)



(fig. 1.2) Grens eemklevverspreiding



(fig. 1.3) Verloop grondwaterstand

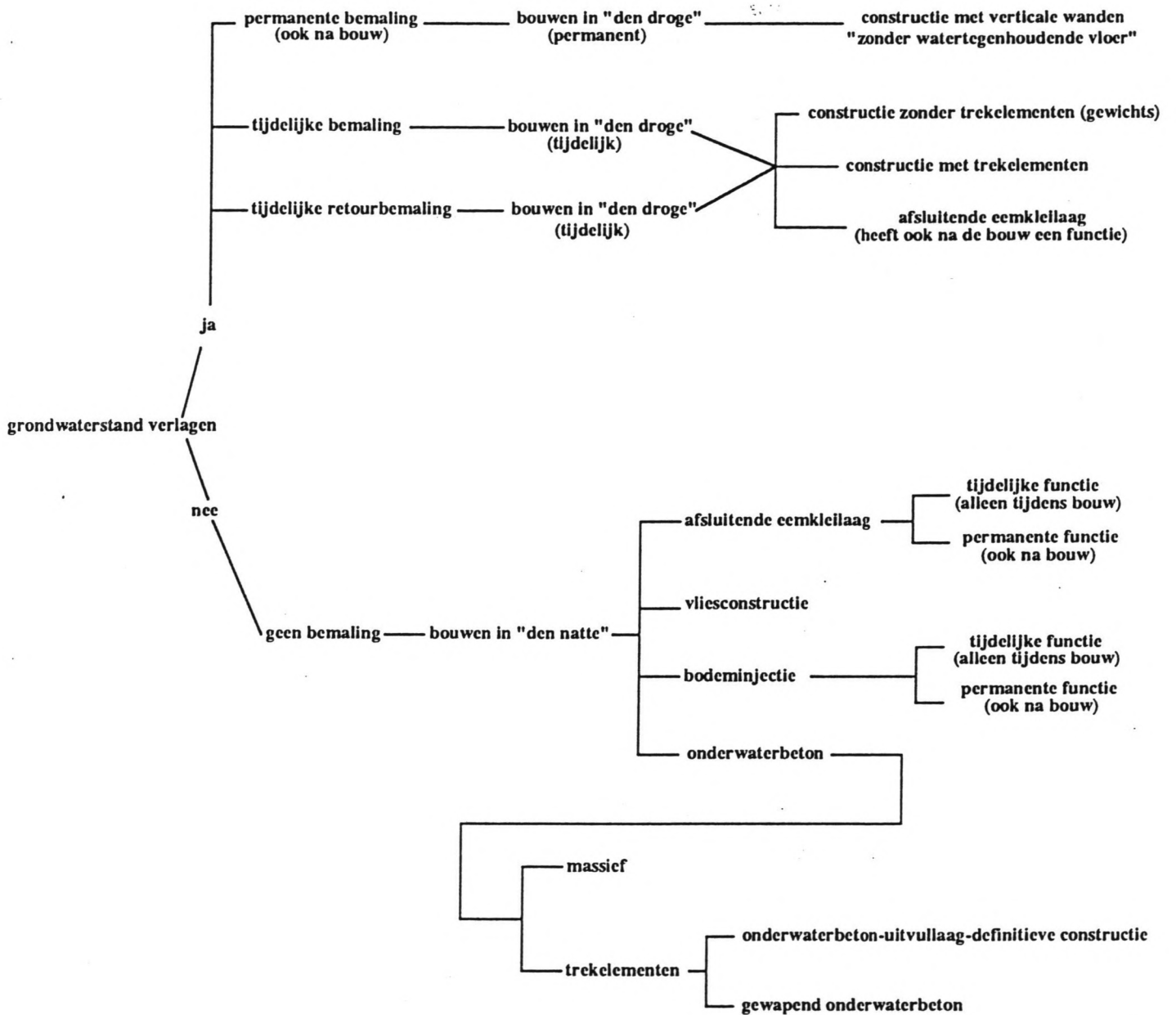
Bijlage II toont een aantal boringen van de Rijksgeologische Dienst, waaruit blijkt dat de opbouw van de grond voornamelijk uit verschillende soorten zanden bestaat.

Bijlage III geeft een aantal sonderingen weer, waaruit kan worden geconcludeerd, dat de draagkracht van de ondergrond

behoorlijk is. Dit verwondert niet, omdat die ondergrond voornamelijk uit zanden bestaat.

1.2. Principe-oplossingen [lit=3,9,10]

Figuur 1.4 geeft een overzicht van een groot aantal mogelijkheden hoe de aanleg van de verdiepte bakconstructie kan worden gerealiseerd. De uitvoering wordt zeer sterk bepaald door het al dan niet verlagen van de grondwaterstand. Dit bepaalt of er droog of nat kan worden gewerkt. Bij het bouwen "in den droge" is de uitvoering relatief eenvoudig. Na het plaatsen van damwanden en het in werking stellen van de bemaling kan droog worden ontgraven en kan de vloer worden aangelegd. Deze vloer kan een gewichtsconstructie zijn, of met trekelementen worden uitgevoerd om, na het beëindigen van de bemaling, het verticale evenwicht te garanderen. Een retourbemaling is een systeem, waarbij rondom de bouwput water wordt opgepompt en op zekere afstand opnieuw de grond wordt ingebracht door middel van filters. Hierdoor is de feitelijke grondwaterstandverlaging in de omgeving geringer, waardoor de schade beperkt blijft. Wel is een zeer sterke bemaling benodigd. In dit rapport wordt de mogelijkheid van een retourbemaling buiten beschouwing gelaten. Opgemerkt wordt, dat het toepassen van een retourbemaling ook niet zonder problemen is. Onder andere het verstopt raken van de filters kan problematisch zijn. Een verbod op het verlagen van de grondwaterstand leidt tot een ingewikkelde uitvoering, waarbij zich in principe een aantal mogelijkheden voordoen. Steeds gaat het erom op één of andere wijze een waterafsluitende laag te introduceren, waardoor de bouwput kan worden droog gepompt. Vervolgens kan de bakconstructie worden aangelegd.



(fig.1.4) Overzicht technische mogelijkheden

- Ten oosten van het station kan eventueel gebruik worden gemaakt van de afsluitende eemkleilaag, die zich op ca. 16m beneden het maaiveld bevindt. Hierbij kan, door binnen de damwanden de grondwaterstand te verlagen, droog worden gewerkt. De eemkleilaag kan dus dienen als waterafsluitende laag. Uitgebreide bodemonderzoeken zijn noodzakelijk, om de homogeniteit van de eemkleilaag te onderzoeken.
- Ook een bodeminjectie kan de functie vervullen van waterafsluitende laag. Hierbij wordt onder druk een vloeistof in de poriën van het zandpakket geperst, waardoor de doorlatendheid sterk vermindert. De vloeistof wordt daarna hard. Deze bodeminjectie kan eventueel westelijk van het station worden gebruikt, omdat de eemkleilaag daar niet aanwezig is. Ook de bodeminjectie maakt het dus mogelijk, dat zonder de waterstand in de omgeving te verlagen toch droog kan worden gewerkt.
- Bij een vliesconstructie wordt kunstmatig een poldertje met een eigen waterhuishouding gecreëerd. Nu al wordt opgemerkt, dat dit systeem niet voor Maarn in aanmerking komt, omdat gefaseerd wordt gewerkt.
- Het toepassen van onderwaterbeton wordt wel kansrijk geacht. Hierbij wordt in een ontgraven bouwput, die vol water staat beton gestort. Dit beton zal de afdichtende functie moeten vervullen. Het verticale evenwicht kan worden verzekerd door een gewichtsconstructie of door trekelementen.

1.3. Grondwaterstandverlaging

In dit rapport wordt uitgegaan van een verbod op het verlagen van de grondwaterstand, hoewel dit duidelijk discutabel kan zijn. Een aantal factoren die hierbij een rol spelen zijn:

- Direct ten westen van de zandafgraving begint het waterwingebied Driebergen-Rijsenburg. Op ca. 2 km. ten zuidwesten van Maarn ligt het waterwingebied Doorn [lit=5].
- De grondwaterstand zal afhankelijk van de locatie ca. 0-6m moeten worden verlaagd, hetgeen consequenties kan hebben voor de bebouwde omgeving en de vegetatie. Mogelijk ontstaan ontoelaatbare zettingen en zijn de negatieve gevolgen voor de vegetatie te groot. Naast de bouwkuip liggen bosgebieden.
- De grondwaterstand zal gedurende langere tijd (enkele jaren) moeten worden verlaagd.

Nadere studies zullen uit moeten wijzen of een verbod op het verlagen van de grondwaterstand een korrekte aanname is. Het kan heel goed mogelijk zijn, dat onder bepaalde voorwaarden de grondwaterstand wel mag worden verlaagd. Een verbod op het verlagen van de grondwaterstand leidt tot een gecompliceerde uitvoering en zal dus aanmerkelijk duurder zijn.

In bijlage I is een overzicht van de grondwaterstanden van Maarn en omgeving gegeven.

Door in dit rapport uit te gaan van een ongewijzigde grondwaterstand blijven de volgende twee varianten over, die nader moeten worden beschouwd:

- bodeminjectie en/of eemkleilaag als afsluitende laag
- onderwaterbeton

1.4. Opbarsten van eemklei- en bodeminjectielaag

Eemkleilaag:

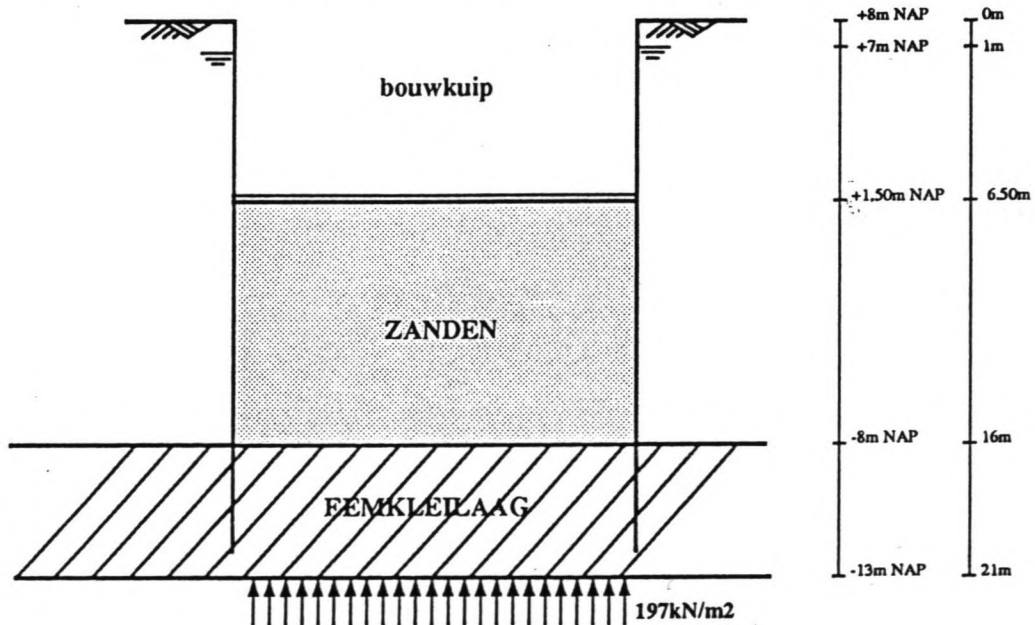
Bij het eventueel gebruik maken van de eemkleilaag als waterafsluitende laag dient het opbarsten van deze laag te worden

gecontroleerd. De bouwkuip is inmiddels leeggepompt. Bij de controle is uitgegaan van een watervrij zandpakket boven de eemkleilaag. In de praktijk is dit natuurlijk niet noodzakelijk. De uitgangspunten zijn:

- grondwaterstand 1m beneden maaiveld
- bovenkant kleilaag ca. 16m beneden maaiveld
- onderkant kleilaag ca 23m beneden maaiveld
- uit veiligheidsoverwegingen kiezen voor een laagdikte van 5m
- bodem bouwput ca. 6.50m beneden maaiveld
- opwaartse waterdruk tegen onderkant kleilaag:
 - stijghoogte 6,7m +NAP (2^e watervoerende pakket)
 - niveau onderkant kleilaag: 13m -NAP (21m beneden maaiveld)

de opwaartse waterdruk is dus: $(6.7+13) \cdot 10 = 197 \text{ kN/m}^2$

- $\tau_{\text{zand,nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$, $\tau_{\text{zand,droog}} = 16 \text{ kN/m}^3$, $\tau_{\text{klei}} = 20 \text{ kN/m}^3$



(fig 1.5) Afsluitende eemkleilaag

controle op opbarsten:

- opwaartse druk: 197kN/m^2
- neerwaarts gericht grondgewicht:
 $(8+1.50)*16+(13-8)*20=252\text{kN/m}^2$

De kleilaag barst dus niet op. De veiligheid tegen opbarsten is $252/197=1.28$. Een gebruikelijke veiligheid is 1.2. Deze wordt dus gehaald.

Alle damwanden (5) zullen in de eemkleilaag moeten staan en zwaar worden belast. In dit rapport wordt niet verder ingegaan op de mogelijkheid deze eemkleilaag te gebruiken. Technisch wordt het mogelijk geacht.

Injectielaag:

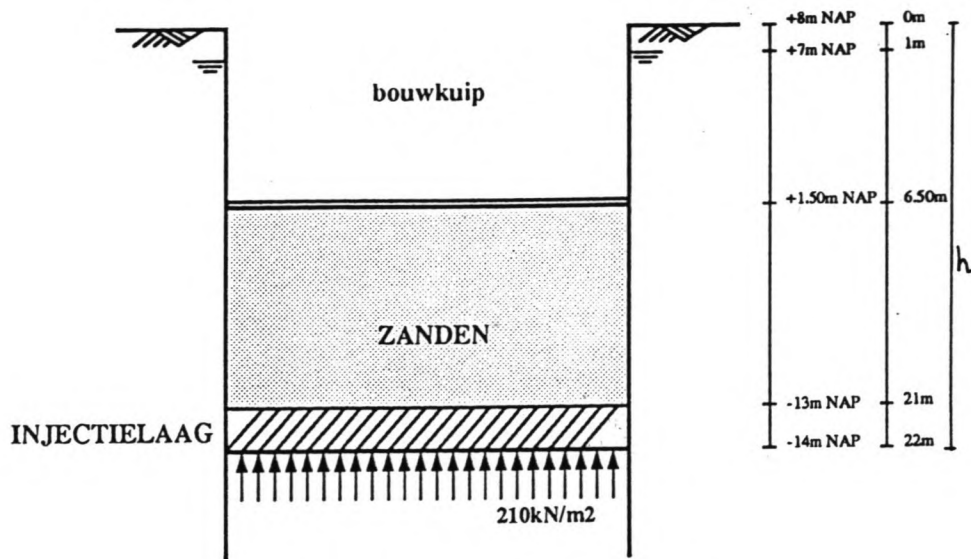
Daar waar de eemkleilaag niet aanwezig is, kan eventueel gebruik worden gemaakt van een bodeminjectielaag. Ook in dit geval is de bouwkuip inmiddels leeg gepompt en is uitgegaan van een droog zandpakket boven de injectielaag. Ter bepaling van de diepteligging van deze injectielaag zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- grondwaterstand: 7m +NAP
- stel injectielaag 1m dik
- bodem bouwput ca 6.50m beneden maaiveld
- $\tau_{\text{zand,nat}}=20\text{kN/m}^3$, $\tau_{\text{zand,droog}}=16\text{kN/m}^3$, $\tau_{\text{injectie}}=20\text{kN/m}^3$
- veiligheid tegen opbarsten: 1.2

Het niveau van de onderkant van de injectielaag (h) volgt uit de volgende vergelijking (zie ook figuur 1.6):

$$1.2*(h-1)*10=(h-1-(8-1.50))*16+1*20$$

$$h=22\text{m.}$$



(fig 1.6) Afsluitende injectielaag

De injectielaag blijkt lager te moeten liggen dan de eemklei- laag. Het aanbrengen van een waterafsluitende laag ter plaatse van het overgangsgebied tussen de injectielaag en de eemklei- laag is lastig tot stand te brengen. De eemkleilaag zal in dit gebied waarschijnlijk grillig verlopen. Hierdoor zal de injectielaag moeten worden voortgezet tot het punt waar de eemkleilaag voldoende homogeniteit vertoont. De injectielaag kan niet boven de eemkleilaag worden aangelegd, omdat de injectielaag dan opbarst. Onder de eemkleilaag zal dus nog een injectie moeten worden aangebracht. Ook zal nog een dwarsdam- wand benodigd zijn om de afsluiting compleet te maken.

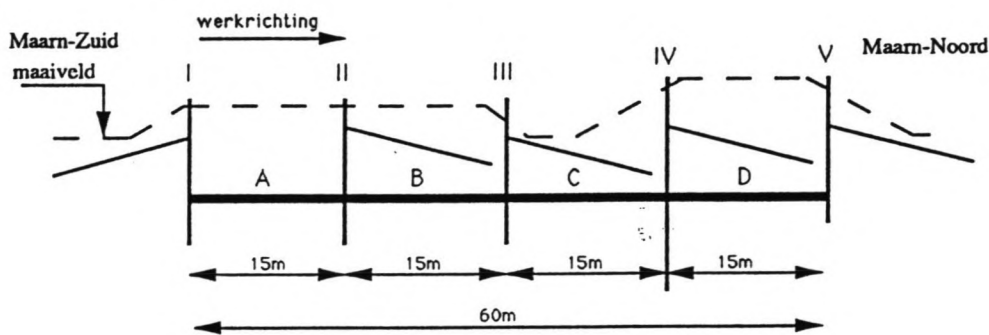
Een bodeminjectie is zeer duur (ca. f400/m²) en het is boven- dien de vraag of de ondergrond voldoende regelmatig van samenstelling is om een injectie goed tot haar recht te laten komen. Dit zal dan door middel van grondonderzoeken nauwkeurig onderzocht moeten worden. In dit rapport wordt niet verder ingegaan op het toepassen van een bodeminjectie.

De mogelijkheid van het toepassen van onderwaterbeton wordt in dit rapport nader uitgewerkt. In hoofdstuk 2 "Damwand en verankering" wordt al uitgegaan van een onderwaterbetonvloer. In hoofdstuk 3 komt vervolgens het onderwaterbeton zelf aan bod.

