
RIJKSWEG 256 GEDEELTE ETTEN-LEUR-BREDA

"tunnelgedeelte"

Deel II

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Algemene Civiele Techniek

RIJSWEG 256 GEDEELTE ETTEN-LEUR-BREDA

"tunnelgedeelte"

Deel II

Door : S.Utomo
Afstudeerhooghoogleraar: prof. ir. A. Glerum
Begeleider : ing. K.G. Bezuijen

Delft, october 1986

VOORWOORD.

Dit afstudeerrapport is het verslag van mijn afstudeerwerk voor de afdeling Civiele Techniek aan de Technische Hogeschool te Delft.

Als afstudeerdocent trad op prof. ir. A. Glerum.
De begeleiding was in handen van ing. K.G. Bezuijen.

Mijn bijzondere dank gaat uit naar mijn begeleider ing. K.G. Bezuijen voor zijn deskundige begeleiding die erg veel heeft bijgedragen voor de totstandkoming van dit afstudeerrapport.

S. Utomo

INHOUDSOPGAVE

1	Inleiding	1
2	Probleemstelling en programma van eisen	5
3	Bouwmethoden voor tunnels	7
	3.1 Open bouwwijzen	7
	3.1.1 Open bouwput onder talud	7
	3.1.2 Cut and cover methode	7
	3.1.3 Diepwand methode	9
	3.2 Zinkmethode	11
	3.3 De gesloten bouwwijzen	11
	3.3.1 Pneumatische caisson	11
	3.3.2 Wanden dak methode	13
	3.3.3 De schild methode	14
4	Keuze tunnel bouwmethode	16
5	Mogelijkheid om opdrijving / opbarsting van de bouwkuip / konstruktie te voorkomen	25
	5.1 Trekelementen	25
	5.2 Gewicht konstruktie	29
	5.3 Injektie onder de voet	29
	5.4 Gewapend onderwaterbeton	30
6	Situaties overzicht tijdens de bouwfase en gebruiksfase	32
7	Bepaling aanleg diepte diepwand	34
8	Belastingen	38
9	Sterkte berekening	42
	9.1 Bouwfase I	45
	9.1.1 Situatie 1 belastinggeval 1	45
	9.1.2 Situatie 2 belastinggeval 2	46
	9.1.3 Situatie 3 belastinggeval 3	50
	9.2 Bouwfase II	52
	9.2.1 Situatie 1 belastinggeval 1	52
	9.2.2 Situatie 2 belastinggeval 2	53
	9.2.3 Situatie 3 belastinggeval 3	53

9.3	Het momenten- en dwarskrachtenlijn van verschillende belastinggevallen	55
10	Dimensionering van de wapening	64
11	De voetweerstand van de diepwand	69
12	Literatuur	70
	Bijlagen	
	1. Schematische grondlagen opbouw	71
	2. Komputer programma: berekening aanlegdiepte diepwand	72
	3. Komputer programma: momentenlijn berekening	74

INLEIDING

Het afstudeerwerk bestaat uit de volgende onderdelen :

I. Voorstudie

Dit deel omvat een studie van de tracénota R.W.

256 gedeelte Etten-Leur-Breda. Dit heeft tot doel de noodzaak voor deze hoofdverbinding te onderzoeken en een aantal varianten aan te dragen ten einde een gemotiveerde beleidsbeslissing voor te bereiden.

II. Constructief waterbouw (tunnel)

Deze deelstudie omvat een nadere studie van de bouwmethode, het ontwerpen, sterkte berekening en dimensionering van de wapening van de gekozen tunnel-gedeelte in Etten-Leur.

III. Constructief wegbouwkunde

Deze studie omvat een onderzoek naar de te verwachten zettingen ten gevolge van het ophoging van de nieuwe wegkonstructie R.W. 256 en de eventueel te nemen maatregelen ten behoeve van het zettingsgedrag te beïnvloeden om de versnelde bouwtijd te verkrijgen.

Vervolgens wordt de wegkonstructie ontworpen met behulp van de Shell-ontwerpmethode.

Allereerst een korte samenvatting van de voorstudie.

De bestaande weg 2x2 rijstroken door de bebouwde kom van Etten-Leur kent vele gelijkvloerse kruisingen. Door de hoge intensiteit en verschillende functies van dit wegvak (doorgaande-, regionale- en lokaleverkeer), voldoet deze weg uit oogpunt van verkeers afwikkeling en verkeers veiligheid niet meer. Met het oog op visuele hinder en geluidshinder, alsmede in verband met de mogelijkheid om de plaatselijke verkeersrelatie te handhaven, is bij verbetering van de weg in Etten-Leur een verdiepte ligging nodig. Aan deze eisen kan grotendeels worden tegemoet gekomen door bij de ombouw van de bestaande rijksweg tot een autosnelweg, de traverse door Etten-Leur in een tunnel te projekteren. Vervolgens uit de voorstudie is gekozen voor de lange tunnel.

In vervolg op de voorstudie wordt in dit gedeelte van het afstudeerwerk een onderzoek gedaan naar het ontwerp van het tunnel gedeelte in R.W 256 door Etten-Leur. Tunnels zijn ondergrondse doorgangen voor transport. Ze worden gebruikt voor het transport van passagiers, goederen, water, riool-/afvalwater en gas. Hier wordt de tunnel ontworpen om de belangen van 2 of meer elkaar kruisende landverkeers stromen te scheiden. Op de plattegrond is het trace van de tunnel te zien (fig.1&2). Vanaf het maaiveld, gelegen op ca 7,80 m+ NAP, bestaat de bodem tot ca 4.5 m-NAP uit een holocene pakket, hoofdzakelijk gevormd door leem- en kleilagen en leemhoudend zand, met een zeer geringe waterdoorlatenheid.