HOOFDSTUK 2. DAMWAND EN VERANKERING [lit=4,8,10]

In totaal zal vijf maal een damwand moeten worden geplaatst, om de verschillende bouwstadia van elkaar te scheiden. De twee buitenste damwanden (I en V, figuur 2.1) kunnen een definitieve functie vervullen en behoeven niet meer te worden verwijderd.

Het verankeren van de verschillende damwanden in de diverse bouwstadia levert problemen op. De ankers van de middendamwanden kunnen maar 14 à 15m lang zijn. Bij langere ankers staat het volgende scherm in de weg.



I, II, III, IV, V: Damwanden

A, B, C, D: Bouwkuipen

(fig. 2.1) Damwanden en verankeringen

De werkwijze is dus:

- slaan damwand I: verankeren levert geen problemen op
- slaan damwand II: verankeren in 15m zone,
uitgraven en gereedmaken bouwkuip A
- slaan damwand III: verankeren in 15m zone,
uitgraven en gereedmaken bouwkuip B, afbranden
damwand 2

- slaan damwand IV: verankeren in 15m zone,
uitgraven en gereedmaken bouwkuip C, afbranden
damwand 3
- slaan damwand V: verankeren geen probleem,
uitgraven en gereedmaken bouwkuip D, afbranden
damwand 4

Bijlage 5 toont aan, dat het verankeren van de damwanden in de beperkte ruimte van 15m mogelijk is. Het anker van damwand IV is maatgevend (grootste kerende hoogte, grootste bovenbelasting). De berekening leidde tot de conclusie, dat de grond in staat is, om een ankerkracht op te nemen van 690kN/m. De berekende ankerkracht is 343kN/m. Hieruit volgt dat de veiligheid 2 is ($690/343=2$). Deze is voldoende, omdat de veiligheid groter moet zijn dan 1.5.

Uitgegaan is van de bouw met behulp van onderwaterbeton, zodat in de eindsituatie (na gereedkoming van de bouwkuip) de damwand kan worden opgevat, als zijnde gedeeltelijk ingeklemd.

Damwand IV is van de vijf damwanden de zwaarst belaste. Deze heeft namelijk de grootste kerende hoogte (11m) en de grootste bovenbelasting (20kN/m^2). Dit is een treinbelasting. Bij damwand V hoeft geen rekening te worden gehouden met een bovenbelasting. Het treinverkeer is dan al verplaatst van het hoge zandlichaam naar bouwkuip C.

Een duidelijk verschil in te keren hoogte en bovenbelasting treedt dus op tussen enerzijds damwand IV en anderzijds de damwanden (I), II, III, en (V). Voor deze twee belastingtoestanden zijn berekeningen uitgevoerd. Bijlage IV toont deze berekeningen. De resultaten zijn als volgt:

Damwand (I), II, III, (V):

kerende hoogte: 8m

bovenbelasting: 15kN/m^2 (zie bijlage VII)

anker: 3m beneden bovenkant damwand

ankerkracht: 162kN/m

profiel: Larssen 22 (gew. 1340kN/m^2)

Damwand IV:

kerende hoogte: 11m

bovenbelasting: 20kN/m^2 (zie bijlage VII)

anker: 5m beneden bovenkant damwand

ankerkracht: 343kN/m

profiel: Larssen 420 (gew. 1730kN/m^2)

HOOFDSTUK 3. ONDERWATERBETON [lit=1,3,9,11,12]

In principe zijn er twee mogelijkheden om gebruik te maken van onderwaterbeton uitgevoerd met trekelementen:

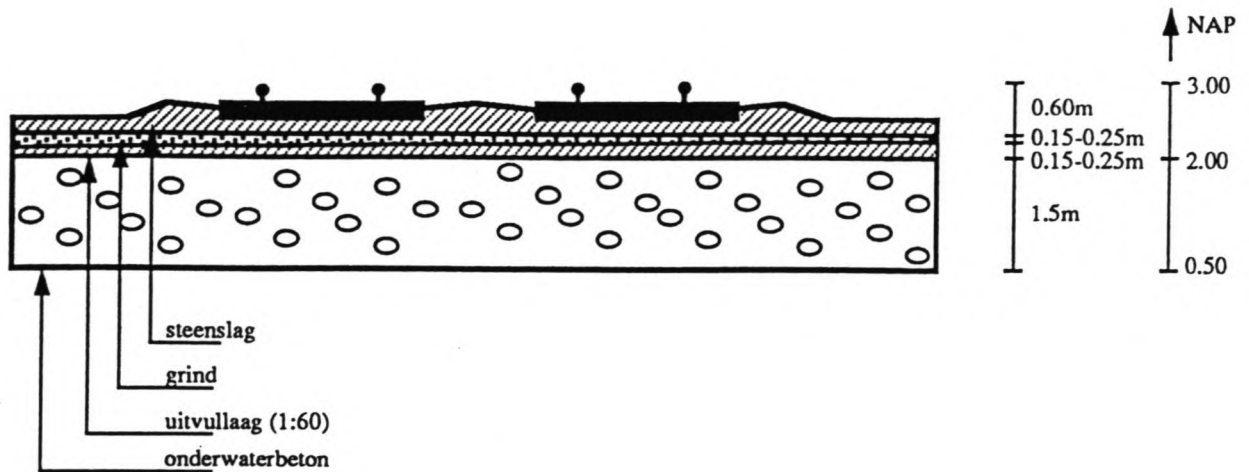
1. onderwaterbeton-uitvullaag-definitieve constructie
2. gewapend onderwaterbeton

Het voordeel van een gewapend onderwaterbetonvloer is, dat de constructiehoogte kleiner kan zijn. Hierdoor behoeft minder diep ontgraven te worden en zullen de damwanden in de aanlegfase minder zwaar worden belast. Ook is de opwaartse waterdruk geringer bij een dunnere, dus hoger gelegen gewapende onderwaterbetonvloer. Een massieve onderwaterbetonvloer (zonder trekelementen) is om gelijksoortige redenen niet aantrekkelijk en wordt in het vervolg buiten beschouwing gelaten.

In dit rapport wordt gekozen voor een gewapende onderwaterbetonvloer met trekelementen. De uitvoering hiervan is lastig en wel om de volgende redenen:

- Het aanbrengen van geprefabriceerde wapeningsnetten onder water. Bovendien moeten de netten rondom de trekelementen worden aangebracht.
- Het betonstorten; de wapening moet goed worden omhuld; het beton moet dus goed vloeien
- Controle en maatvoering

Op het kale onderwaterbeton wordt een uitvullaag aangebracht, om de oneffenheden weg te werken. Bovendien moet deze uitvullaag onder een afschot worden gelegd, zodat lekwater en regenwater weg kunnen stromen naar afvoergoten. Op deze vlakke uitvullaag wordt, wat de spoorbaan betreft eerst een grindlaag gestort. Hier bovenop wordt het ballastbed aangelegd. Dit bed bestaat uit steenslag met daarin opgenomen de dwarsdragers voor de rails. De opbouw is in figuur 3.1. weergegeven.



(fig. 3.1) Opbouw bakconstructie

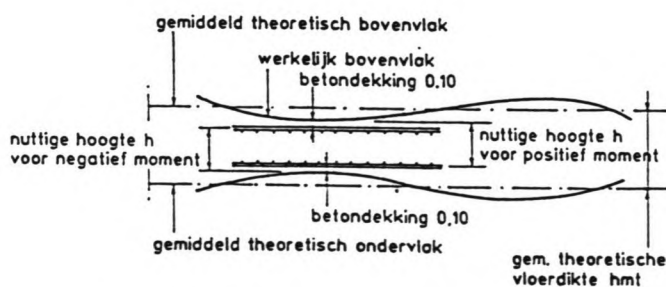
- onderwaterbeton: 1.50m
- uitvullaag: minimum 0.15m (afschot 1:60)
- grindlaag: minimum 0.15m (deze laag kan er ook voor zorgen, dat de laag steenslag in het geheel onder een bepaalde helling komt te liggen)
- laag steenslag: maximum 0.60m. De bovenkant van het spoor (BS) ligt nu op 3m +NAP, waar altijd van uit is gegaan [lit=7].

Voor de autosnelweg zal op de uitvullaag een funderingslaag, met daarbovenop het asfalt moeten worden aangelegd. De exacte dikte van deze lagen doet in dit stadium niet ter zake, omdat het treinverkeer bepalend is voor de diepteligging van de onderwaterbetonvloer. Bij de berekeningen van de damwanden is uitgegaan van een ontgraving tot 2m +NAP. Nu blijkt, dat dit niet geheel juist is. Er moet ontgraven worden tot 0.50m +NAP (zie figuur 3.1). De berekeningen van de damwanden zijn hier niet op aangepast. Het is van belang, dat de uitvullaag erg vlak is, zodat geen water kan blijven staan in oneffenheden. Er zal altijd gerekend moeten worden op water dat via lekken of scheuren in de onderwaterbetonvloer naar boven komt. Dit is moeilijk te voorkomen. Een lekgeweg, die bijvoorbeeld nauwelijks

volledig af te sluiten is, is de weg langs achtergebleven stukken damwand in de onderwaterbeton.

De twee buitenste damwanden kunnen een blijvende functie vervullen. Het is goedkoper, om deze niet te vervangen door een betonnen grondkerende wand. Lekkage kan nooit worden uitgesloten, maar hoeft geen onoverkomelijke problemen op te leveren. Tijdens onderhoudswerkzaamheden kunnen lekkages eventueel worden gedicht. Bovendien zal, zoals reeds eerder is gesteld, altijd rekening met lekkage moeten worden gehouden en zullen voorzieningen moeten worden opgenomen voor het afvoeren van het water.

In verband met de onnauwkeurige werkmethoden moet rekening worden gehouden met behoorlijke onregelmatigheden in het boven- en ondervlak van de onderwaterbeton (+ en - 0.25m). Bovendien is de betondekking minimaal 100mm. Een gemiddelde theoretische vloerdikte h_{nt} van 1.50m is gebruikelijk (zie figuur 3.2.).



(fig. 3.2.) Gemiddelde theoretische vloerdikte

Voor de berekening van het opnemen van momenten wordt uitgegaan van $h = h_{nt} - 0.60 - 0.5 \cdot \emptyset_k$. Voor de berekening van eigen gewicht, scheurmoment enz. wordt van h_{nt} uitgegaan.

De wapening moet geprefabriceerd zijn en de maaswijdten moeten ruim zijn: minimaal 250mm. Uitsparingen moeten worden aangebracht voor de paalkoppen. Een ruime marge moet aanwezig zijn. Bijlage VI toont een aantal berekeningen met betrekking tot het onderwaterbeton.

Het blijkt, dat alleen een minimum wapeningspercentage benodigd is ($1.3 \cdot 10^{-3}$). De trekelementen bestaan, zoals vaak gebruikelijk is uit voorgespannen heipalen. De palen staan hart op hart 3.50m en zijn minimaal 15.6m lang. Het beton is in staat de schuifspanning tussen palen en onderwaterbeton over te brengen.

SAMENVATTING

In hoofdstuk 1 zijn een aantal technische mogelijkheden aan bod gekomen, hoe de bouw van een verdiepte bakconstructie te realiseren is. Deze mogelijkheden worden vooral bepaald door de vraag of de grondwaterstand verlaagd mag worden. Hierdoor zullen de volgende onderwerpen in vervolgstudies nader moeten worden bestudeerd:

1. Het al dan niet mogen verlagen van de grondwaterstand.
2. Gebruik maken van eemkleilaag als waterafsluitende laag.
3. Gebruik maken van een bodeminjectie als waterafsluitende laag.

In hoofdstuk 2 is de damwand met bijbehorende verankering behandeld. Een aantal opmerkingen worden hier nog gemaakt:

1. De damwand zou opnieuw moeten worden uitgerekend met de exacte kerende hoogte en met meer exacte belastingen.
2. De verankering moet worden geoptimaliseerd. Dat wil zeggen het vaststellen van het aantal ankerrijen en de ankerhoogte.

In hoofdstuk 3 staat het onderwaterbeton centraal. Ook hier zullen voor definitieve studies nog een aantal zaken in acht moeten worden genomen:

1. Overgang van constructie met trekelementen op een gewichtsconstructie (i.v.m. op- en afritten).
2. Nadere detaillering van o.a: waterafvoer, pompkelders, spoorlijnen, autosnelweg, afschermingswanden, station enz.
3. Optimalisatie palenplan met bijbehorend een grondonderzoek ter vaststelling van kleefgetal en conusweerstand

Bovendien zal de gehele fasering nog nauwkeurig moeten worden beschouwd. De kruising met de Amersfoortseweg (N227) en de

exacte situering van het tracé zullen in verband met de bochten goed moeten worden onderzocht. Tevens zal afgewogen moeten worden of de bosgebieden bij de N227 opgeofferd kunnen worden ten behoeve van deze bakconstructie. Natuurlijk zal dit in een groter kader gebeuren en zullen ook andere varianten moeten worden beschouwd om tot een oplossing van het probleem "Maarn" te komen.

Afgesloten wordt met de opmerking, dat een kostenraming erg nuttig is om tot een goede beoordeling van de realiteit van een verdiepte bakconstructie te komen.

LITERATUUR (alfabetisch)

1. Bruggeling, A.S.G, Theorie en praktijk van het gewapend beton, Deel 1, Stichting professor Bakkersfonds, Delft 1986
2. Dienst Grondwaterverkenning TNO, Grondwaterkaart van Nederland, kaartbladen: 31 oost, 32 west, 38 oost, 39 west, Delft 1974
3. Glerum, A, Waterbouwkundige kunstwerken, Faculteit der Civiele Techniek, Vakgroep Waterbouwkunde, Delft 1987
4. Grundbau Taschenbuch, 3. Auflage Teil 2, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München
5. Provincie Utrecht, Streekplan Utrecht, Deel 2 Toelichting, Utrecht 1986
6. Stoffers, H.R, Ruim Baan door Maarn, spoor- en autosnelwegverbreding te Maarn, Delft 1990
7. Stoffers, H.R, Uitvoering van een verdiepte bakconstructie te Maarn, Delft 1990
8. Verruijt, A, Grondmechanica, Delftse Uitgevers Maatschappij, Delft 1983
9. Vos, Ch.J, Uitvoeringstechnologie van betonconstructies, Faculteit der Civiele techniek, Vakgroep Mechanica en Constructies, Sectie Betonconstructies, Delft 1988
10. Weele, A.F. van, Moderne Funderingstechnieken, Delft 1981

11. Weele, A.F. van en Riethoff, H.J.W, Funderingstechnieken, Faculteit der Civiele Techniek, Vakgroep Waterbouwkunde, Sectie Geotechniek

12. 't Zand, J. van, Railbouwtechniek, Deel A, Basiselementen, Faculteit der Civiele Techniek, Vakgroep Verkeer

enkele artikelen uit het tijdschrift Cement, waaronder:

Cement 1976-1 De schipholtunnel

Cement 1979-1 Chemische bodeminjectie onder middencarré
Scheveningen

Cement 1980-2 Uitvoering Gouwe-aquaduct, Ontwerp van het
Gouwe-aquaduct

Cement 1981-7 Onderwaterbeton constructief toegepast

Cement 1982-6 Constructief onderwaterbeton

BIJLAGEN

BIJLAGE I GRONDWATERSTANDEN

*** Catalogus over de periode 01/01/00 t/m 29/08/89 ***

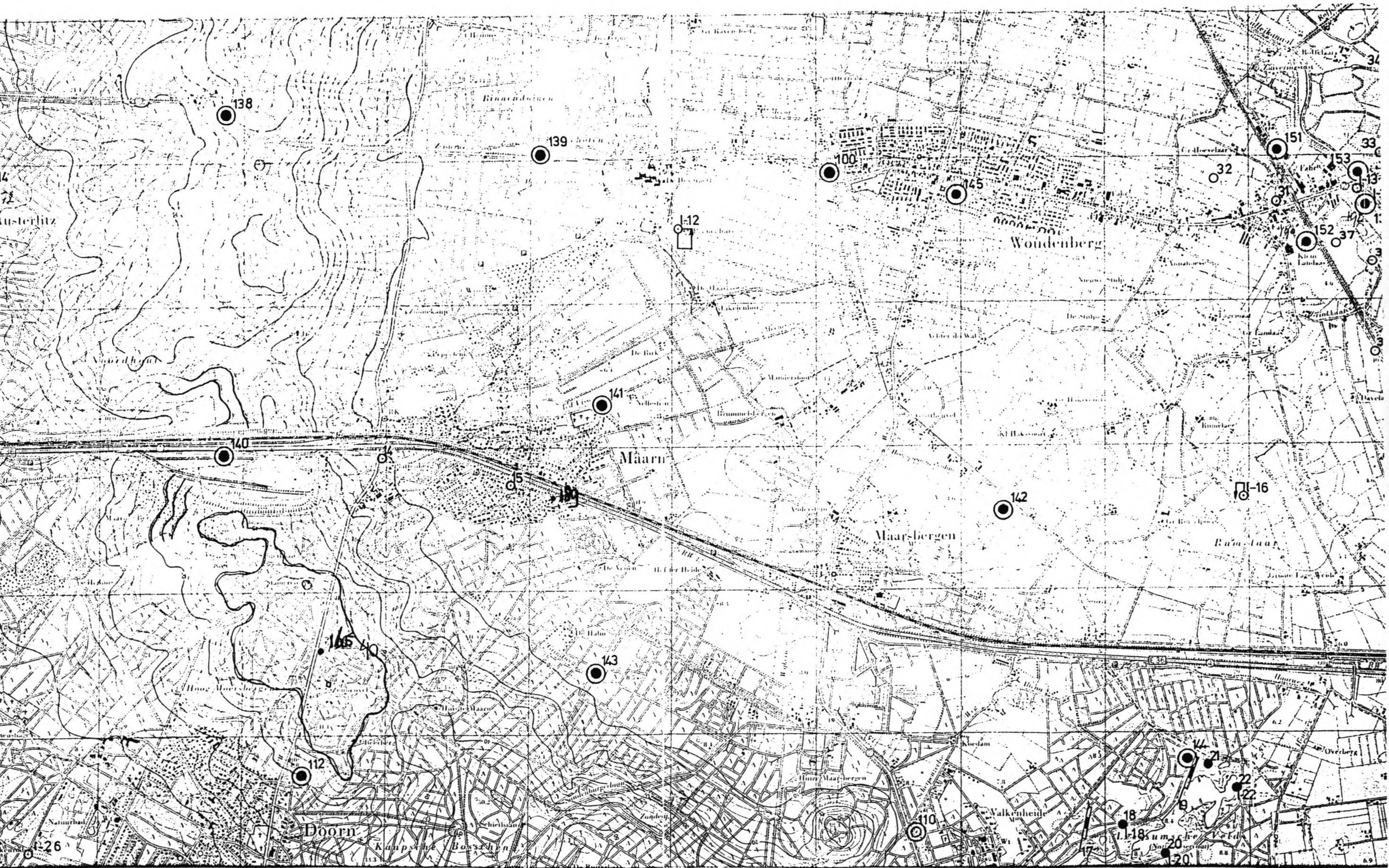
Pagina: 1 DATUM: 29/08/89

Locatie	Nr	filter		Begin datum	Eind datum	Administratief		PRO	FRQ	EMB	PRI	VER	KRS	X-coor	Y-coor	Maaiw.	Meetp	stand	heid	Dicht	Che Bod.	Waterv.
		Bovenk	Onderk			FRQ	EMB															
32D B 0014	01		-1740	28/01/52	14/11/80	UT	24	N	N	N	N	N	N	152970	452950	960	J	N	N	N	N	1+2
32D B 0015	01	-114	-3464	28/01/52		UT	24	N	N	N	N	N	N	153860	452740	786	J	N	N	N	N	1+2
32D P 0140	01	-2480	-2680	27/12/72		UT	24	N	J	N	N	N	N	151870	452970	1480	J	N	N	N	N	1+2
32D P 0141	01	-63	-263	03/10/72		UT	24	N	J	N	N	N	N	154510	453290	700	J	N	N	N	N	1A
32D P 0141	02	-3069	-3269	03/10/72		UT	24	N	J	N	N	N	N	154510	453290	700	J	N	N	N	N	1B+2
32D P 0143	01	-708	-908	03/10/72		UT	24	N	J	N	N	N	N	154470	451430	845	J	N	N	N	N	1+2
32D P 0143	02	-3962	-4162	03/10/72		UT	24	N	J	N	N	N	N	154470	451430	845	J	N	N	N	N	1+2
32D P 0165	01	-330	-430	02/05/79		UT	24	N	J	N	N	N	N	152560	451570	4519	J	N	N	N	N	1+2
32D P 0165	02	-1532	-1632	02/05/79		UT	24	N	J	N	N	N	N	152560	451570	4519	J	N	N	N	N	1+2
32D P 0189	01	587	387	01/05/84		UT	24	N	J	N	N	N	N	150150	452660	787	J	N	N	N	N	1+2
32D P 0189	02	-513	-713	01/05/84		UT	24	N	J	N	N	N	N	150150	452660	787	J	N	N	N	N	1+2
32D P 0189	03	-3313	-3513	01/05/84		UT	24	N	J	N	N	N	N	150150	452660	787	J	N	N	N	N	1+2

PRO = Provincie FRQ = Frequentie EMB = Embargo PRI = Primair VER = Verplicht KRS = Kroonstambuis

DGV-TNO		Overzicht afgeleide grondwatergegevens t.o.v. N.A.F.					(alle gegevens in cm)				Datum 29/08/89
TNO aanduiding	Bovenkant filter	Underkant filter	Gemiddeld	standaard afwijking	Aantal waarnemingen	Datum eerste stand	Datum laatste stand	--- MINIMUM ---		--- MAXIMUM ---	
	t.o.v.NAP	t.o.v.NAP				Stand	Datum	Stand	Datum		
32P R 0014 01		-1740	556	52	266	14/01/75	30/05/89	423	14/03/86	973	15/01/85
32P R 0015 01	-114	-3464	577	35	113	14/01/75	29/10/80	503	29/09/77	658	14/04/75
32P P 0140 01	-2480	-2680	607	50	324	14/01/75	26/06/89	510	28/09/77	690	26/09/88
32P P 0141 01	-63	-263	534	30	344	14/01/75	26/06/89	466	30/08/76	606	11/02/88
								466	13/09/76		
								466	28/10/75		
								466	29/11/76		
32P P 0141 02	-3069	-3269	519	31	344	14/01/75	26/06/89	450	15/11/76	595	28/03/88
32P P 0143 01	-708	-908	621	47	339	14/01/75	26/06/89	517	29/11/76	746	28/02/84
								517	14/12/76	746	28/03/88
								433	15/11/76	573	12/04/88
32P P 0143 02	-3962	-4162	504	33	339	14/01/75	26/06/89	433	29/11/76		
								516	02/05/79	678	29/08/88
32P P 0165 01	-330	-430	615	32	229	02/05/79	27/06/89	514	02/05/79	678	12/09/88
32P P 0165 02	-1532	-1632	614	32	232	02/05/79	27/06/89	514	02/05/79	678	29/08/88
										678	12/09/88
										678	12/09/88
32P P 0189 01	587	307	665	19	106	01/05/84	27/06/89	613	13/10/86	710	15/04/85
										710	27/01/88
32P P 0189 02	-513	-713	641	24	107	01/05/84	27/06/89	580	13/10/86	705	11/02/88
32P P 0189 03	-3313	-3513	596	24	107	01/05/84	27/06/89	544	13/10/86	664	28/03/88





DIENST GRONDWATERVERKENNING TNO
AFDELING GRONDWATERMEETNET
ARCHIEF VAN GRONDWATERSTANDEN

SCHAAL 1:25 000
LOCATIE VAN DE PUTTEN EN BUJZEN
KAARTBLADNUMMER 37 D ZUID

RIJKS GEOLOGISCHE DIENST

BORING NO. : 32012
 X-COORD. : 155.357
 Y-COORD. : 452.108
 NAP (CM) : +800
 PROVINCIE : UTRECHT.
 BORING DATUM : 1940
 GEMEENTE : MAARN.
 BESCHRIJVER : RYKSWATERSTAAT.
 STRAT.BESCH. : DR. S. V.D. HEIDE.

LGNR	BOVEN	ONDER	GRONDSOORT	OMSCHRIJVING	LUT	SLB	LM	M63	CAI
1		30	TEELAARDE	TEELAARDE.					
2		140	ZAND	FYN ZAND.					
3		380	ZAND	LOOPZAND.					
4		420	ZAND	MATIG FYN ZAND.					
5		430	VEEN	STYF VEEN.					
6		610	ZAND	LOOPZAND MET ENIG GRIND.					
7		710	ZAND	SLIBHOUDEND ZAND.					
8		940	ZAND	LOOPZAND.					
9		1100	ZAND	MATIG FYN ZAND.					

OPMERKING : 12, WEG NO 12, 'S-GRAVENHAGE - UTRECHT - DE KLOMP (ARNHEM) GEDEELTE AFZANDERY NEDERLANDSCHE
 OPMERKING : SPOORWEGEN TE MAARN TOT SPOORLYN AMERSFOORT-KESTEREN. IN OPDRACHT VAN DE RIJKSWATERSTAAT.
 OPMERKING : DISTRICT NIEUWE WEGEN 1, 'S-GRAVENHAGE.
 STRATIGRAFIE

LGNR	BOVEN	ONDER	GRONDSOORT	OMSCHRIJVING	LUT	SLB	LM	M63	CAI
		1100		"LAAGTERRAS" II 8, TUBAMTIEN.					

EINDE BORING

RIJKS GEOLOGISCHE DIENST

BORING NO. : 32D13
 X-COORD. : 156.025
 Y-COORD. : 451.823
 NAP (CM) : +740
 PROVINCIE : UTRECHT.
 BORING DATUM : 1940
 GEMEENTE : MAARN.
 BESCHRIJVER : RYKSWATERSTAAT.
 STRAT.BESCH. : DR. S. V.D. HEIDE.

LGNR	BOVEN	ONDER	GRONDSOORT	OMSCHRIJVING	LUT	SLB	LM	M63	CA
1		70	TEELAARDE	TEELAARDE.					
2		150	ZAND	MATIG FYN ZAND.					
3		340	ZAND	LOOPZAND.					
4		400	ZAND	MATIG FYN ZAND.					
5		450	ZAND	LOOPZAND.					
6		590	ZAND	LOOPZAND MET ENIG GRIND.					
7		850	ZAND	SIBHOUDEND ZAND MET ENIG GRIND.					
8		1010	ZAND	LOOPZAND MET ENIG VEEN.					
9		1060	ZAND	LOOPZAND.					
10		1090	VEEN	STYF VEEN.					
11		1160	ZAND	LOOPZAND MET FYN GRIND.					
12		1180	ZAND	LOOPZAND MET ENIG VEEN.					
12		1240	ZAND	LOOPZAND.					
13		1241	ZAND	LOOPZAND MET ENIG VEEN.					

OPMERKING : 13, WEG NO 12, 'S-GRAVENHAGE - UTRECHT - DE KLOMP (ARNHEM) GEDEELTE AFZANDERY NEDERLANDSCHE
 OPMERKING : SPOORWEGEN TE MAARN TOT SPOORLYN AMERSFOORT-KESTEREN. IN OPDRACHT VAN DE RIKSWATERSTAAT.
 OPMERKING : DISTRICT NIEUWE - WEGEN 1, 'S-GRAVENHAGE.

STRATIGRAFIE

BOVEN	ONDER	OMSCHRIJVING
	1060	"LAAGTERRAS" II 8, TUBANTIEN.
	1241	CONTINENTALE EEMLAGEN II 8'T.

EINDE BORING

RIJKS GEOLOGISCHE DIENST

BORING NO. : 32084
 X-COORD. : 153.443
 Y-COORD. : 452.988
 NAP (CM) : +780
 PROVINCIE : UTRECHT.
 BORING DATUM : 011940
 GEMEENTE : MAARN.
 BESCHRIJVER : RYKSWATERSTAAT.
 STRAT.BESCH. : DR. S. V.D. HEIDE.

LGNR	BOVEN	ONDER	GRONDSOORT	OMSCHRIJVING	LUT	SLB	LM	M63	CAI
1		60	BOSGROND	BOSGROND.					
2		260	ZAND	FYN ZAND.					
3		300	ZAND	FYN ZAND MET GRIND.					
4		330	ZAND	GROF ZAND MET GRIND.					
5		400	GRIND	GRIND.					
6		580	ZAND	LOOPZAND.					
7		670	ZAND	LOOPZAND MET ENIG GRIND.					
8		1100	ZAND	LOOPZAND.					

OPMERKING : 7, WEG NO. 12, 'S-GRAVENHAGE- UTRECHT- DE KLOMP (ARNHEM) GEDEELTE AFZANDERY N.S.
 OPMERKING : TE MAARN TOT SPOORLYN AMERSFOORT-KESTEREN, I. O.V. DE R.W.S. . DISTRICT NIEUWE
 OPMERKING : WEGEN 1, 'S-GRAVENHAGE, 153-452.
 STRATIGRAFIE

	BOVEN	ONDER	OMSCHRIJVING
		1100	ZANDDILUVIUM LAAGTERRAS II 8.

EINDE BORING

RIJKS GEOLOGISCHE DIENST

BORING NO. : 32097
 X-COORD. : 151.900
 Y-COORD. : 453.126
 NAP (CM) : -320
 PROVINCIE : UTRECHT.
 BORING DATUM : 081931
 GEMEENTE : MAARN.
 UITVOERDER : BAARMA & CO., BILTHOVEN.
 BORING TEKST : BY KM. PAAL 51.122 OP HET RANGEERTERRAIN, T.B.V. DRINK- EN KETELWATER.
 BESCHRIJVER : SCHRIFTELYKE OPGAVE.

LGNR	BOVEN	ONDER	GRONDSOORT	OMSCHRIJVING	LUT	SLB	LM	M63	CAI
1		300	ZAND	FYN ZAND.					
2		550	ZAND	FYN SLYPZAND.					
3		900	ZAND	ZEER FYN BRUIN ZAND.					
4		1100	ZAND	ZAND MET KIEZEL.					
5		1450	ZAND	SCHERP ZAND MET KIEZEL.					
6		2150	ZAND	GROF ZAND MET VEEL KIEZEL.					
7		2850	ZAND	GRYS SCHERP ZAND (FYN).					
8		3600	ZAND	GRYS SCHERP ZAND.					
9		4000	KLEI	KLEI MET ZAND.					
10		4250	ZAND	FYN BRUINACHTIG ZAND.					
11		4400	ZAND	GRYS ZAND MET KLEI.					
12		4650	KLEI	ZWARTE KLEI EN ZANDERIGE KLEI.					
13		5750	ZAND	FYN GRYS ZAND.					
14		5930	ZAND	SCHERP GRYS ZAND.					
15		7050	ZAND	GROF SCHERP ZAND MET KIEZEL.					
16		7250	ZAND	FYN ZAND MET KLEIDEELTJES.					

OPMERKING : FILTER GESTELD VAN 5950-7000 - M.V., W.S. - 600 M.V.
 STRATIGRAFIE INFORMATIE ONTBREEKT
 EINDE BORING

RIJKS GEOLOGISCHE DIENST

BORING NO. : 320189
 X-COORD. : 154.150
 Y-COORD. : 452.660
 NAP (CM) : +850
 PROVINCIE : UTRECHT.
 BORING DATUM : 22121983
 GEMEENTE : MAARN.
 UITVOERDER : P SCHYF.
 METHODE : PULS.
 BESCHRIJVER : M V MEERKERK.
 STRAT.BESCH. : J.VAN DE STAAY.RGD.

LGNR	BOVEN	ONDER	GRONDSOORT	OMSCHRIJVING	LUT	SLB	LM	M63	CAI
		300	ZAND	ZAND MATIG FYN, ROESTBRUIN, KLEINE SPREIDING, CA 0, EEN ENKEL FYN GRINDJE.				200	
		450	ZAND	ZAND MATIG FYN, GEELBRUIN, KLEINE SPREIDING, CA EEN ENKEL FYN GRINDJE.				200	
		640	ZAND	ZAND ZEER FYN, GRYSBRUIN, KLEINE SPREIDING, CA 0, IETS HUMEUS.					
		660	ZAND	ZAND UITERST FYN, GRYG, KLEINE SPREIDING, CA 0, SI 30, (LEMIG).				90	
		1500	ZAND	ZAND MATIG GROF, BRUINGRYS, GROTE SPREIDING CA 0, 4 PERC. FYN EN 1 PERC. MATIG GROF GRIND, ENKELE GRINDJES VUURSTEEN.				280	
		1550	ZAND	ZAND MATIG GROF, GRYG, GROTE SPREIDING, MET ORGANISCHE RESTEN, 2 PERC. ZEER FYN GRIND.				250	
		1625	KLEI	KLEI GRYG, CA 0, LU 25, SI 75					
		2025	KLEI	KLEI GRYG, CA 4, LU 10, SI 60, VEEL MARIENE SCHELPRESTEN O.A. CARDIA.					
		2035	KLEI	KLEI BRUINGRYS, LU 20, SI 50, HUMEUS CA 4, WEINIG ZEER FYN SCHELPGRUIS.					
		2300	ZAND	ZAND GRYG, MATIG FYN, KLEINE SPREIDING CA 4, WEINIG FYN SCHELPGRUIS.				170	
		2900	ZAND	ZAND GRYG, MATIG FYN, KLEINE SPREIDING, CA 0.				170	
		3500	ZAND	ZAND LICHTGRYS, MATIG FYN, KLEINE SPREIDING, CA 0.				190	
		4000	ZAND	ZAND LICHTGRYS, MATIG GROF, MATIG KLEINE SPREIDING, MET ENKELE FYN GRINDJES, CA 0.				220	
		4300	ZAND	ZAND GRYG, MATIG GROF, GROTE SPREIDING, CA 0, KWARTSRYK 75, 1 PERC. FYN GRIND (VNL. KWARTS).				300	

STRATIGRAFIE

BOVEN	ONDER	OMSCHRIJVING
	1550	F V TWENTE. DEKZAND 640 OP FLUVIDERIGLACIAAL (1550).
	1625	EEMFORMATIE (CONTINENTAAL).
	2300	EEMFORMATIE (MARIEN).
	3500	F V DRENTE (FYN).
	4300	F V STERKSEL ENSCHEDE.

EINDE BORING

5769000 m N.