Onder het holocene wordt een pleistoceen zandpakket aangetroffen, dat bestaat uit zand waarin enkele kleilaagjes voorkomen. In het pleistocene watervoerende zandpakket reikt de stijghoogte van het grondwater tot ca 4.56m+NAP. zoals kan worden gezien bij de grond gegevens (bijlage 1) ter plaatse waar de tunnel zou worden geprojecteerd. De keuze van de tunnel bouwwijze in zachte grond, dat wil zeggen in grond bestaande uit zand, grind, klei, veen en soortgelijk materiaal, vloeit hoofdzakelijk voort uit het probleem van de ondersteuning in de grond als de tunnel gereed is. Moderne methoden maken het mogelijk tunnel te bouwen in alle soorten grond, hetzij met water verzadigd of niet. De technieken zijn in de afgelopen jaren zover ontwikkeld, dat de uitvoering geen probleem is. De beslissing moet gezocht worden in de planologische bestuurlijke- en natuurlijk het financiële vlak. In het navolgende hoofdstuk komt een beschouwing over het programma van eisen en de probleemstelling aan de orde, gevolgd door een overzicht van de mogelijke bouwmethoden. Verder zal aan de hand van de situatie ter plaatse, met afweging van voordelen en nadelen van die methoden, een methode worden gekozen.

Tenslotte zal de gekozen tunnel worden gedimensioneerd.



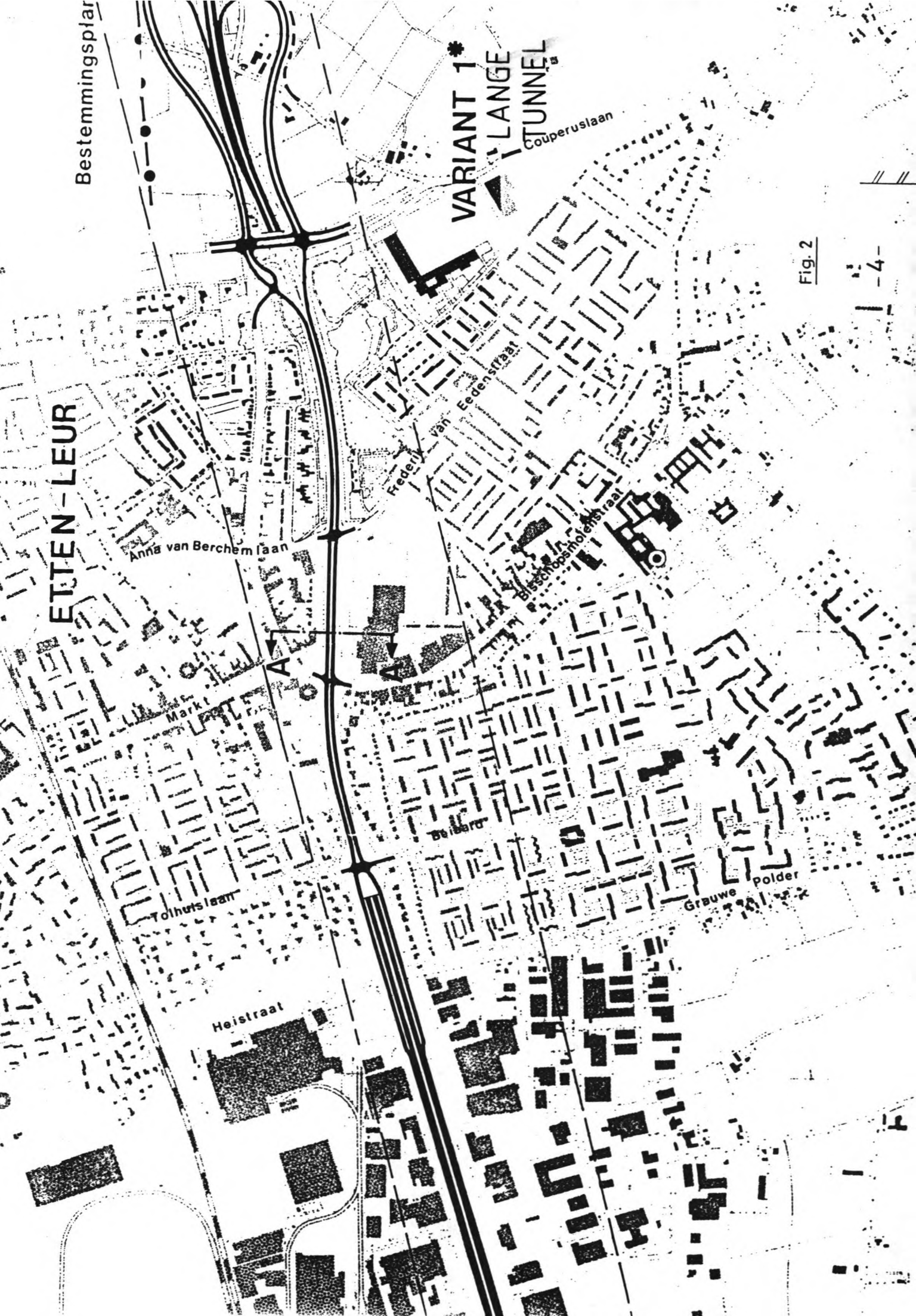
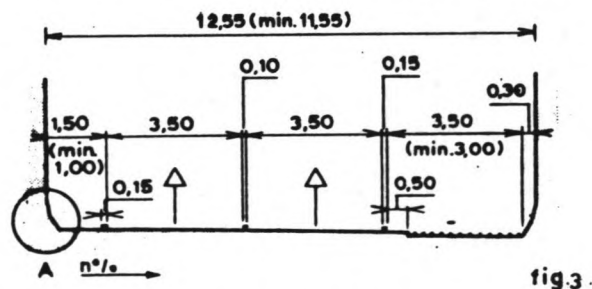