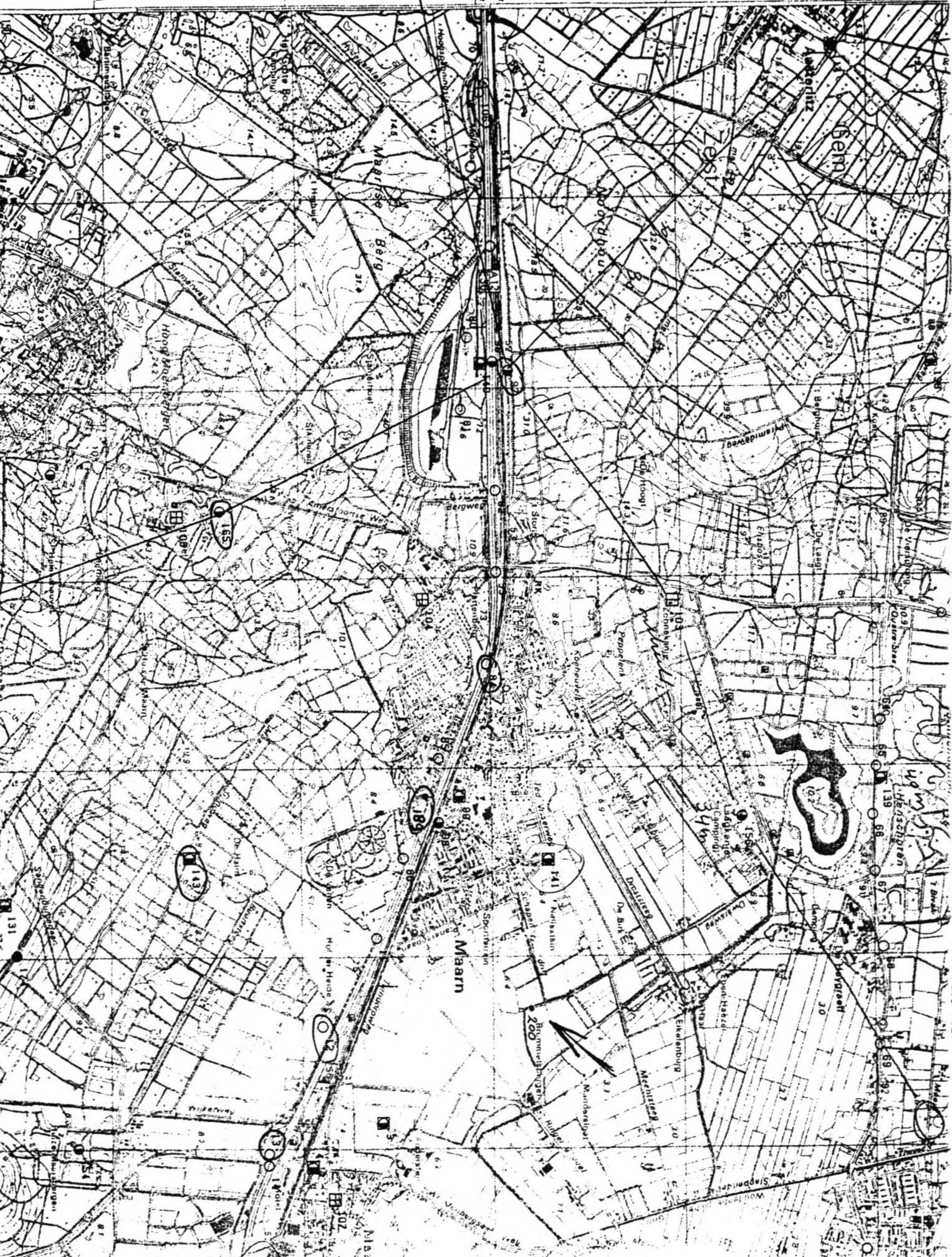
451

462
5770

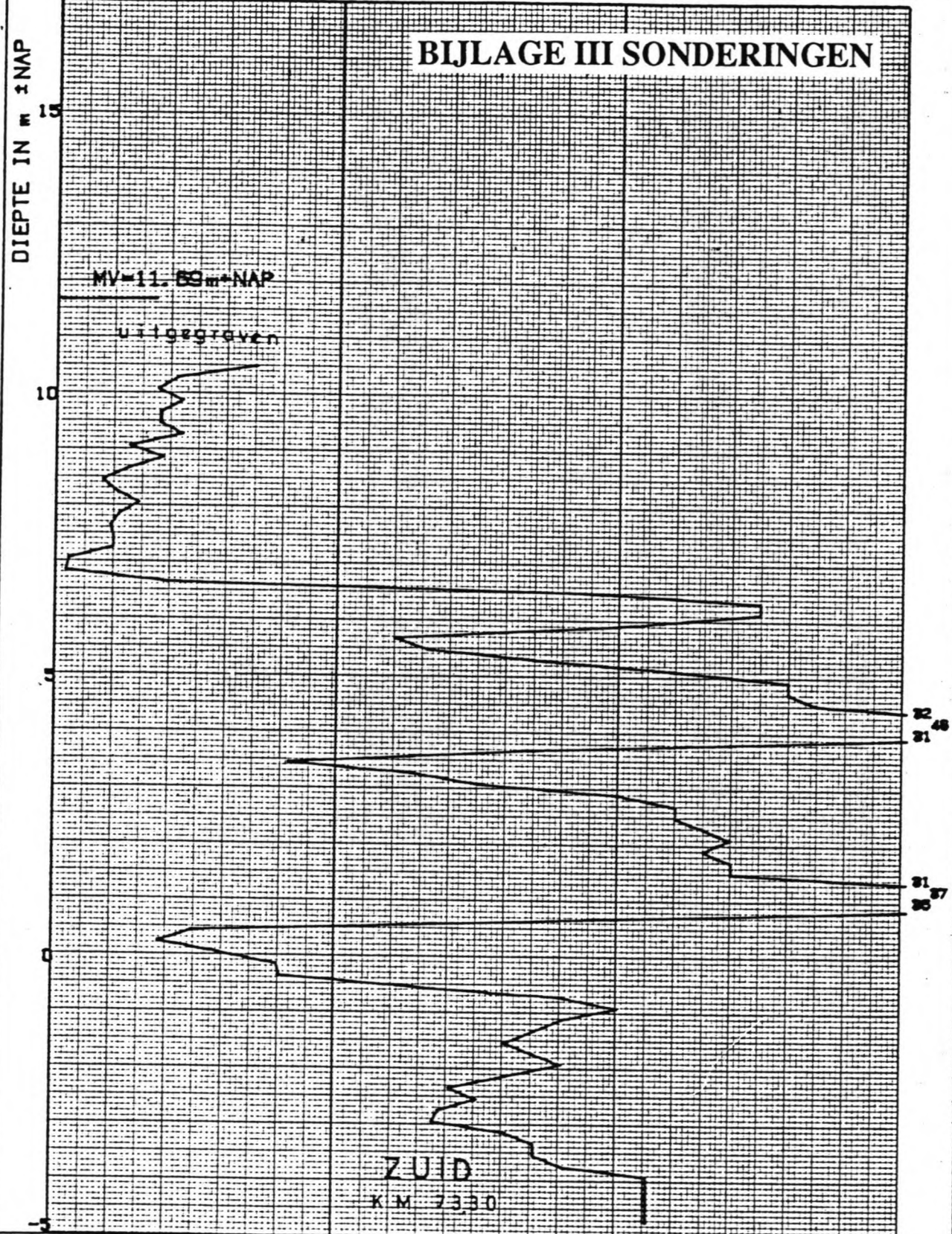
Utrecht
15 km
Utrecht
19 km

454
5772

456
5773
5774



KARTBLAD 32 D



uitgevoerd volgens nen 3680

meetbereik :
 conusweerstand 60 MN/m²
 plaatselijke wrijving MN/m²

- mechanisch discontinu :
 - mantelconus
 - kleeftmantelconus
- electrisch continu :
 - conus
 - kleeftmantelconus
 - ingesnoerd
 - cilindrisch

n.b. ● is van toepassing



laboratorium voor grondmechanica delft
 telefoon: (015)-569223
 postbus 69, 2600 AB delft

uitgevoerd d.d.	get.
79-12-14	M

VERKEERSSIGNALERING
 R. WA-12 RESP R. WA-2

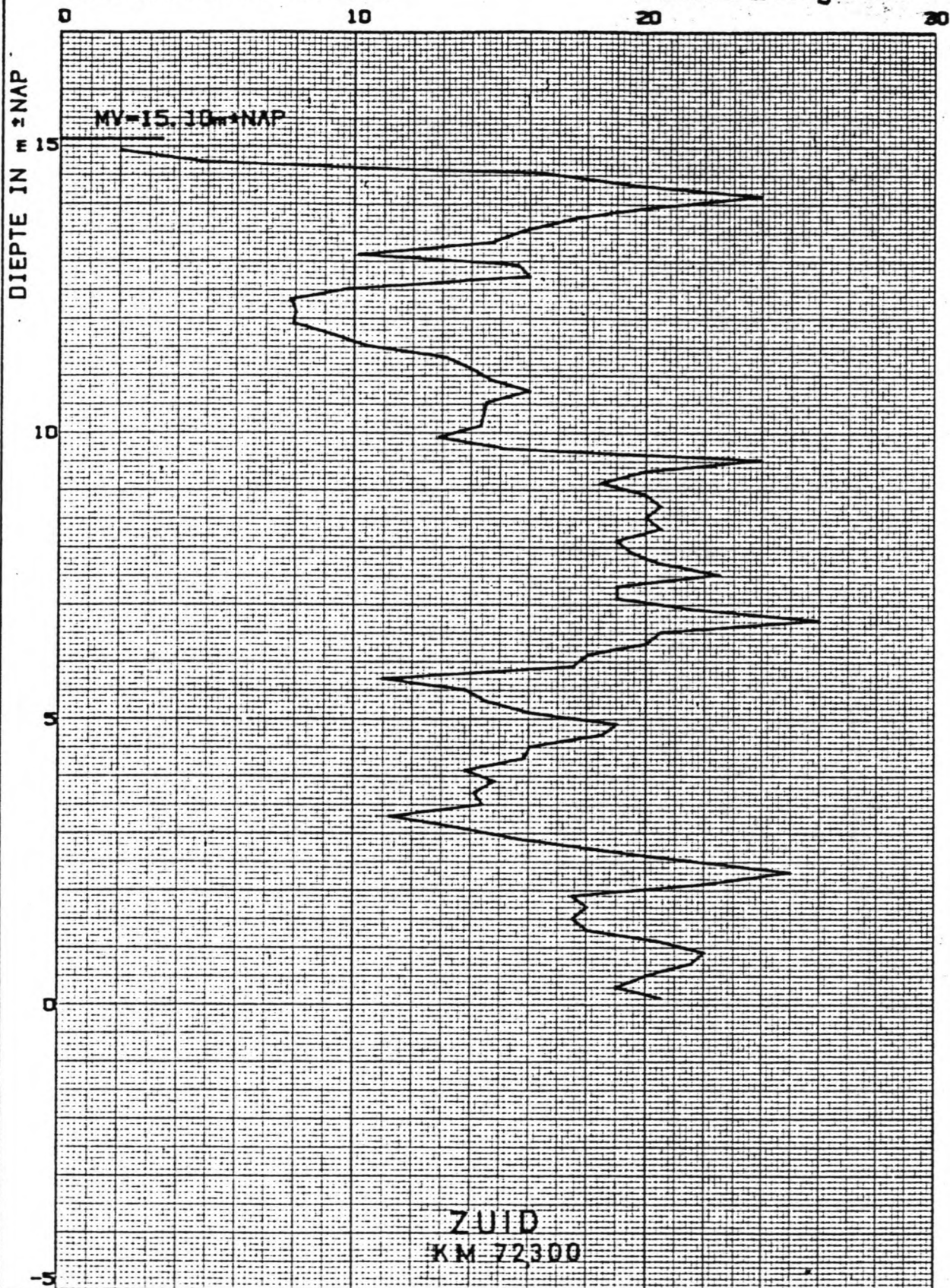
CD-243640	gez.
-----------	------

ZWARE SONDERING 0156
 X= , km
 Y= , km

BIJL. 157	form. A4
-----------	----------

CONUSWEERSTAND IN MN/m²

(1MN/m² = 10kgf/cm²)



uitgevoerd volgens nen 3680

meetbereik
conusweerstand 60 MN/m²
plaatselijke wrijving MN/m²

- mechanisch discontinu:
- mantelconus
- kleeftmantelconus

- elektrisch continu:
- conus
- kleeftmantelconus
- ingesnoerd
- cilindrisch

n.b. ● is van toepassing



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon (015) 569223

postbus 69, 2600 AB delft

uitgevoerd d.d.
79-09-28

gel.
M

VERKEERSSIGNALERING RW A-12

CD-243640

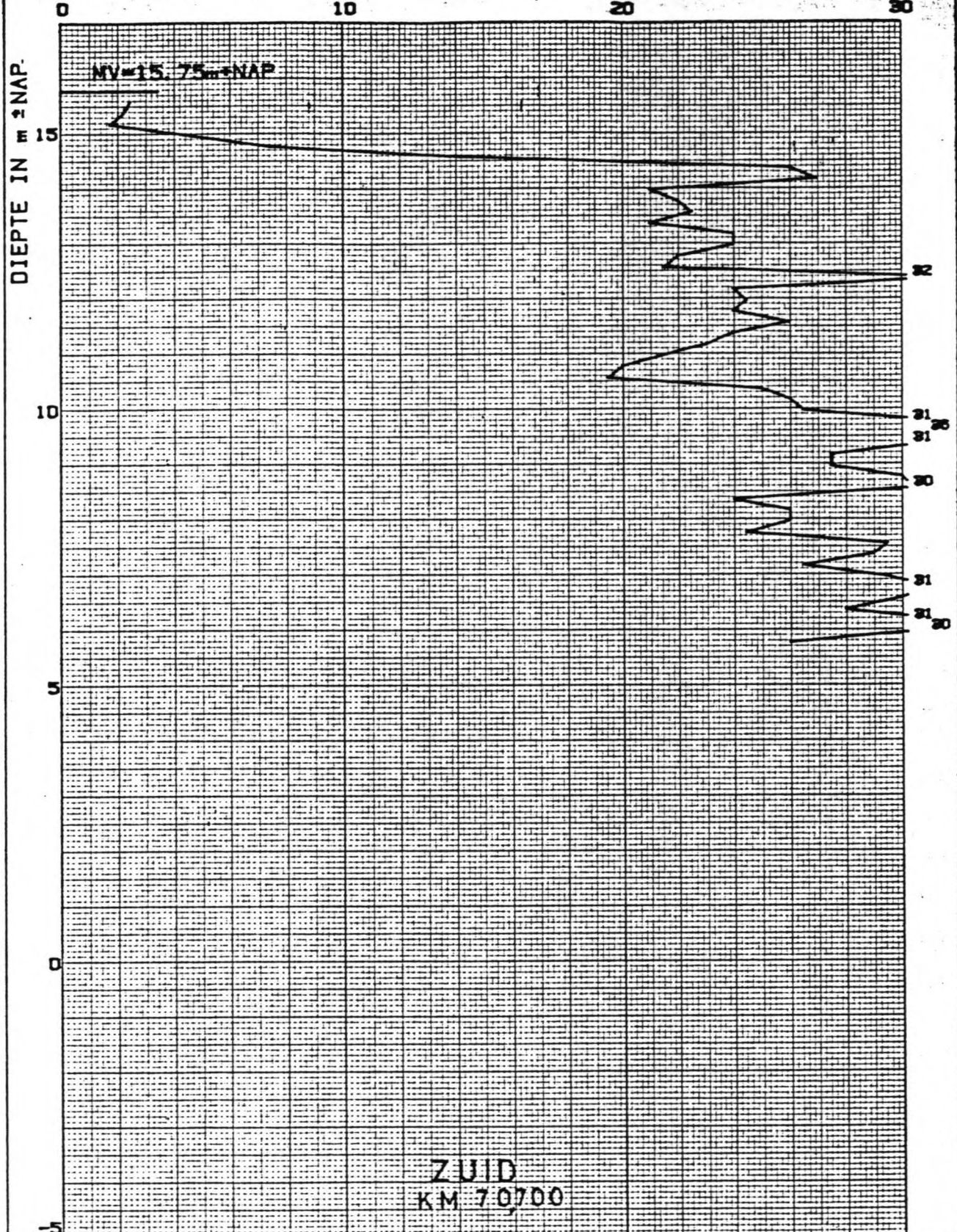
gez.
1.2

ZWARE SONDERING 0155

X= : km
Y= : km

BIJL. 156

form.
A4




uitgevoerd volgens nen 3680

meetbereik: conusweerstand 60 MN/m², plaatselijke wrijving MN/m²

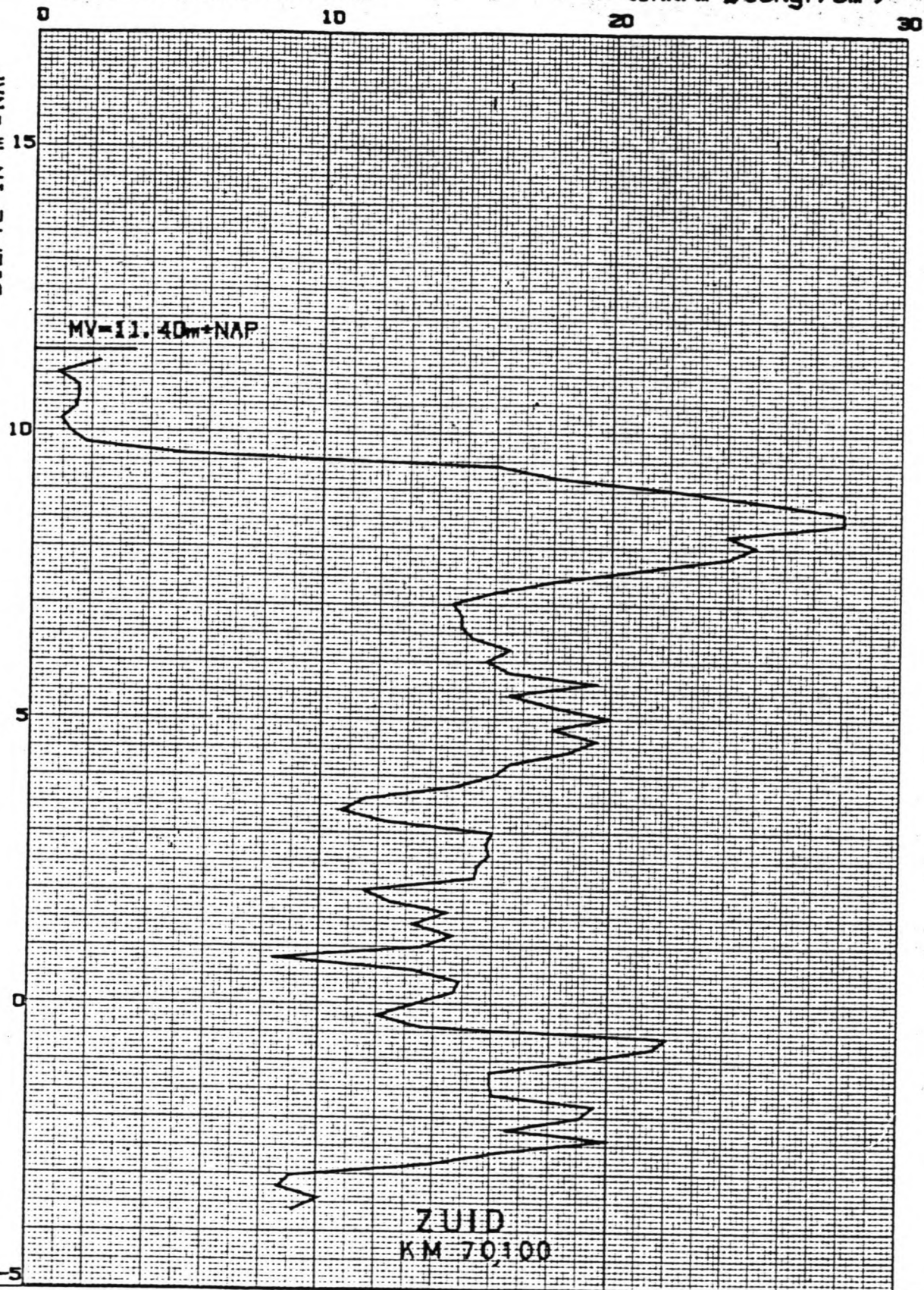
mechanisch discontinu:
 mantelconus
 kleefmantelconus

electrisch continu:
 conus
 kleefmantelconus
 ingesnoerd
 cilindrisch

n.b. ● is van toepassing

 laboratorium voor grondmechanica delft telefoon (015)-569223 postbus 69, 2600 AB delft	uitgevoerd o.d. 79-09-28	gel. M
	VERKEERSSIGNALERING RW A-12	CO-243640
ZWARE SONDERING 0154	X= : km Y= : km	BIJL. 155 form. A4

DIEPTE IN m ± NAP



uitgevoerd volgens nen 3680

meetbereik:

conusweerstand 60 MN/m²
plaatselijke wrijving MN/m²

- mechanisch discontinu:
- mantelconus
- kleeftmantelconus

- electrisch continu:
- conus
- kleeftmantelconus
- ingesnoerd
- cilindrisch

n.b ● is van toepassing



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon (015) 569223

postbus 69, 2600 AB delft

urigevoerd d.d.
79-09-28

get.
M

VERKEERSSIGNALERING RW A-12

CD-243640

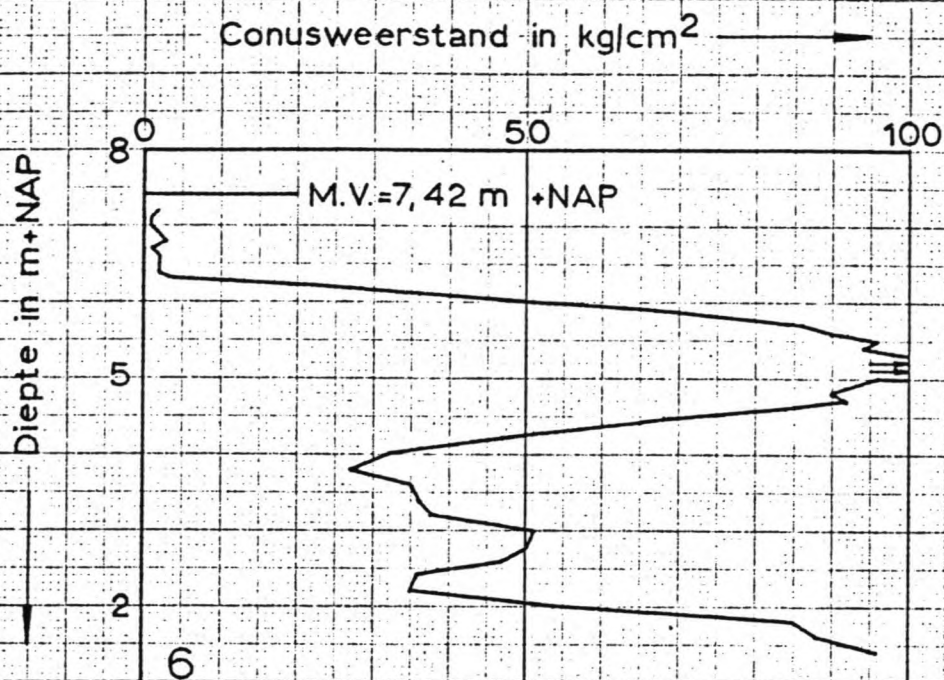
get.
f.v.

ZWARE SONDERING 0153

X= . km
Y= . km

BIJL. 154

form.
A4



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

ZOUTLOODS ETC. TE MAASBERGEN

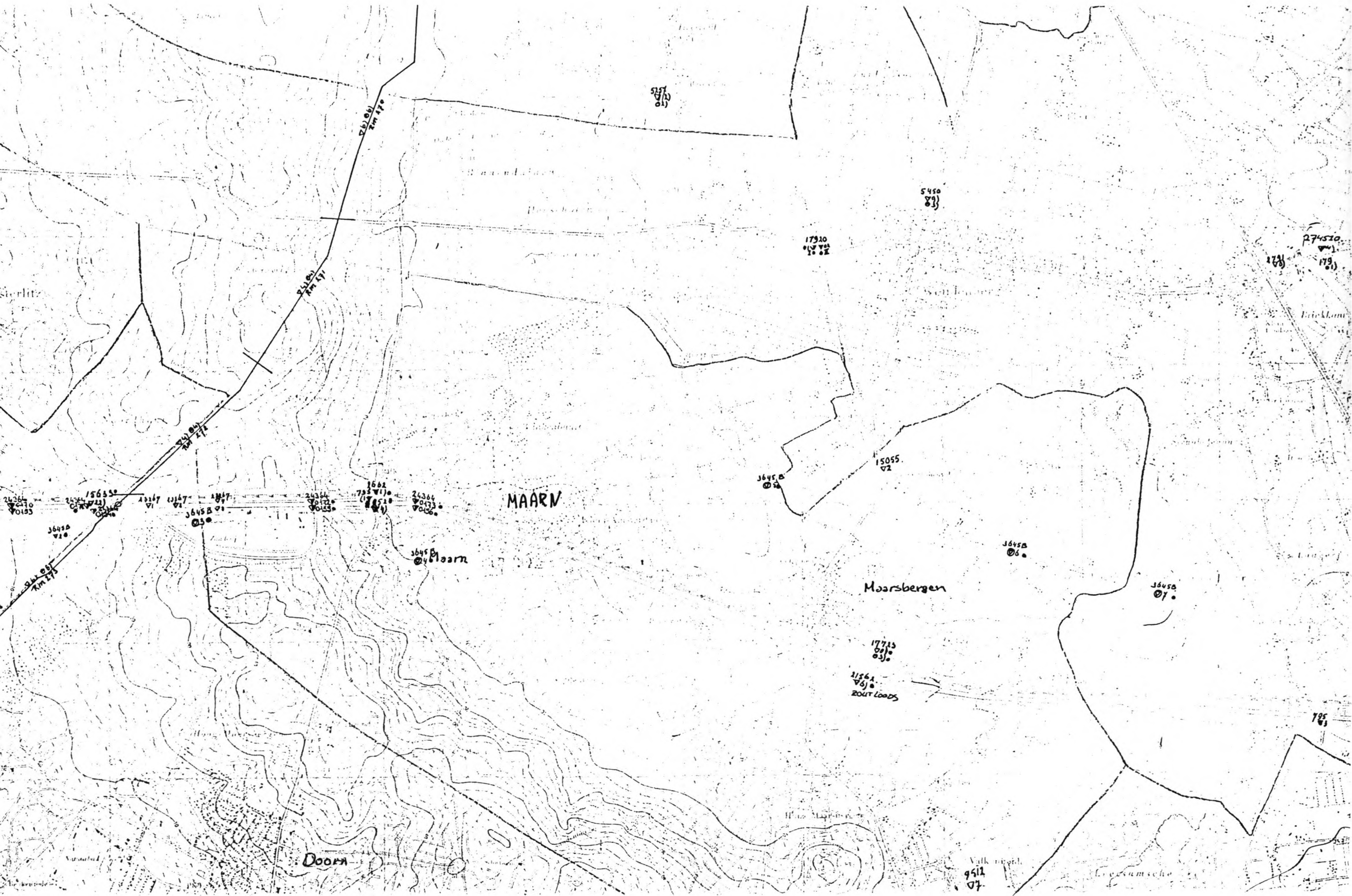
R.R.

BIJLAGE 4

M.ZW.SONDERING 6

A₄

CO-21562-1



5450
83)

5450
83)

17910
01 02 03

274510
01
179

MAARN

Maarsbergen

Doorn

Valk
9512
07

Levensche

BIJLAGE IV. BEREKENING DAMWANDEN [lit=8]

Twee damwanden worden beschouwd (zie ook hoofdstuk 3):

- 1 damwand IV:
 - kerende hoogte: 11m
 - bovenbelasting: 20kN/m^2 (zie bijlage VII)
- 2 damwanden II en III:
 - kerende hoogte: 8m
 - bovenbelasting: 15kN/m^2 (zie bijlage VII)

De damwanden I en V zijn vergelijkbaar met de wanden II en III, respectievelijk V. Alleen de bovenbelasting van 15kN/m^2 respectievelijk 20kN/m^2 treedt hier niet op.

In de berekeningen is uitgegaan van: $K_a=0.33$ en $K_p=3$.

Twee fasen doen zich voor, die afzonderlijk moeten worden beschouwd:

- fase 1. De bouwkuip staat nog vol water. Alleen de horizontale korrelspanningen hoeven in rekening te worden gebracht. De waterdrukken zijn aan beide zijden van de damwand hetzelfde en kunnen dus buiten beschouwing worden gelaten. Bovenbelasting wordt in de berekening meegenomen.
- fase 2. Na het storten van een onderwaterbetonvloer wordt de bouwkuip leeggepompt. Deze situatie is op te vatten als een sommatie van twee belastinggevallen:
 1. Bouwkuip vol water. Rekenen met alleen horizontale korrelspanningen. Bovenbelasting niet meenemen.

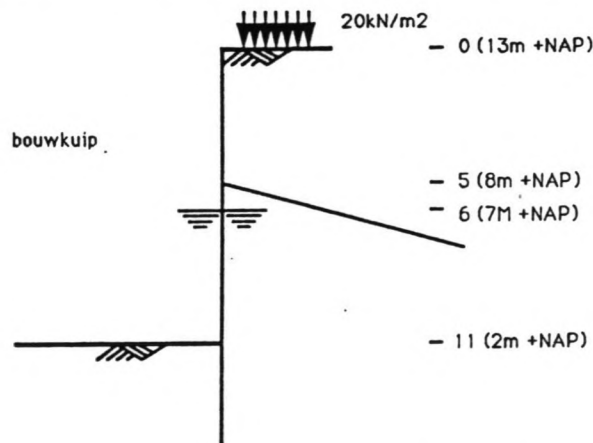
2. Bouwkuip leeg gepompt en onderwaterbetonvloer is gestort. De damwand is nu op te vatten als zijnde gedeeltelijk ingeklemd (2/3) in het beton en de grond. Rekenen met een bovenbelasting en met een horizontale waterdruk.

DAMWAND IV:

Een aantal computerberekeningen hebben geleid tot een larssen 420 damwand, met het anker op 5m (gew: 1730N/m^2). De berekeningen zijn hierna vermeld.

fase 1:

In figuur IV.1 is de situatie geschetst. Het anker is geplaatst op 5m van de bovenkant van de damwand. De grondwaterstand is 7m +NAP, hetgeen 6m beneden de bovenkant van de damwand is. De bodem van de bouwkuip bevindt zich op 2m +NAP, hetgeen 11m beneden de bovenkant van de damwand is.

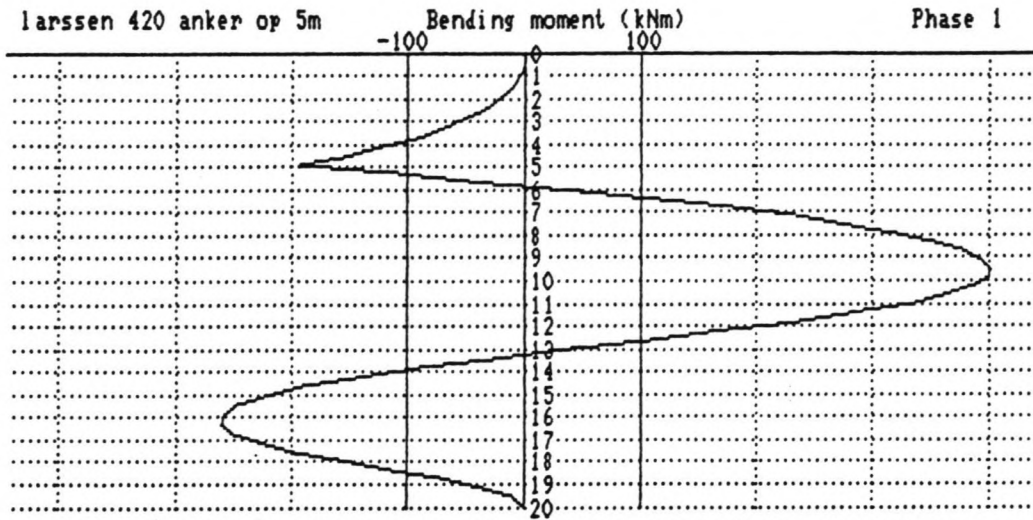


(fig. IV.1) Situatieschets

Figuur IV.2 geeft het moment grafisch weer en Tabel 1 geeft de berekening in getallen weer.

Maatgevend Moment: $401,3\text{kNm/m}$

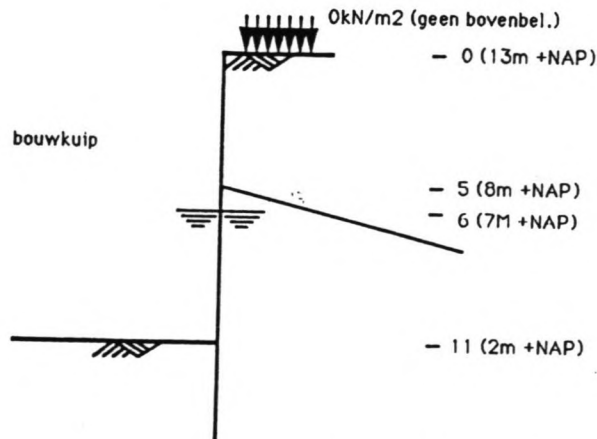
Ankerkracht: $340,3\text{kN/m}$



(fig. IV.2) Momentenlijn

fase 2:

Deze fase is dus een sommatie van 2 belastinggevallen. In figuur IV.3 is de situatie van het eerste belastinggeval geschetst, waarbij de bouwkuip nog vol water staat. De startgegevens zijn het zelfde als onder fase 1.

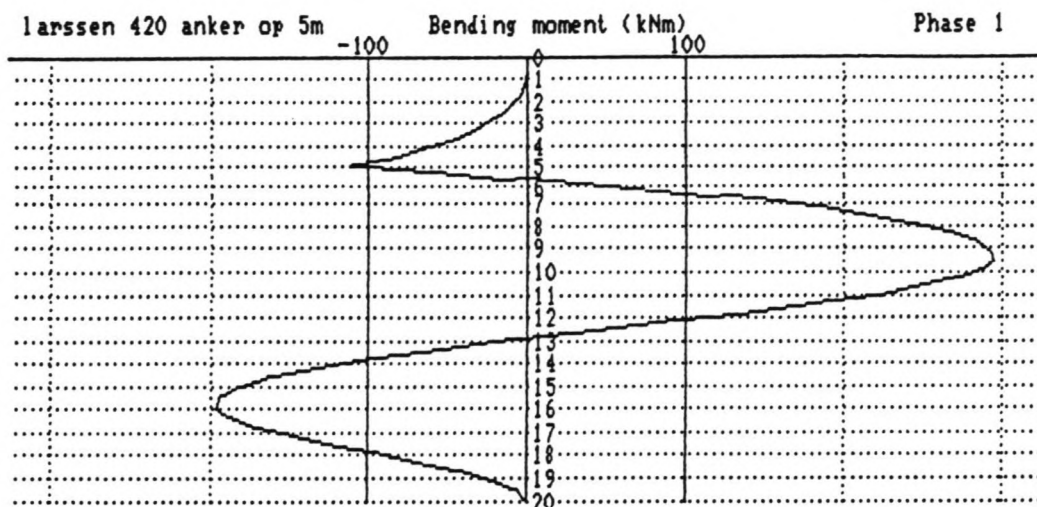


(fig. IV.3) Situatieschets

Figuur IV.4 geeft het maatgevende moment grafisch weer, waarbij dus geen bovenbelasting is ingevoerd. Tabel 2 geeft het geheel in getalsvorm weer.

Maatgevende Moment: 294,4kNm/m

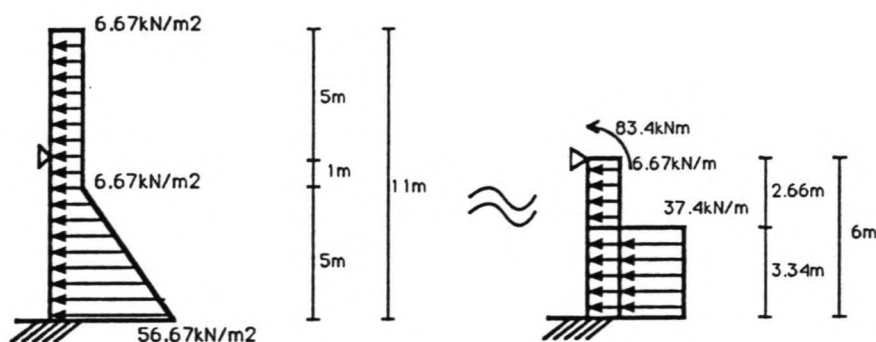
Ankerkracht: 234,8kN/m



(fig. IV.4) Momentenlijn

Nu moet het belastinggeval "inklemming" hier nog op gesuperponeerd worden.

Figuur IV.5 toont het belastingschema. Figuur IV.6 de momentenlijn. De factor 2/3 ten behoeve van de gedeeltelijke inklemming is nog niet in rekening gebracht.