Fig. 2

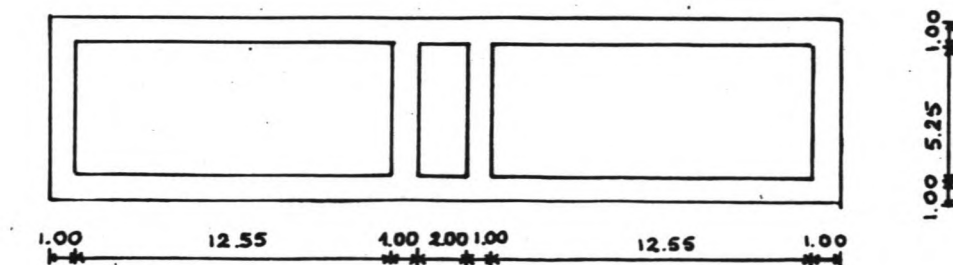
PROBLEEMSTELLING EN PROGRAMMA VAN EISEN

De te bouwen tunnel ligt dwars door de bebouwde kom van Etten-Leur. Tijdens de bouw van de tunnel moet het verkeer doorgang vinden, zodat de gekozen bouwmethode zo weinig mogelijk hinder veroorzaakt aan het verkeer. De te bouwen tunnel heeft een lengte van 1500 m, wat het gesloten gedeelte betreft, dat geprojecteerd is tussen Couperuslaan en Tolhuislaan/Beiaard.

Uitgangspunt bij het vastleggen van het lengte profiel is dat de totale lengte van het kunstwerk zo klein mogelijk is. Daarom dient uitsluitend gewerkt te worden met de grootst mogelijke helling en de kleinst mogelijke overgangsbogen. De verticale bogen zijn $R = 2500\text{m}$ en $R = 10000\text{m}$, terwijl de hellingen maximaal 1:22 oftewel 4,5% mogen zijn. De dwarsdoorsnede van de tunnel bestaat uit 2×2 rijstroken. De benodigde breedte voor twee rijstroken tezamen is 12,55m volgens R.W.S. (zie fig. 3).



De inwendige afmetingen per rijbuis zijn $5,25 \times 12,55\text{m}$. De dakdikte, de vloerdikte en de wanddikte zijn geschat op 1.50 m. De gronddekking is geschat op 1m. Om onderhoud in de tunnel te plegen is een bedieningsgang of onderhoudsgang over de gehele lengte van de tunnel nodig, die gecombineerd wordt met de ruimte voor ventilatie en bedradingen (zie fig. 4).



Om het lékwater en water meegevoerd door de auto's (als gevolg van regen) af te voeren, is een drainage vereist. Om dit te ondervangen, brengt men in de wegdek aan beide tunnel buis dwarshelling van 1:40 hellend naar de onderhoudsgang in het midden. Het water m.b.v goten verzameld in de verzamelput in de onderhoudsgang waaruit het water later wordt weggepompt.

Tussen snel en langzaam verkeer is geen onderscheid gemaakt. De tunnel is ook bedoeld voor alle vrachtverkeer. De weg boven op de tunnel is bestemd voor het lokale verkeer.

3 BOUWMETHODEN VOOR TUNNELS

De bouwmethode kunnen we hoofdzakelijk verdelen in 3 groepen.

1. Open bouwmethoden.
2. De zinkmethode
3. Gesloten bouwmethoden.

3.1 OPEN BOUWWIJZEN

Het principe van de open bouwmethoden berust op het graven van een bouwput met of zonder talud en nadat de tunnel gereed is, het aanvullen met grond.

De methoden die onder deze categorie vallen zijn o.a.:

1. open bouwput onder talud.
2. cut and cover methode (graaf bedek methode).
3. diepwand methode.

3.1.1 OPEN BOUWPUT ONDER TALUD

In het geval dat voldoende terrein beschikbaar is ligt voor de hand dat de bouwput wordt gemaakt met taluds. Beneden de grondwaterspiegel, wordt de bouwput drooggehouden met bron of open bemaling, indien een grondwaterstandsverlaging is toegestaan. Anders retourbemaling toepassen. Deze methode is geschikt voor alle soorten tunnels (zowel oeververbindingen als landtunnels), ook voor zeer brede en zelf plaatselijk afwijkende dwarsprofielen zoals stations. In Nederland (met zijn hoge waterstand) zal, indien in een zandige bodem wordt gebouwd een omvangrijke bemaling nodig zijn.