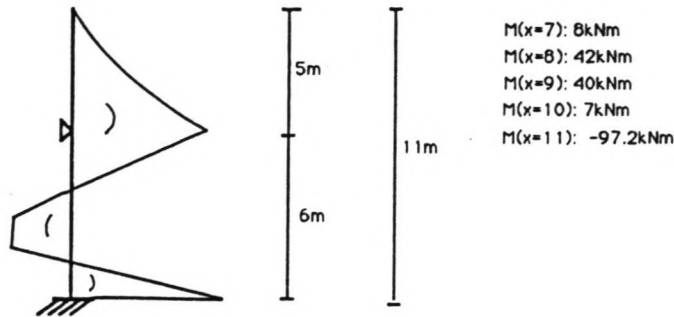
(fig. IV.5) Belastingschema

$$W_b = 0 = 6.67 \cdot 6^4 / (8EI) + 37.4 \cdot 3.34^4 / (8EI) + 37.4 \cdot 3.34^3 \cdot 2.66 / (6EI) + 83.4 \cdot 6^2 / (2EI) - Bv \cdot 6^3 / (3EI)$$

$$B_v = 52.5 \text{ kN/m}$$

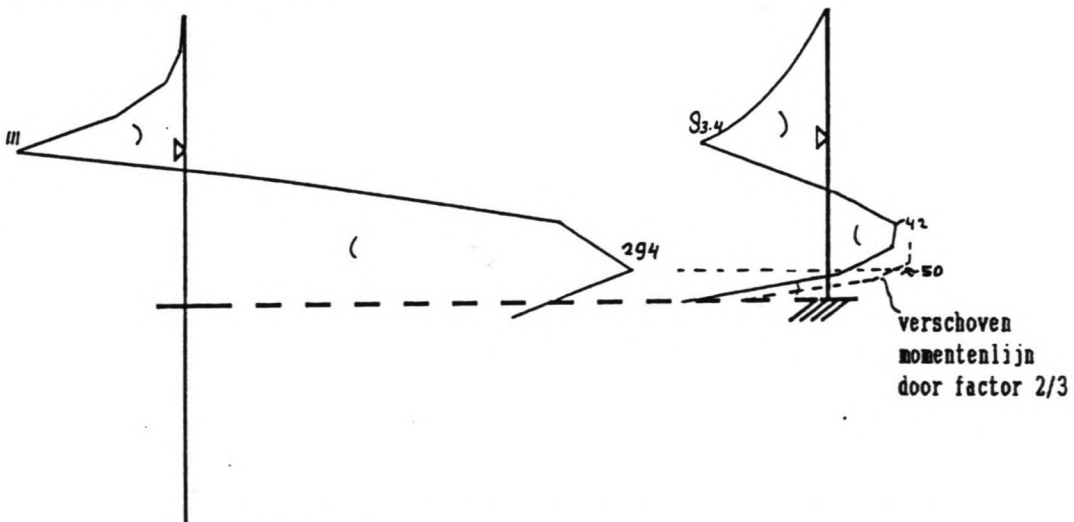
$$A_v = 145.8 \text{ kN/m}$$

$$M_a = -97.2 \text{ kNm/m}$$



(fig. IV.6) Momentenlijn

Figuur IV.7 zet beide te superponeren momentenlijnen nog eens naast elkaar, waaruit blijkt, dat het maatgevende moment ongeveer 340 kNm/m (294+50) bedraagt. Rekening is gehouden met de factor 2/3. De maatgevende ankerkracht is $234.8 + 52.5 = 287.3 \text{ kN/m}$.



(fig. IV.7) Te superponeren momentenlijnen

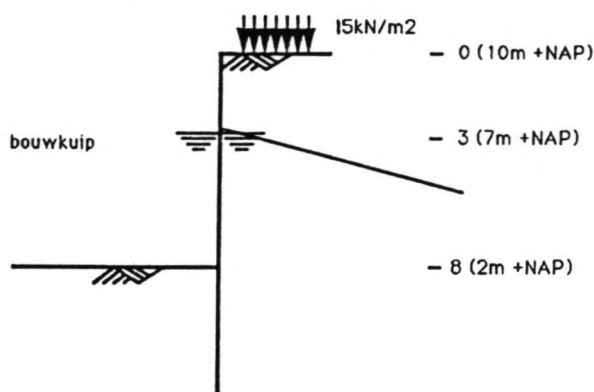
Vergelijking van fase 1 met fase 2 leert, dat fase 1 bepalend is: $M = 401 \text{ kNm/m}$, $F = 343 \text{ kN/m}$. Een larsen 420 damwand blijkt te voldoen: $\sigma = M/W = 401 \cdot 10^6 / (3900 \cdot 10^3) = 103 \text{ N/mm}^2$.

DAMWAND II EN III

Een aantal computerberekeningen hebben geleid tot een Larssen 22 damwand met het anker op 3m (gew: 1340N/m^2). De resultaten van de berekeningen zijn hieronder weergegeven.

fase 1:

Figuur IV.8 toont de situatie.

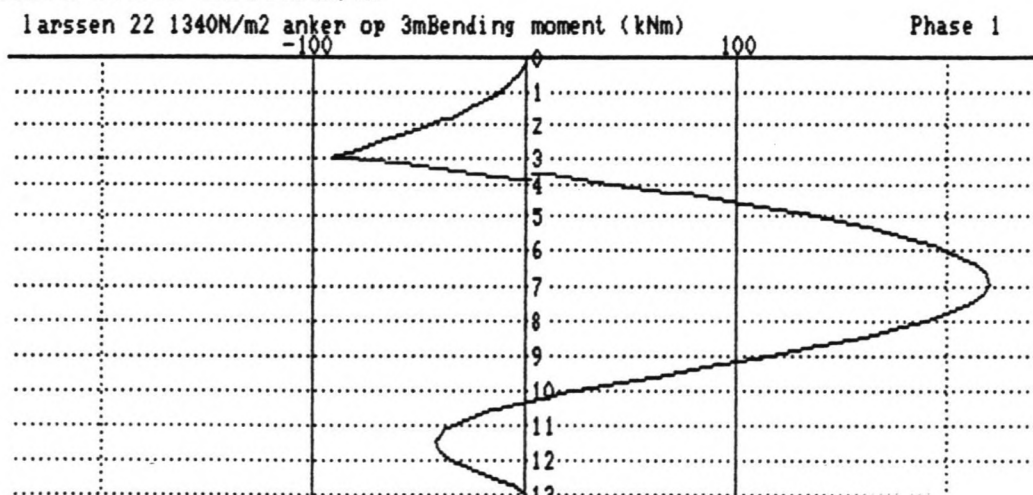


(fig. IV.8) Situatieschets

Figuur IV.9 geeft het moment grafisch weer. Tabel 3 geeft de berekening in getallen weer.

Maatgevend Moment: 219kNm/m

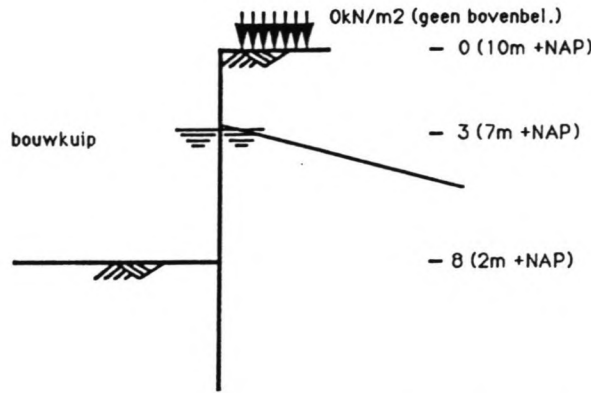
Ankerkracht: 200.1kN/m



(fig. IV.9) Momentenlijn

fase 2:

Deze fase is wederom een sommmatie van 2 belastinggevallen. Figuur IV.10 schetst de situatie, waarbij de bouwkuip nog vol water staat.

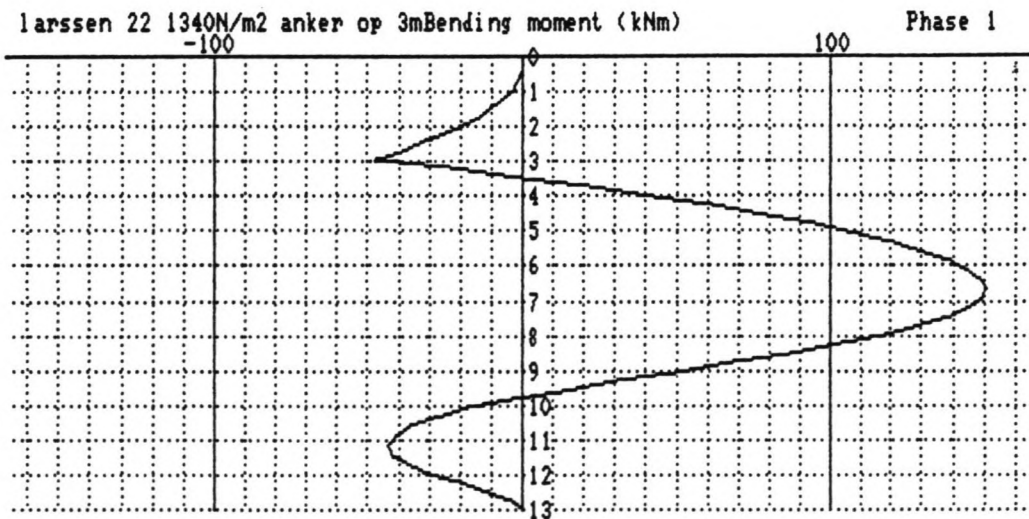


(fig. IV.10) Situatieschets

Figuur IV.11 toont grafisch het maatgevende moment. Tabel 4 geeft het geheel in getalsvorm weer.

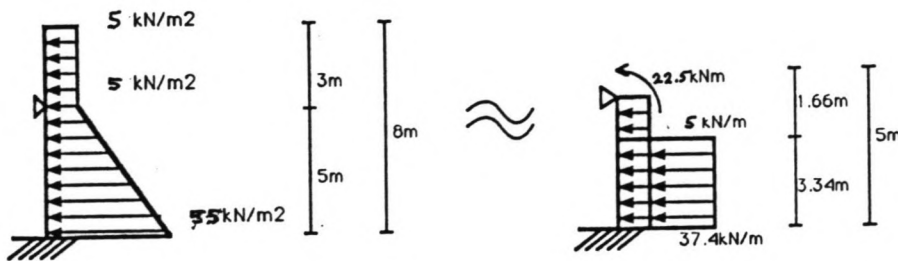
Maatgevend Moment: 150.5kNm/m

Ankerkracht: 130.7kN/m



(fig. IV.11) Momentenlijn

Nu moet hierop het tweede belastinggeval, namelijk de inklemming gesuperponeerd worden. Figuur IV.12 toont het belasting-schema. Figuur IV.13 de momentenlijn (factor 2/3 nog buiten beschouwing gelaten).



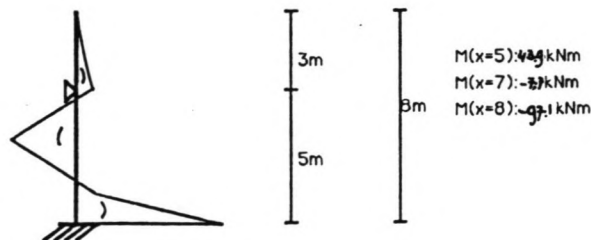
(fig. IV.12) Belastingeschema

$$W_b = 0 = 5 \cdot 5^4 / (8EI) + 37.4 \cdot 3.34^4 / (8EI) + 37.4 \cdot 3.34^3 \cdot 1.66 / (6EI) + 22.5 \cdot 5^2 / (2EI) - 37 \cdot 5^3 / (3EI)$$

$$B_v = 39.3 \text{ kN}$$

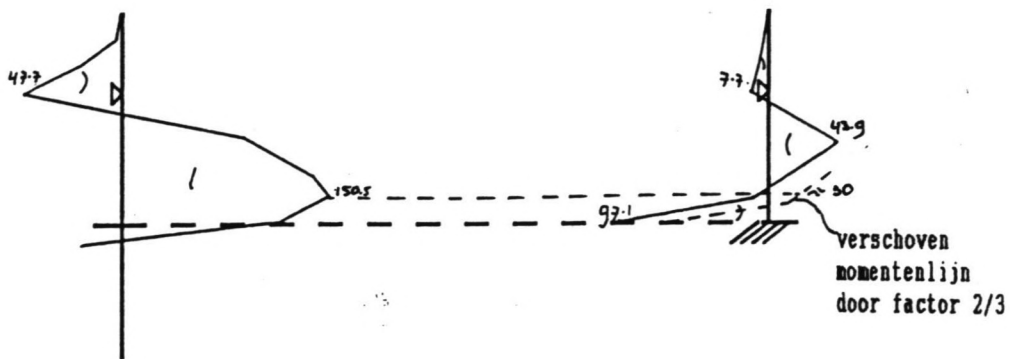
$$A_v = 110.6 \text{ kN}$$

$$M_a = -97.1 \text{ kNm}$$



(fig. IV.13) Momentenlijn

Figuur IV.14 toont beide te superponeren momentenlijnen naast elkaar, waaruit blijkt, dat het maatgevende moment ongeveer 180 kNm/m (=150+30) bedraagt (rekening gehouden met factor 2/3). De ankerkracht is: 131+39.3=170.3 kN/m.



(fig. IV.14) Te superponeren momentenlijnen

Vergelijking van fase 1 met fase 2 leert, dat fase 1 maatgevend is, zowel voor het moment (219kNm) als voor de ankerkracht (200kN). Een Larssen 22 damwand (gew: 1340N/m²) blijkt te voldoen: $\sigma = M/W = 219 \cdot 10^6 / (1700 \cdot 10^3) = 129 \text{ N/mm}^2$

TABEL 1

SPW 3.0

Delft University of Technology
 Geotechnical Laboratory
 Student Edition

larssen 420 1730N/m2 anker op 5m ---- Phase 1

Normal force at the top 0.000
 Normal force at the bottom 0.000
 Moment at the top 0.000

Soil layers at the left side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	5.000	0.000	10.000	50.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5.000	11.000	0.000	10.000	50.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
11.000	20.000	16.000	20.000	50.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Soil layers at the right side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	5.000	16.000	20.000	50.000	0.000	20.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
5.000	11.000	16.000	20.000	50.000	0.000	20.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
11.000	20.000	16.000	20.000	50.000	0.000	20.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Forces and Anchors :

x	Fx	Fa	Dw
0.000	0.000	0.000	1.000
5.000	0.000	600.000	-0.050
11.000	0.000	0.000	1.000
20.000	0.000	0.000	1.000

i	x	w	M	Q-	Q+	f	F
0	0.000	-0.024	0.000	0.000	0.000		
1	0.417	-0.025	-0.674	-3.237	-3.237	-7.764	
2	0.833	-0.025	-2.891	-7.400	-7.400	-10.006	
3	1.250	-0.025	-7.034	-12.488	-12.488	-12.200	
4	1.667	-0.025	-13.490	-18.500	-18.500	-14.418	
5	2.083	-0.026	-22.643	-25.438	-25.438	-16.677	
6	2.500	-0.026	-34.880	-33.300	-33.300	-18.855	
7	2.917	-0.026	-50.586	-42.088	-42.088	-21.073	
8	3.333	-0.027	-70.146	-51.800	-51.800	-23.347	
9	3.750	-0.027	-93.945	-62.438	-62.438	-25.510	
10	4.167	-0.027	-122.370	-74.000	-74.000	-27.728	
11	4.583	-0.028	-155.805	-86.488	-86.488	-30.018	
12	5.000	-0.028	-194.635	-99.900	240.377	-32.164	340.277
13	5.375	-0.029	-107.374	225.017	225.017	-40.959	
14	5.750	-0.030	-26.013	208.908	208.908	-42.957	

15	6.125	-0.030	49.167	192.050	192.050	-44.955
16	6.500	-0.031	117.884	174.443	174.443	-46.953
17	6.875	-0.031	179.858	156.086	156.086	-48.951
18	7.250	-0.032	234.808	136.980	136.980	-50.949
19	7.625	-0.032	282.453	117.125	117.125	-52.947
20	8.000	-0.033	322.512	96.521	96.521	-54.945
21	8.375	-0.033	354.703	75.167	75.167	-56.943
22	8.750	-0.033	378.747	53.064	53.064	-58.941
23	9.125	-0.032	394.361	30.212	30.212	-60.939
24	9.500	-0.032	401.265	6.611	6.611	-62.937
25	9.875	-0.031	399.179	-17.740	-17.740	-64.935
26	10.250	-0.031	387.820	-42.840	-42.840	-66.933
27	10.625	-0.030	366.908	-68.689	-68.689	-68.931
28	11.000	-0.029	336.163	-95.287	-95.287	-70.929
29	11.409	-0.027	291.336	-123.866	-123.866	-69.875
30	11.818	-0.026	236.278	-145.304	-145.304	-52.415
31	12.227	-0.024	173.912	-159.600	-159.600	-34.954
32	12.636	-0.022	107.157	-166.755	-166.755	-17.493
33	13.045	-0.020	38.937	-166.768	-166.768	-0.033
34	13.455	-0.019	-27.828	-159.640	-159.640	17.385
35	13.864	-0.017	-90.217	-145.371	-145.371	34.888
36	14.273	-0.015	-145.307	-123.960	-123.960	52.349
37	14.682	-0.013	-190.685	-97.886	-97.886	63.751
38	15.091	-0.012	-225.138	-70.552	-70.552	66.829
39	15.500	-0.010	-248.307	-42.719	-42.719	68.053
40	15.909	-0.009	-260.104	-14.958	-14.958	67.874
41	16.318	-0.008	-260.641	12.334	12.334	66.729
42	16.727	-0.007	-250.156	38.926	38.926	65.016
43	17.136	-0.006	-228.956	64.721	64.721	63.070
44	17.545	-0.005	-197.365	89.725	89.725	61.133
45	17.955	-0.004	-157.335	105.974	105.974	39.632
46	18.364	-0.004	-113.387	108.883	108.883	7.114
47	18.773	-0.003	-70.777	99.437	99.437	-23.096
48	19.182	-0.003	-34.449	78.164	78.164	-52.013
49	19.591	-0.002	-9.231	45.127	45.127	-80.774
50	20.000	-0.002	0.000	0.000	0.000	-110.335

TABEL 2

SPW 3.0

Delft University of Technology
 Geotechnical Laboratory
 Student Edition

larssen 420 1730N/m2 anker op 5m ----- Phase 1

Normal force at the top 0.000
 Normal force at the bottom 0.000
 Moment at the top 0.000