3.1.2 CUT AND COVER METHODE

Ondiepe tunnel zijn meestal gebouwd met cut and cover methode. Deze methode is vaak goedkoper en praktischer dan andere tunnelbouwmethode (tot 10m diepte).

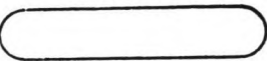
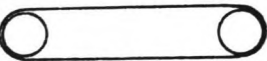
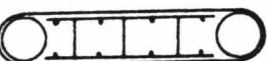
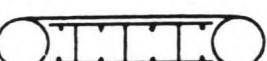
Eerst worden de stalen damwanden geheid, vervolgens de grond tussen de damwanden tot geringe diepte ontgraven. Als de bouw sleuf smal is, is het economisch de damwanden

onderling te stempelen en waar de bouwput breed is, worden stempels te zwaar en worden derhalve de damwanden aan de bovenzijde verankerd met bijvoorbeeld groutankers. Bij gebruikmaking van ankers, is de ligging van de grondwaterstand van belang in verband met het inbrengen van de buis. Het eenvoudigst, geschiedt dit boven de grondwaterspiegel. Het is ook mogelijk, zij het met enige voorzieningen, ankers beneden de grondwaterspiegel aan te brengen. De ontgravingen worden uitgevoerd in den droge als men van te voren een injectie aan de voet van het damwandscherm heeft aangebracht. Bij het aanbrengen van injectielagen, zal er mee rekening moeten worden gehouden dat dergelijke lagen geen werkelijke waterafsluiting geven. Maar door een verminderde doorlatenheid van de geïnjecteerde grond zal zeer weinig water de bouwput binnen komen. De eigenlijke bouw geschiedt in den droge en dus zal een bemaling in de bouwput moeten zorgen, dat gedurende de uitvoering de grondwaterspiegel tot beneden de putbodem wordt verlaagd. Een zeker aanbod, ook door de damwanden heen zal altijd verwerkt moeten worden. Zowel voor de permanente als de tijdelijke situatie zal de veiligheid van de konstruktie tegen het zogenaamde "opbarsten" van de bouwput tijdens ontgraven maatgevend zijn. (Dit is niet van toepassing als bron bemaling is toegestaan.) Hiertoe zal het totaal gewicht (grond plus water plus geïnjecteerde laag) groter moeten zijn dan de opwaartse druk tegen de onderkant van de geïnjecteerde laag. Nadat de bouw van de tunnel voltooid is, kan de sleuf weer gedicht worden. Waarna de aanwezige damwanden uitgetrokken worden.

De andere variant die mogelijk is, is een bodemafsluiting aan te brengen tussen de stalen damwanden. deze bodemafsluiting kan bestaan uit een onderwaterbetonvloer verankerd aan trekpalen of trekankers.

3.1.3 DIEPWAND METHODE

Diepwanden zijn in de grond gevormde wanden. Bij dit systeem zoals de wanden dak methode, wordt in de grond een betonnen wand gevormd die tegelijkertijd tunnelwand en begrenzing van de bouwput kan zijn. Hierdoor heeft de bouwput minimale afmetingen. Diepwanden worden vervaardigd uit een ondiepe bouwput in een in de grond gegraven sleuf. Een diepwand wordt gemaakt in afzonderlijke eenheden de zogenaamde "panelen". Tussen geleide balken wordt met behulp van een veelal rechthoekige grijper een sleuf in de grond gegraven. De sleuf wordt in stand gehouden door een vulling met bentoniet dikspoeling. De sleufwanden vormen als het ware de bekisting voor het beton. De dikte van de wanden is 40 tot 100 cm. Na het eventueel plaatsen van een voegbuis en het inbrengen van een wapeningskorf, wordt onder in de sleuf beton gebracht, waarbij tegelijker tijd dikspoeling wordt weggepompt. De vervaardiging geschiedt als volgt : (zie fig.5)

- sektie 1
- | | | |
|----------|---|--|
| 1. |  | 1. ontgraving wandsektie gereed. |
| 2. |  | 2. plaatsen van gladde voegbuis-(en). |
| 3. |  | 3. gelaste wapeningskorf plaats-en. |
| 4. |  | 4. beton inbrengen die dikspoeling verdrijft. |
| 5. |  | 5. na opstijven beton (aantal uren), voegbuis trekken. |
| sektie 2 | | |
| 6. |  | 6. sektie 2 ontgraven. |
| 7. |  | 7. enkele voegbuis plaatsen, enz. |

Voordat met het eigenlijke graven begonnen wordt, worden aan de weerszijden van de te graven sleuf geleide balken gemaakt, die de volgende functies hebben:

- maatvoering.
- geleiding van de grijper bij het aanzetten van de sleuf.
- reservoir voor de bentoniet dikspoeling.

- grondkering in de bovenste zone waar de hydrostatische overdruk van de dikspoeling nog onvoldoende is voor de stabiliteit van de sleuf.
- afhangen wapeningskorf.

De geleide balken van gewapend beton worden over het algemeen in het werk gestort en worden aangepast aan de lokale omstandigheden. De afmetingen zijn derhalve variabel, $d=200-300$ mm, $h=800-1500$ mm afhankelijk van de plaatselijke omstandigheden. In speciale gevallen kunnen houten balken of prefab balken worden toegepast.

Na geringe ontgraving tussen de diepwanden worden stempels net boven de grondwaterspiegel aangebracht.

Vloeren en dak van de te maken constructie nemen in een later stadium deze stempeling over. De sleuf tussen de diepwanden wordt in den natte ontgraven, waarna onderwaterbetonvloer wordt gestort. De dikte van de onderwaterbetonvloer bedraagt tenminste 1.50 m teneinde ongelijkmatigheden van de ontgraven bodem en onzekerheden omtrent de juiste ligging van het bovenvlak te kunnen opvangen. Na het droogpompen worden de hoogste punten weggehakt en de gehele vloer vlak afgewerkt met vulbeton alvorens de eigenlijke gewapendbetonvloer te maken. De onderwaterbetonvloer wordt belast door de opwaartse waterdruk verminderd met het eigen gewicht. Om opdrijving te voorkomen kunnen allerlei manieren worden bedacht. De mogelijkheden zijn onder andere met behulp van trekpalen of trekankers, met gewicht constructie enz. Op het laatst wordt de dakconstructie in uitvoering genomen.

Na voltooiing wordt de sleuf weer aangeaard. Ook kan een kunstmatige bodemafsluiting worden aangebracht en wel een injectielaag, aangebracht ter hoogte van de onderzijde van de diepwanden.

De diepwanden hebben hier een drieledige functie:

- een dragende functie, de belasting van zowel dak als vloer, wordt op de diepwanden overgebracht.
- zij vormen de afsluiting van de bouwkuip in de bouwfase.
- in de eindfase vormen zij tevens de wand constructie.

3.2 ZINKMETHODE

De zinkmethode wordt vooral toegepast om tunnel te bouwen voor oeververbindingen. Plaatselijke situatie biedt mogelijkheid om landtunnel met behulp van zinkmethode te bouwen. (bijvoorbeeld metro in Rotterdam; het tracé van de tunnel kruist de rivier.) In een bouwdok worden de benodigde elementen (in lengte tot ca 125m) in den droge vervaardigd, welke vervolgens drijvend worden vervoerd en afgezonken in een tevoren gemaakte sleuf (gebaggerd in de rivier- of kanaalbodem bij oeververbindingen of met behulp van damwanden gemaakt in het land bij landtunnels). Elk element is door dilatatie voegen in moten verdeeld. Tijdens het varen en afzinken zijn de moten stijf aaneengeregen met tijdelijke voorspankabels die na het gereedmaken van de zand fundering verwijderd worden. Nadat de zinksleuf ter weerszijde van het element is gevuld, wordt de definitieve voegdichting aangebracht. Deze bestaat uit een oméga vormige rubber slab, die met stalen strippen en bouten aan de rand van de voeg is bevestigd. In het vloer gedeelte is de voeg afgewerkt met gewapend beton, waarin stalen dwarskracht deuvels zijn opgenomen. In de wanden en het dak is hij afgedekt met wegneembare metalen panelen.

3.3 DE GESLOTEN BOUWWIJZEN

De methoden die onder deze categorie vallen zijn o.a :

1. pneumatische caisson.
2. wanden dak methode.
3. schild methode.

3.3.1 PNEUMATISCHE CAISSON.

Een praktische methode in ondiepe grond is de caisson methode. Deze methode kan worden toegepast ten einde grote grond water stand verlaging te voorkomen. (in het geval van tunnelbouw op land). Hierbij worden de tunnel moten boven de grond gebouwd en onderaan voorzien van een

draagranden op afstanden $1/5-3/5-1/5$ zodat een gunstiger gewicht verdeling wordt verkregen, waardoor de spanningen in de wanden geringer zullen zijn. Tevens wordt door deze draagranden een betere bestuurbaarheid van de caissons tijdens het afzinken verkregen. Voor het afzinken onder verhoogde luchtdruk is een werkkamer nodig waarin de lucht op een druk gehouden kan worden die gelijk is aan de waterdruk ter plaatse van de snijrand. Deze snijranden zijn aan de onderzijde uitgerust met een half I-profiel als stalen mes. In de werkkamer wordt de grond verwijderd, hierdoor zakt het element tot de vereiste diepte. De beide einden van de caisson worden afgesloten met tijdelijke kopschotten van metselwerk, gesteun door stalen balken zodat deze vrij eenvoudig gesloopt kunnen worden. Om een betere waterdichtheid te verkrijgen is het metselwerk reeds afgepleisterd. Sommige kopschotten die langer gehandhaafd blijven worden in gewapend beton uitgevoerd. De bouwputten worden eerst schoongemaakt, de ontgraven sleuf wordt opgevuld met zand. Bij ongelijkmatige ondergrond wordt gedurende enige tijd een zandbelasting aangebracht, zodat een zo gelijkmatig mogelijke zakking kan worden verwacht tijdens het bouwen. Als werkvloer wordt ter plaatse gestort beton, geprefabriceerde beton plaatjes of stalen golfplaten gebruik. In de opstorten van de vloer zijn stalen stortnaadstrippen aangebracht. De werkzaamheden kunnen ruwweg in 3 fase ingedeeld:

- werkkamer model profileren en het vlechten en storten van de vloer.
- wanden en dak vlechten, bekisten en storten.
- afzinkinstallatie monteren en het caisson afzinken.

De ca. 30 - 40 m lange caissons worden vervolgens onderling met elkaar verbonden, waarbij gebruik wordt gemaakt van verschillende methoden o.a. tijdelijk bevriezen van de grond nabij de aansluiting.