Soil layers at the left side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	5.000	0.000	10.000	50.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5.000	11.000	0.000	10.000	50.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
11.000	20.000	16.000	20.000	50.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Soil layers at the right side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	5.000	16.000	20.000	50.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
5.000	11.000	16.000	20.000	50.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
11.000	20.000	16.000	20.000	50.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Forces and Anchors :

x	Fx	Fa	Dw
0.000	0.000	0.000	1.000
5.000	0.000	600.000	-0.050
11.000	0.000	0.000	1.000
20.000	0.000	0.000	1.000

i	x	w	M	Q-	Q+	f	F
0	0.000	-0.015	0.000	0.000	0.000		
1	0.417	-0.016	-0.096	-0.463	-0.463	-1.109	
2	0.833	-0.016	-0.578	-1.850	-1.850	-3.335	
3	1.250	-0.016	-1.831	-4.162	-4.162	-5.546	
4	1.667	-0.017	-4.240	-7.400	-7.400	-7.764	
5	2.083	-0.017	-8.190	-11.562	-11.562	-10.006	
6	2.500	-0.017	-14.068	-16.650	-16.650	-12.200	
7	2.917	-0.018	-22.258	-22.663	-22.663	-14.418	
8	3.333	-0.018	-33.146	-29.600	-29.600	-16.677	
9	3.750	-0.018	-47.117	-37.463	-37.463	-18.855	
10	4.167	-0.019	-64.557	-46.250	-46.250	-21.073	
11	4.583	-0.019	-85.852	-55.963	-55.963	-23.347	
12	5.000	-0.020	-111.385	-66.600	168.164	-25.510	234.764
13	5.375	-0.020	-50.267	157.800	157.800	-27.639	
14	5.750	-0.021	6.824	146.686	146.686	-29.637	

arssen 420 1730N/m2 anker op 5m ---- Phase 1

15	6.125	-0.021	59.607	134.823	134.823	-31.635
16	6.500	-0.021	107.801	122.210	122.210	-33.633
17	6.875	-0.022	151.125	108.849	108.849	-35.631
18	7.250	-0.022	189.297	94.738	94.738	-37.629
19	7.625	-0.022	222.038	79.878	79.878	-39.627
20	8.000	-0.023	249.065	64.268	64.268	-41.625
21	8.375	-0.023	270.099	47.910	47.910	-43.623
22	8.750	-0.023	284.857	30.802	30.802	-45.621
23	9.125	-0.022	293.060	12.945	12.945	-47.619
24	9.500	-0.022	294.425	-5.662	-5.662	-49.617
25	9.875	-0.022	288.673	-25.017	-25.017	-51.615
26	10.250	-0.021	275.522	-45.122	-45.122	-53.613
27	10.625	-0.020	254.691	-65.976	-65.976	-55.611
28	11.000	-0.019	225.899	-87.580	-87.580	-57.609
29	11.409	-0.018	185.898	-107.985	-107.985	-49.891
30	11.818	-0.017	139.009	-121.249	-121.249	-32.430
31	12.227	-0.016	88.155	-127.371	-127.371	-14.969
32	12.636	-0.015	36.257	-126.352	-126.352	2.491
33	13.045	-0.013	-14.054	-119.612	-119.612	16.480
34	13.455	-0.012	-60.726	-108.559	-108.559	26.959
35	13.864	-0.011	-102.171	-94.061	-94.061	35.447
36	14.273	-0.010	-137.140	-76.902	-76.902	41.954
37	14.682	-0.009	-164.684	-57.755	-57.755	46.814
38	15.091	-0.008	-184.100	-37.168	-37.168	50.336
39	15.500	-0.007	-194.884	-15.553	-15.553	52.848
40	15.909	-0.006	-196.672	6.810	6.810	54.678
41	16.318	-0.005	-189.190	29.768	29.768	56.130
42	16.727	-0.005	-172.661	51.043	51.043	52.019
43	17.136	-0.004	-149.040	64.437	64.437	32.748
44	17.545	-0.004	-121.350	70.933	70.933	15.883
45	17.955	-0.003	-92.235	71.410	71.410	1.163
46	18.364	-0.003	-64.012	66.570	66.570	-11.835
47	18.773	-0.003	-38.759	56.889	56.889	-23.670
48	19.182	-0.002	-18.409	42.599	42.599	-34.938
49	19.591	-0.002	-4.848	23.700	23.700	-46.209
50	20.000	-0.002	0.000	-0.000	-0.000	-57.946

TABEL 3

SPW 3.0

larssen 22 1340N/m2 anker op 3m ----- Phase 1

Normal force at the top 0.000
 Normal force at the bottom 0.000
 Moment at the top 0.000

Soil layers at the left side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	3.000	0.000	10.000	50.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3.000	8.000	0.000	10.000	50.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8.000	13.000	16.000	20.000	50.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Soil layers at the right side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	3.000	16.000	20.000	50.000	0.000	15.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
3.000	8.000	16.000	20.000	50.000	0.000	15.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
8.000	13.000	16.000	20.000	50.000	0.000	15.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Forces and Anchors :

x	Fx	Fa	Dw
0.000	0.000	0.000	1.000
3.000	0.000	600.000	-0.050
8.000	0.000	0.000	1.000
13.000	0.000	0.000	1.000

i	x	w	M	Q-	Q+	f	F
0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000		
1	0.250	0.002	-0.738	-5.906	-5.906	-23.624	
2	0.500	0.001	-2.988	-12.094	-12.094	-24.751	
3	0.750	-0.001	-6.767	-18.139	-18.139	-24.181	
4	1.000	-0.003	-11.986	-23.613	-23.613	-21.897	
5	1.250	-0.004	-18.448	-28.080	-28.080	-17.866	
6	1.500	-0.006	-25.853	-31.160	-31.160	-12.321	
7	1.750	-0.008	-34.070	-34.573	-34.573	-13.653	
8	2.000	-0.009	-43.181	-38.320	-38.320	-14.985	
9	2.250	-0.011	-53.271	-42.399	-42.399	-16.317	
10	2.500	-0.013	-64.422	-46.811	-46.811	-17.649	
11	2.750	-0.015	-76.718	-51.556	-51.556	-18.981	
12	3.000	-0.017	-90.242	-56.635	143.495	-20.313	200.130
13	3.263	-0.019	-53.404	136.476	136.476	-26.691	
14	3.526	-0.021	-18.461	129.087	129.087	-28.094	
15	3.789	-0.023	14.488	121.329	121.329	-29.497	
16	4.053	-0.026	45.348	113.203	113.203	-30.783	
17	4.316	-0.028	74.020	104.707	104.707	-32.303	
18	4.579	-0.030	100.408	95.842	95.842	-33.706	
19	4.842	-0.032	124.415	86.609	86.609	-35.109	

larssen 22 1340N/m2 anker op 3m ---- Phase 1

20	5.105	-0.034	145.943	77.006	77.006	-36.512
21	5.368	-0.035	164.896	67.035	67.035	-37.915
22	5.632	-0.037	181.176	56.694	56.694	-39.169
23	5.895	-0.038	194.686	45.985	45.985	-40.721
24	6.158	-0.039	205.330	34.906	34.906	-42.123
25	6.421	-0.040	213.010	23.459	23.459	-43.526
26	6.684	-0.040	217.628	11.642	11.642	-44.929
27	6.947	-0.040	219.088	-0.543	-0.543	-46.332
28	7.211	-0.040	217.294	-13.097	-13.097	-47.554
29	7.474	-0.039	212.146	-26.021	-26.021	-49.138
30	7.737	-0.039	203.550	-39.313	-39.313	-50.541
31	8.000	-0.038	191.407	-52.974	-52.974	-51.944
32	8.263	-0.037	175.666	-66.657	-66.657	-52.026
33	8.526	-0.035	156.713	-77.385	-77.385	-40.789
34	8.789	-0.033	135.326	-85.157	-85.157	-29.553
35	9.053	-0.032	112.282	-89.975	-89.975	-18.247
36	9.316	-0.030	88.360	-91.837	-91.837	-7.081
37	9.579	-0.027	64.336	-90.744	-90.744	4.156
38	9.842	-0.025	40.989	-86.696	-86.696	15.392
39	10.105	-0.023	19.095	-79.693	-79.693	26.628
40	10.368	-0.021	-0.566	-69.734	-69.734	37.864
41	10.632	-0.019	-17.218	-56.821	-56.821	48.914
42	10.895	-0.016	-30.083	-40.952	-40.952	60.337
43	11.158	-0.014	-38.383	-22.129	-22.129	71.573
44	11.421	-0.012	-41.809	-3.909	-3.909	69.278
45	11.684	-0.010	-40.646	12.747	12.747	63.331
46	11.947	-0.008	-35.374	27.323	27.323	55.422
47	12.211	-0.006	-26.605	39.317	39.317	45.429
48	12.474	-0.004	-15.234	47.108	47.108	29.624
49	12.737	-0.002	-4.518	34.334	34.334	-48.568
50	13.000	0.000	0.000	-0.000	-0.000	-130.549

TABEL 4

SPW 3.0

larssen 22 1340N/m2 anker op 3m ---- Phase 1

Normal force at the top 0.000
 Normal force at the bottom 0.000
 Moment at the top 0.000

Soil layers at the left side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	3.000	0.000	10.000	50.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3.000	8.000	0.000	10.000	50.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8.000	13.000	16.000	20.000	50.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Soil layers at the right side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	3.000	16.000	20.000	50.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
3.000	8.000	16.000	20.000	50.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
8.000	13.000	16.000	20.000	50.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Forces and Anchors :

x	Fx	Fa	Dw
0.000	0.000	0.000	1.000
3.000	0.000	600.000	-0.050
8.000	0.000	0.000	1.000
13.000	0.000	0.000	1.000

i	x	w	M	Q-	Q+	f	F
0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000		
1	0.250	0.003	-0.092	-0.732	-0.732	-2.928	
2	0.500	0.002	-0.519	-2.688	-2.688	-7.824	
3	0.750	0.000	-1.549	-5.548	-5.548	-11.439	
4	1.000	-0.001	-3.366	-8.990	-8.990	-13.770	
5	1.250	-0.002	-6.076	-12.693	-12.693	-14.810	
6	1.500	-0.003	-9.704	-16.330	-16.330	-14.548	
7	1.750	-0.004	-14.191	-19.570	-19.570	-12.960	
8	2.000	-0.006	-19.397	-22.073	-22.073	-10.014	
9	2.250	-0.007	-25.269	-24.904	-24.904	-11.322	
10	2.500	-0.008	-31.890	-28.067	-28.067	-12.654	
11	2.750	-0.010	-39.344	-31.564	-31.564	-13.986	
12	3.000	-0.011	-47.714	-35.393	95.316	-15.318	130.709
13	3.263	-0.012	-23.208	90.925	90.925	-16.695	
14	3.526	-0.014	0.093	86.165	86.165	-18.098	
15	3.789	-0.015	22.093	81.036	81.036	-19.501	
16	4.053	-0.017	42.695	75.539	75.539	-20.825	
17	4.316	-0.018	61.802	69.672	69.672	-22.307	
18	4.579	-0.020	79.316	63.436	63.436	-23.710	
19	4.842	-0.021	95.141	56.832	56.832	-25.113	

larssen 22 1340N/m2 anker op 3m ---- Phase 1

20	5.105	-0.022	109.179	49.858	49.858	-26.516
21	5.368	-0.023	121.333	42.515	42.515	-27.919
22	5.632	-0.024	131.507	34.804	34.804	-29.211
23	5.895	-0.025	139.603	26.723	26.723	-30.725
24	6.158	-0.025	145.523	18.274	18.274	-32.127
25	6.421	-0.026	149.172	9.455	9.455	-33.530
26	6.684	-0.026	150.451	0.268	0.268	-34.933
27	6.947	-0.026	149.264	-9.289	-9.289	-36.336
28	7.211	-0.025	145.514	-19.214	-19.214	-37.596
29	7.474	-0.025	139.103	-29.508	-29.508	-39.142
30	7.737	-0.024	129.935	-40.172	-40.172	-40.545
31	8.000	-0.023	117.912	-51.204	-51.204	-41.948
32	8.263	-0.022	103.155	-60.943	-60.943	-37.032
33	8.526	-0.021	86.225	-67.728	-67.728	-25.795
34	8.789	-0.020	67.898	-71.557	-71.557	-14.559
35	9.053	-0.019	48.952	-72.431	-72.431	-3.310
36	9.316	-0.018	30.166	-70.349	-70.349	7.913
37	9.579	-0.016	12.315	-65.313	-65.313	19.149
38	9.842	-0.015	-3.821	-57.322	-57.322	30.386
39	10.105	-0.013	-17.597	-47.375	-47.375	37.819
40	10.368	-0.012	-28.613	-36.348	-36.348	41.927
41	10.632	-0.011	-36.634	-24.610	-24.610	44.464
42	10.895	-0.009	-41.516	-12.497	-12.497	46.056
43	11.158	-0.008	-43.202	-0.315	-0.315	46.320
44	11.421	-0.007	-41.709	11.661	11.661	45.538
45	11.684	-0.006	-37.125	23.181	23.181	43.802
46	11.947	-0.005	-29.600	34.010	34.010	41.172
47	12.211	-0.004	-20.043	38.619	38.619	17.459
48	12.474	-0.003	-10.385	34.780	34.780	-14.596
49	12.737	-0.002	-2.905	22.075	22.075	-48.308
50	13.000	-0.001	0.000	-0.000	-0.000	-83.935

BIJLAGE V. BEREKENING ANKERS VOOR DAMWAND IV (Maatgevend)
[lit=4,10]

Uit bijlage IV is naar voren gekomen, dat een ankerkracht van 340kN door de grond moet kunnen worden opgenomen. De krachten die werken op een grondmoot, met daarin opgenomen een anker, moeten evenwicht met elkaar maken. Figuur V.1 toont het overzicht en het krachtenevenwicht.

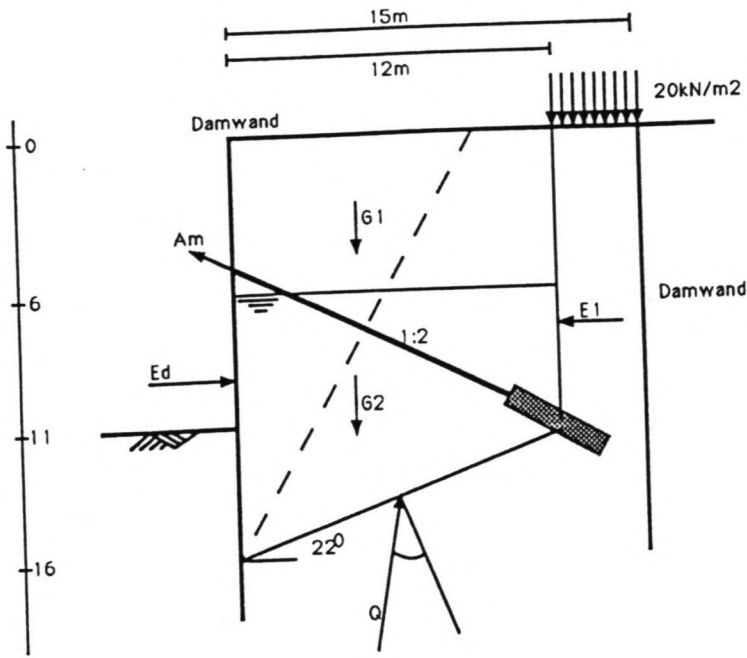
De uitgangsgegevens zijn:

- ankerkop geplaatst op 5m beneden de bovenkant van de damwand
- lengte anker ca 14m (in verband met damwand no.V)
- grondwaterstand op 6m beneden de bovenkant van de damwand (=7m +NAP)
- bovenbelasting: 20kN/m^2
- kerende hoogte: 11m

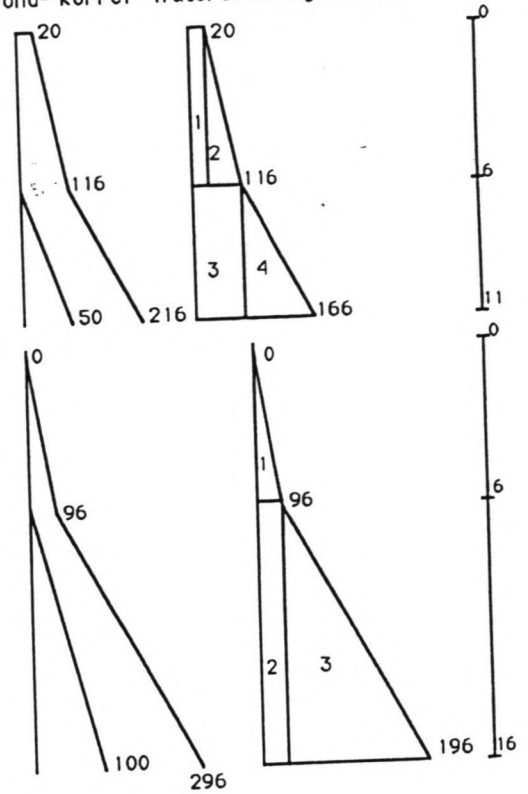
De volgende 6 krachten zijn in het spel:

1. gewicht droge grond (G1)
2. gewicht grond onder water (G2)
3. actieve gronddruk (E1)
4. actieve gronddruk op damwand (Ed)
5. ankerkracht (Am)
6. weerstand Q langs het diepe glijvlak

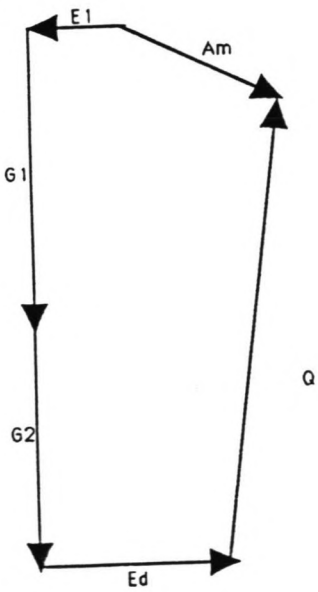
Het diepe glijvlak is het 'denkbeeldige' vlak tussen het momentenmaximum in de damwand en het midden van het anker [lit=1,2]. Met deze berekening wordt de maximaal door het grondlichaam op te nemen ankerkracht bepaald, waarbij het gehele ingesloten grondlichaam nog niet over het diepe glijvlak afschuift. Deze ankerkracht dient natuurlijk groter te zijn dan de benodigde ankerkracht volgende uit de damwandberekening.