3.3.2 WANDEN DAK METHODE

Indien niet alleen de dwarsafmeting van de bouwsleuf beperkt dient te blijven, doch tevens de oorspronkelijke situatie zo spoedig mogelijk hersteld moet worden met het oog op het verkeer e.d., met andere woorden de sleuf op korte termijn weer aangeaard dient te worden, kan de wanden dak methode als bouwwijze worden overwogen. Bij de wanden dak methode wordt begonnen met het graven van een ondiepe bouwsleuf, waarvan de bodem correspondeert met de onderzijde van het tunnel dak. Vervolgens worden vanaf de bodem van de sleuf de definitieve tunnelwanden (en eventuele tussensteunpunten of -wanden) gemaakt in de vorm van diepwanden. Het is ook mogelijk, dat de wanden reeds voor de ontgraving vanaf het maaiveld zijn gemaakt. In het volgende stadium wordt de tunneldak gestort en verbonden met de wanden. Na verharding hiervan kan de sleuf worden aangeaard en wordt de grond onder het dak en tussen de wanden verwijderd. Hierna wordt de vloer gestort en wordt de tunnel verder afgewerkt. Bij deze bouwwijze is een bemaling nodig. Indien de grondwaterspiegel in de omgeving niet mag worden verlaagd, kunnen de volgende maatregelen worden genomen :

1. Toepassing van verhoogde luchtdruk onder het tunneldak, waardoor de grondwaterspiegel tussen de tunnelwanden tot onder het ontgravingsniveau (onderzijde vloer) wordt verlaagd.

2. Het aanbrengen van een injectielaag, ter hoogte van de onderzijde van de diepwanden, waarbij het opbarsten wordt voorkomen door het gewicht van het grondmassief boven deze laag.

Bij verhoogde luchtdruk, zullen personeel, materialen en materieel in- en uitgeschut moeten worden via een luchtsluis.

3.3.3 DE SCHILD METHODE

Pneumatische schild :

Bij deze methode wordt de tunnel ontgraven met behulp van een schild of graaf werktuig in de grond. Bij de schild methode wordt nagenoeg geheel ondergronds gewerkt. Deze methode , die zowel geschikt is voor stedelijke tunnels als voor oever verbindingen is tot nog toe niet toegepast in Nederland. Het tunnel schild is een holle stalen cilinder die door vijzels in de grond wordt voortgeschoven. De werkzaamheden vinden in deze cilinder plaats. Aan de voorzijde van het schild bevinden zich afsluitbare openingen, waardoor de grond wordt ontgraven. Vroeger gebeurde het met de hand, nu meestal machinaal. Aan de achterzijde in de staart van het schild, wordt de tunnel samengesteld uit geprefabriceerde segmenten, de zogenaamde tubings. De tubings zijn gemaakt van gietijzer, staal of gewapend beton. De diameter van de tunnel is dus iets kleiner dan die van het schild. De vijzels waarmee het schild wordt voortgeschoven, drukken tegen de gemonteerde tunnel mantel. De constructie van het schild moet sterk genoeg zijn om de erboven gelegen grond te ondersteunen en de vijzelkrachten op te nemen. Aan en afvoer geschieden via het reeds gemaakte tunnel deel. Teneinde het grondwater buiten de tunnel te houden wordt een dicht schot met luchtsluis nabij het begin van de tunnels geplaatst en wordt het inwendige onder luchtdruk gezet. Is de gronddekking boven de tunnel ($=d$) en de tunnel diameter ($=D$), dan is de waterdruk ter hoogte van de onderkant van de tunnel $=\gamma_w(d+D)$. Het werken onder luchtdruk is kostbaar (verlies uren met in- en uit schutten).

Mud schild:

Tegenwoordig wordt vaak gewerkt met een gesloten schot in het schild waarvoor een cutter de grond lossnijdt en de grond pompen het grond-watermengsel naar achteren afvoeren. Via een aanvoerleiding wordt een gelijke volume

aan water toegevoerd, teneinde het graaffront stabiel te houden. Vaak moet bentoniet aan het water toegevoegd voor een grotere steun aan het graaffront. Aan de achterzijde van het schild zorgt een staart dichting ervoor, dat geen water naar binnen komt. Tussen de tunneling en de grond zal bij voortuitschuiven van het schild een open ruimte ontstaan. Om zettingen te voorkomen en om een goede krachtverdeling in de ring te bewerkstellingen zal deze ruimte volgeperst worden met grout. Een volledige cyclus van het ontgravings- en bouwproces omvat de volgende werkzaamheden die deels tegelijkertijd plaatsvinden:

- ontgraving en indien nodig ondersteuning van het ontgravingsfront.
- vooruitschuiven van het schild, afzettend tegen en onder achterlating van de laatste in de staart van het schild gemonteerde tunnel ring.
- plaatsen en monteren van een nieuwe tunnelring in de staart van het schild.
- volpersen met grout van de ruimte tussen de door het schild gegraven holle ruimte en de daarin gemonteerde tunnelringen.