Aktief
grond- korrel- waterdrukdiagrammen

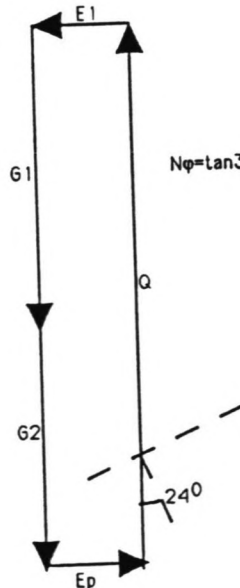


$G1: 12 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 16 = 1152 \text{ kN}$
 $G2: 12 \cdot 5 \cdot 10 + 12 \cdot 5/2 \cdot 10 = 900 \text{ kN}$
 $E1: 20 \cdot 6 \cdot 0.33 + (116 - 20) \cdot 6/2 \cdot 0.33 + 116 \cdot 5 \cdot 0.33 + (166 - 116) \cdot 5/2 \cdot 0.33 = 367 \text{ kN}$
 $E2: 6/2 \cdot 96 \cdot 0.33 + 96 \cdot 10 \cdot 0.33 + (196 - 96) \cdot 10 \cdot 0.33 = 742 \text{ kN}$



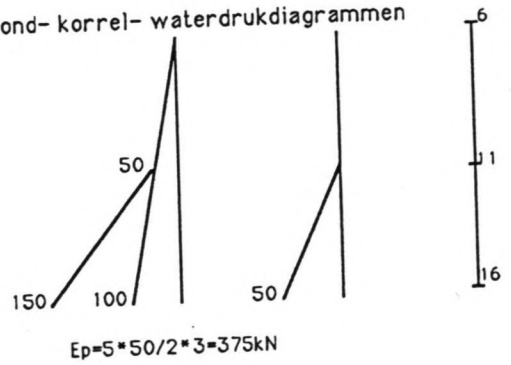
$A_m = 690 \text{ kN}$
 veiligheid 1.5: 460kN toelaatbaar

Q



$N_\varphi = \tan 30 / \tan 24 = 1.3$ (voldoet)

Passief
grond- korrel- waterdrukdiagrammen



$E_p = 5 \cdot 50/2 \cdot 3 = 375 \text{ kN}$

(fig. V.1) Beschouwingen anker

Het blijkt, dat een diepe plaatsing van het anker gunstig werkt. Enerzijds neemt E_1 wel toe, anderzijds verandert Q van richting, waardoor de ankerkracht groter wordt. Opgemerkt wordt, dat het plaatsen van het anker onder een hoek tot groter op te nemen ankerkrachten leidt (horizontaal ontbondene). Het is zelfs noodzakelijk het anker diep te plaatsen. De mogelijk op te nemen ankerkracht is anders te klein:

Ankerkracht uit damwandberekening: 340kN

Helling anker 1:2. Kracht in anker: $340/\cos 26 = 380\text{kN}$

Veiligheid 1.5: $380 \cdot 1.5 = 570\text{kN}$

Het grondlichaam moet dus 570kN kunnen opnemen. Uit figuur V.1 blijkt, dat 690kN op te nemen is.

Vervolgens moet de veiligheid op de schuifsterkte $n_0 = \tan \sigma / \tan \sigma_0$ bij een aan de damwandzijde werkende passieve korreldruk nog worden gecontroleerd (zie ook figuur V.1):

n_0 = mogelijke weerstand / gemobiliseerde weerstand

σ = hoek van inwendige wrijving

σ_0 = hoek waaronder Q blijkt te staan (ten opzichte van het diepe glijvlak).

$n_0 = \tan 30 / \tan 24 = 1.3$. Dit is groter dan de volgens het voorschrift benodigde waarde van 1.25 en voldoet dus [lit=4].

BIJLAGE VI. ONDERWATERBETON [lit=1,3,9,11]

Uitgangspunten:

- druk grondwater op onderkant onderwaterbeton: 65kN/m^2
(onderkant vloer op 0.5m +NAP, grondwaterspiegel op 7m +NAP)
- palen vierkant 0.40, hart op hart 3.5m
- $\tau_{\text{beton}} = 24\text{kN/m}^3$
- betonkwaliteit: B25
- dikte onderwaterbeton: 1.5m (gemiddelde theoretische vloerdikte)
- $\tau_{\text{grond}} = 20\text{kN/m}^3$

Wapening:

in rekening te brengen opwaartse belasting:

$$1.7 \cdot (65 - 1.5 \cdot 24) = 49.3\text{kN/m}^2$$

op te nemen moment: stel $M = 1/10 \cdot q \cdot l^2$ per meter vloerbreedte

$$M = 0.1 \cdot 49.3 \cdot 3.5^2 = 60.4\text{kNm/m}$$

Daar de bodem een zogenaamde plaatvloer is, zal het moment in werkelijkheid kleiner zijn. $M = 1/10 \cdot q \cdot l^2$ is echter een gebruikelijke en eerste benadering.

$h_{\text{nt}} = 1500\text{mm}$ (h_{nt} = gemiddelde theoretische vloerdikte)

$$d = h_{\text{nt}} - 0.60 - 0.5 \phi_k = 1.5 - 0.6 - 0.5 \cdot 0.25 = 0.78\text{m}$$

$$M_{\text{cr}} = \sigma_{\text{cr,fl}} \cdot W_c = (0.8 + 0.4 h^{-0.6}) \cdot \sigma_{\text{cr}} \cdot 1/6 \cdot b \cdot h^2,$$

waarin:

M_{cr} = scheurmoment

$\sigma_{\text{cr,fl}}$ = buigtrekspanning, waarbij eerste scheur ontstaat

σ_{cr} = spanning bij ontstaan scheuren

$$= 0.5 \cdot f_{\text{ctm},0} = 1.45\text{N/mm}^2$$

$$M_{\text{cr}} = (0.8 + 0.4 \cdot 1.5^{-0.6}) \cdot 0.5 \cdot 2.9 \cdot (1/6) \cdot 1000 \cdot 1500^2 = 605.6\text{kNm/m}$$

Het scheurmoment is dus aanzienlijk groter dan het optredende moment: $M_{cr} \gg M$. Alleen een minimum wapeningspercentage is benodigd.

B25: $w_{min} = 1.3 \cdot 10^{-3}$ (FeB 400)

$$A_s = w_{min} \cdot b \cdot h = 1.3 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 \cdot 1500 = 1950 \text{ mm}^2$$

Toepassen van staven $\varnothing 25$: $1963 \text{ mm}^2 / \text{m}$ of toepassen van staven $\varnothing 32$: $2413 \text{ mm}^2 / \text{m}$. In verband met een grotere maaswijdte gaat de voorkeur uit naar staven $\varnothing 32$. Het net is, behalve aan de boven- en onderkant in twee richtingen benodigd, voor het opnemen van toevallige momenten en om een wapeningskorf te kunnen formeren.

Schuifspanning paal-vloer

Gecontroleerd moet worden, of de paal niet uit de onderwaterbetonvloer wordt getrokken. De optredende schuifspanning bepaalt dit.

palen: vierkant 0.40.

palenstramien: $3.5 \cdot 3.5 \text{ m}^2$.

In rekening te brengen opwaartse kracht: 49.3 kN/m^2 .

De palen steken 1.25m in de vloer in verband met de oplegging op de palen van het geprefabriceerde wapeningsnet.

$$T_d = 3.5^2 \cdot 49.3 = 604 \text{ kN}$$

$$t_d = 604 / (4 \cdot 0.4 \cdot 1.25) = 302 \text{ kN/m}$$

$$t_d \leq 0.5 \cdot f_{t,0} = 0.5 \cdot 1.2 = 0.6 \text{ N/mm}^2 = 600 \text{ kN/m}$$

Het beton kan de schuifkracht dus overbrengen, zonder dat een wapening benodigd is. Deze wapening is overigens niet eens mogelijk, omdat dan onder water de koppen moeten worden gesneld.

Lengte van de palen

opwaartse waterdruk: 65 kN/m^2 .
gewicht vloer: $1.5 \cdot 24 = 36 \text{ kN/m}^2$.
tekort: 29 kN/m^2 .
veiligheidsfactor 1.2: 34.8 kN/m

Kleefcriterium:

$W = \alpha \cdot C_v / 100$; stel $\alpha = 1$ (zand); $W = C_v / 100$

stel $C_v = 15 \text{ N/mm}^2$ (over gehele lengte van de palen)

formule Begemann: $T = O \cdot (V1 + a \cdot V2 + V3) \cdot f$

waarin: $V1$ = bijdrage kleef bovenste 1/4-deel van de paal
 $V2$ = bijdrage kleef middelste 1/2-deel van de paal
 $V3$ = bijdrage kleef onderste 1/4-deel van de paal
 O = omtrek paal
 $a = 0.9$ voor palen uitsluitend belast op trek
 $f = 0.3$ voor gladde heipalen

Op te nemen kracht door paal: $34.8 \cdot 3.5 \cdot 3.5 = 426.3 \text{ kN}$

veiligheid 2.5: $2.5 \cdot 426.3 = 1066 \text{ kN}$

bepaling paallengte (l):

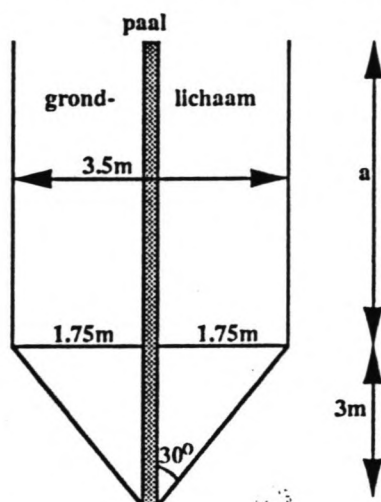
$$1066 = 1.60 \cdot (15/100 \cdot 10^3 \cdot 1/4 + 15/100 \cdot 10^3 \cdot 1/2 \cdot 0.9 + 15/100 \cdot 10^3 \cdot 1/4) \cdot 0.3 \cdot l = 15.60 \text{ m (l=paallengte)}.$$

Kluitcriterium:

palenstramien: $3.5 \cdot 3.5 \text{ m}^2$.

de grondkolom die aan de paal hangt heeft aan de onderkant de vorm van een pyramide: inhoud = $1/3 \cdot \text{kubusinhoud}$.

beschikbaar gewicht aan grond: $(20-10)=10\text{kN/m}^2$.
 bepaling paallengte: $34.8 \cdot 3.5^2 = 3.5^2 \cdot a \cdot 10 + (3.5^2 \cdot 3/3) \cdot 10$;
 $a=2.5\text{m}$; lengte paal: $2.5+3=5.5\text{m}$ (zie fig VI.1)



(fig. VI.1) grondkolom met pyramidevorm

Uit een vergelijking blijkt duidelijk, dat het kleefkriterium maatgevend is. De diepte van de paalvoet wordt: $0.5-15.6 = -15.1\text{m NAP}$.

De palen zullen lang moeten worden (15.6m). Dit wordt vooral veroorzaakt door het lage kleefgetal van 1% ($\alpha=1$). Deze factor is van grote invloed. Een kleefgetal van 2% zorgt voor een halvering van de paallengte. In de situatie van Maarn zal nauwkeurig vastgesteld moeten worden welke waarde voor de kleef in rekening moet worden gebracht. Ook zullen nog sonderingen moeten worden gemaakt om tot een juiste waarde van de conusweerstand te komen. Ook deze heeft invloed op de lengte van de palen. De variatie hierin zal echter van minder invloed zijn dan de variatie in het kleefgetal. Tevens zal een optimalisatie moeten plaatsvinden om tot een juiste paalafstand te komen (meer palen met een geringere lengte versus minder palen met grotere lengten).

BIJLAGE VII. BOVENBELASTINGEN DAMWANDEN

In deze bijlage worden de bovenbelastingen bepaald, die in rekening moeten worden gebracht bij de damwandberekeningen.

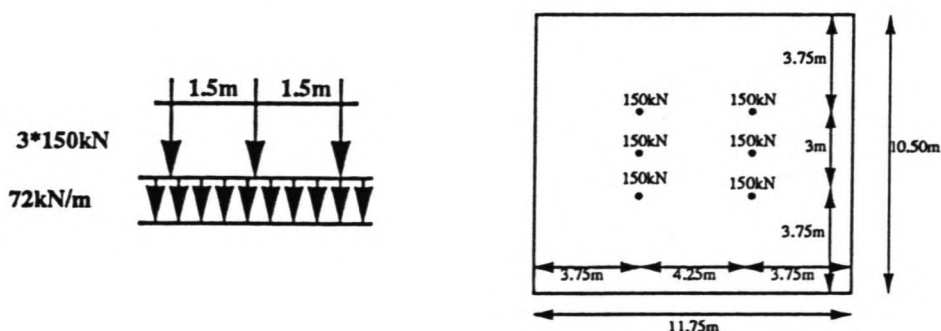
treinverkeer als bovenbelasting:

Het ongunstigste van onderstaande belastingtoestanden moet in rekening worden gebracht:

1. gelijkmatig verdeelde belasting van 72kN/m + drie puntlasten (asdrukken) van 150kN .
2. drie puntlasten (asdrukken) van 250kN zonder gelijkmatig verdeelde belasting.
3. één puntlast (asdruk) van 270kN zonder gelijkmatig verdeelde belasting.

Vor de situatie te Maarn moet van 2 sporen worden uitgegaan. Bovengenoemde belastingen worden dus tweemaal in rekening gebracht. Omdat de belasting op enige afstand naast de damwand aangrijpt wordt deze gereduceerd. Hiervoor wordt uitgegaan van een zogenaamde "spreidingsoppervlakte". Dit is de oppervlakte waarover de belasting wordt gespreid en wordt bepaald door de afstand tot de damwand (hart rail - damwand: ca. 3.75m).

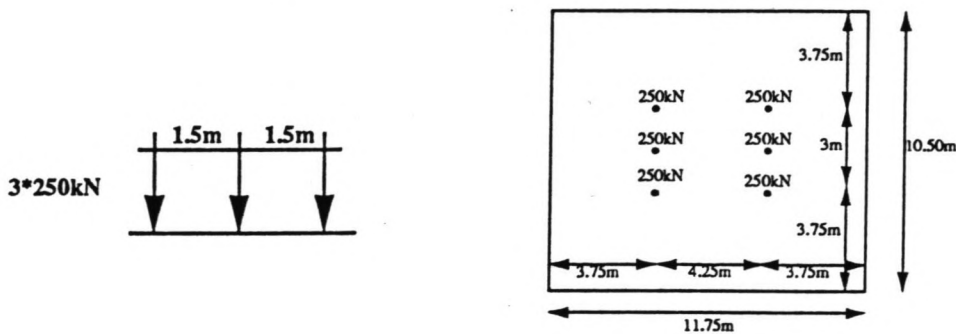
ad 1 (zie fig. VII.1)



(fig. VII.1) belastingtoestand 1

- 2*72kN/m gelijkmatig verdeelde belasting.
te spreiden over 11.75m: $144/11.75=12.3\text{kN/m}^2$.
- 2*3 puntlasten van 150kN (afmetingen zie fig. VII.1)
spreidingsoppervlakte: $11.75\text{m}\cdot 10.50\text{m}=123\text{m}^2$
belasting: $6\cdot 150\text{kN}=900\text{kN}$.
 $900/123=7.3\text{kN/m}^2$
totaal: $12.3+7.3=19.6\text{kN/m}^2$

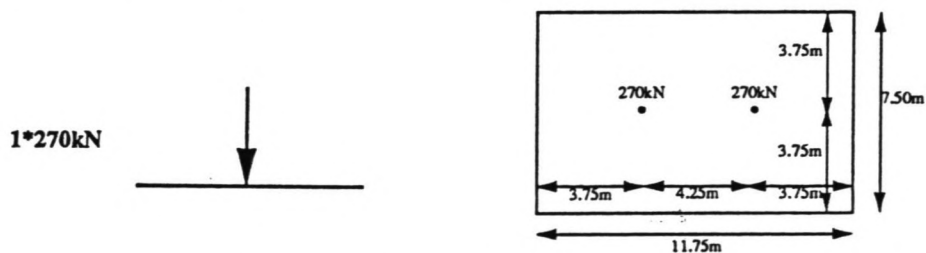
ad 2 (zie fig. VII.2)



(fig. VII.2) belastingtoestand 2

- 2*3 puntlasten (asdrukken) van 250kN (afmetingen zie fig. VII.2)
spreidingsoppervlak: $11.75\text{m}\cdot 10.50\text{m}=123\text{m}^2$
belasting: $6\cdot 250\text{kN}=1500\text{kN}$
totaal: $1500/123=12.2\text{kN/m}^2$

ad 3 (zie fig. VII.3)



(fig. VII.3) belastingtoestand 3

- 2*1 puntlast (asdruk) van 270kN (afmetingen zie fig. VII.3)

spreidingsoppervlak: $11.75\text{m} \times 7.5\text{m} = 88\text{m}^2$

belasting: $2 \times 270\text{kN} = 540\text{kN}$

totaal: $540/88 = 6\text{kN/m}^2$

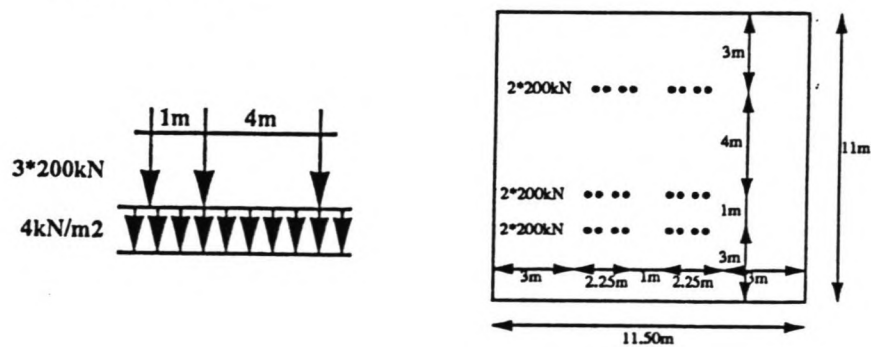
Belastingtoestand 1 blijkt maatgevend te zijn. Een bovenbelasting van afgerond 20kN/m^2 wordt aangehouden.

autoverkeer als bovenbelasting:

Bij een autosnelweg moet de volgende belastingcombinatie in rekening worden gebracht:

- gelijkmatig verdeelde belasting van 4kN/m^2
- 3 puntlasten van 200kN (asdrukken). Deze puntlasten van 200kN bestaan uit 4 lasten van 50kN (4 wielen).

Ook hier geldt, dat de belasting tweemaal in rekening moet worden gebracht, omdat er twee rijstroken zijn. De afstand tot de damwand is ca. 3m. In figuur VII.4 is de situatie weergegeven.



(fig. VII.4) belasting door autoverkeer

spreidingsoppervlak: $11.50\text{m} \times 11\text{m} = 126.5\text{m}^2$

belasting: 1200kN

$1200/126.5 = 9.5\text{kN/m}^2$

totaal: $9.5 + 4 = 13.5\text{kN/m}^2$

In de damwandberekeningen is 15kN/m^2 aangehouden als bovenbelasting voor het autoverkeer.