Een tunnel traject wordt gerealiseerd tussen twee schachten: de start-schacht en de ontvang-schacht. Schilden hebben meestal een cirkelvormige doorsnede omdat deze vorm het geschikste is voor het opnemen van de op het schild en de tunnel werkende gronddrukken. Diameters van schildtunnels liggen in het algemeen tussen 3-10 m. In een enkel geval is een grotere diameter tot ca. 13 m gerealiseerd. De afstand tussen 2 parallelle tunnels is $2 \times \text{diameter}$ van de tunnel. Dit wordt als voldoende veilig beschouwd.

Uit alternatieven wordt nu een keuze gemaakt t.b.v het definitieve ontwerp. Nogmaals, de plaatselijke omstandigheden veroorzaken een aantal beperkingen. Allereerst is er naast het geplande tracé op een aantal plaatsen slechts weinig extra ruimte beschikbaar voor de uitvoering van het werk en verkeers omleidingen. Verder, door de aanwezige gebouwen in de buurt mag de normale grondwaterspiegel niet worden verlaagd. Want eventuele verlaging zal zettingen tot gevolg hebben. Een en ander betekent dat rekening moet worden gehouden met de wijze van bouwen en de eventuele bemaling van een bouwput en dat zeker de nodige voorzorgsmaatregelen worden getroffen.

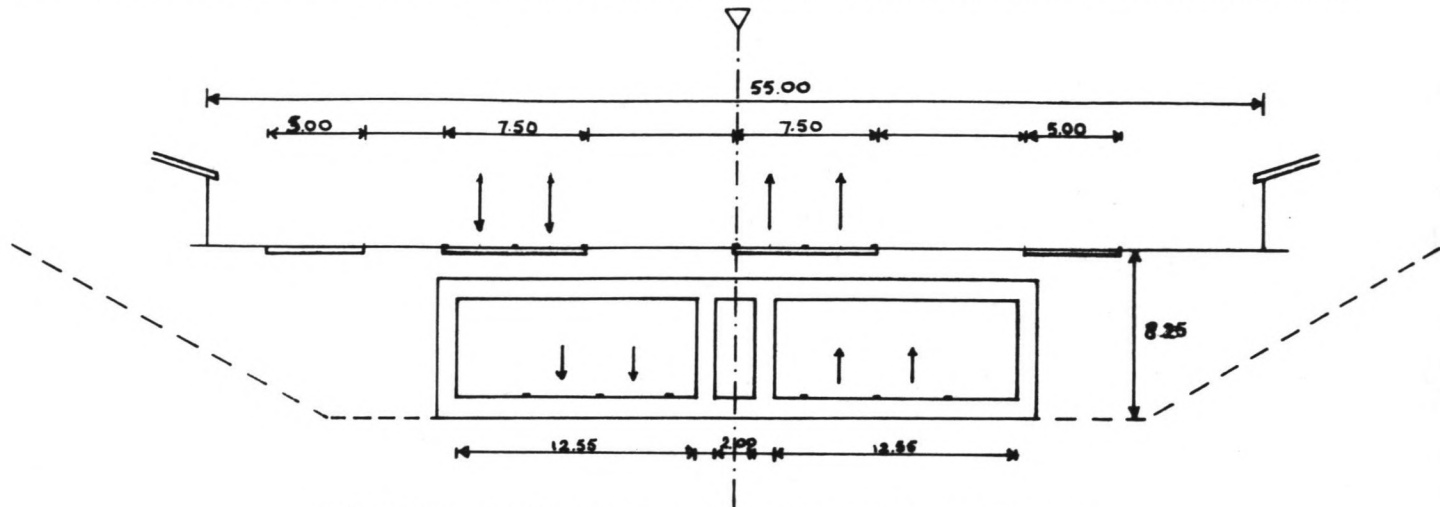
De openbouwput onder talud (zie 3.1.1) kan hier niet worden toegepast, omdat deze methode een aanzienlijke bemaling nodig heeft, die een verlaging van de grondwaterspiegel in de omgeving veroorzaakt. Bovendien vergt deze methode veel ruimte beslag, welke ruimte niet aanwezig is. (zie fig. 6)

De cut and cover methode (zie 3.1.2) in combinatie met onderwaterbeton of een injectielaag voldoet aan de tweede eis (geen grondwaterspiegel verlaging in de omgeving), maar de afwezige ruimte voor verkeers omleidingen maakt deze methode onbruikbaar. (zie fig. 7)

Diepwand methode (zie 3.1.3) : deze methode, in combinatie met onderwaterbetonvloer of injectielaag voldoet aan de tweede eis (geen verlaging grondwaterspiegel), bovendien maakt de mogelijkheid om beide tunnelkokers na elkaar te bouwen (in fase) deze methode in de kleine beschikbare ruimte bruikbaar. Daardoor wordt de aanleg van tijdelijke verhardingen en werkterreinen mogelijk. Tijdens de eerste fase zal de zuidelijke tunnelhelft worden gebouwd. Het verkeer wordt over een noordelijk ervan gelegen tijdelijke weg geleid.

Tijdens de tweede fase wordt de noordelijke tunnelhelft aangelegd en zal het verkeer in oost-west richting door de

DWARSPROFIEL TUSSEN BISSCHOPMOLENSTR & BEIAARD



OPEN BOUWPUT ONDER TALUD
Schaal 1:400

fig 6

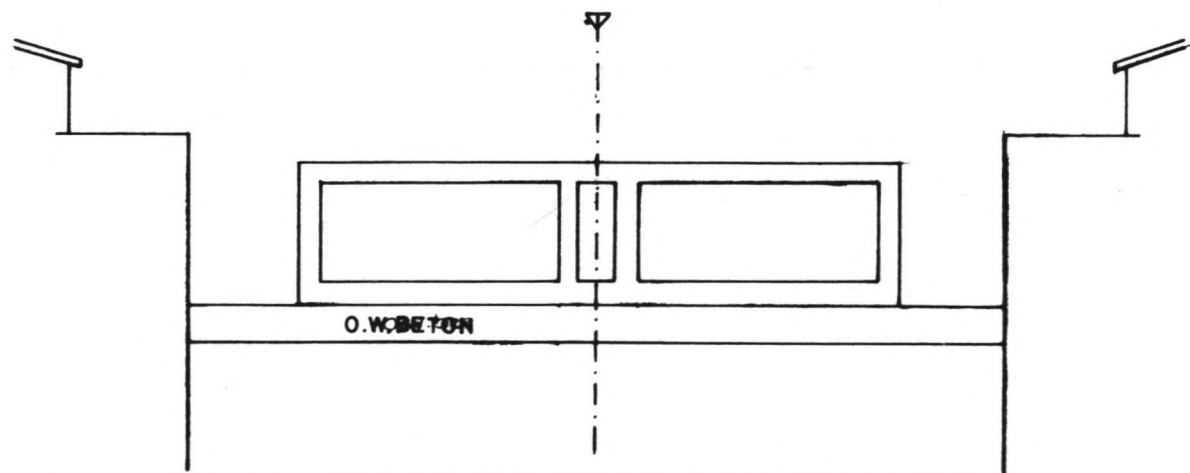


fig7 CUT AND COVER METHODE

zuidelijke tunnelbuis en het verkeer in tegenovergestelde richting over de tunnel worden geleid. (zie fig. 8)

Zink methode (zie 3.2) : Naar voorbeeld van de metro te Rotterdam is hier een groot bouwdok en een kunstmatige vaarweg nodig. De lage grondwaterstand en bovendien langdurige openbreking van de straat maakt dat de zinkmethode niet toegepast.

Wanden dak methode (zie 3.3.2) : Deze methode biedt ook de mogelijkheid om in fase te bouwen. Het voordeel van een relatief snel herstel van het oorspronkelijke terrein komt vooral tot uiting bij een gecompliceerde tunnelvorm, maar is minder duidelijk bij eenvoudige tunnel. Werken met wanden dak methode in combinatie met injectielaag of onder verhoogde luchtdruk houdt de verdere afweging open.

Pneumatisch caisson (zie 3.3.1) : bij deze werkmethode wordt de normale grondwaterspiegel buiten het caisson niet verstoord. De afwezigheid van de extra ruimte voor de verkeersomleiding maakt dat deze methode wordt uitgesloten bij de verdere afweging. (zie fig. 9)

De schild methode (zie 3.3.3) : schild methode is eigenlijk zeer geschikt voor de bouw van een tunnel met weinig hinder voor het verkeer tijdens de bouw. Bovendien wordt de normale grondwaterspiegel niet verstoord. De nadelen zijn echter :

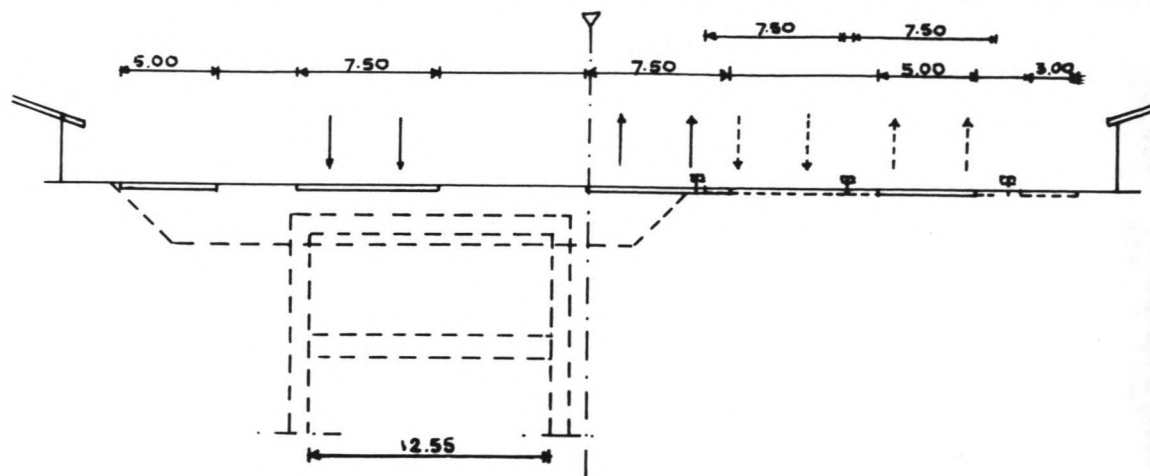
- de meest economische dwarsdoorsnede voor een verkeers-tunnel is rechthoekig.
- de diepere ligging ten gevolge van de gronddekking van 1.2 of 0.9 x de diameter veroorzaakt langere tunnel.
- aanzienlijk grote diameter van het schild.

De breedte van de weg is 12.55m /rijrichting. Dit betekent dat 2 buizen naast elkaar nodig zijn voor de 2 richtingen. De benodigde tunnel diameter om ruimte van 12.55 x 5.25 m te creëren is namelijk :

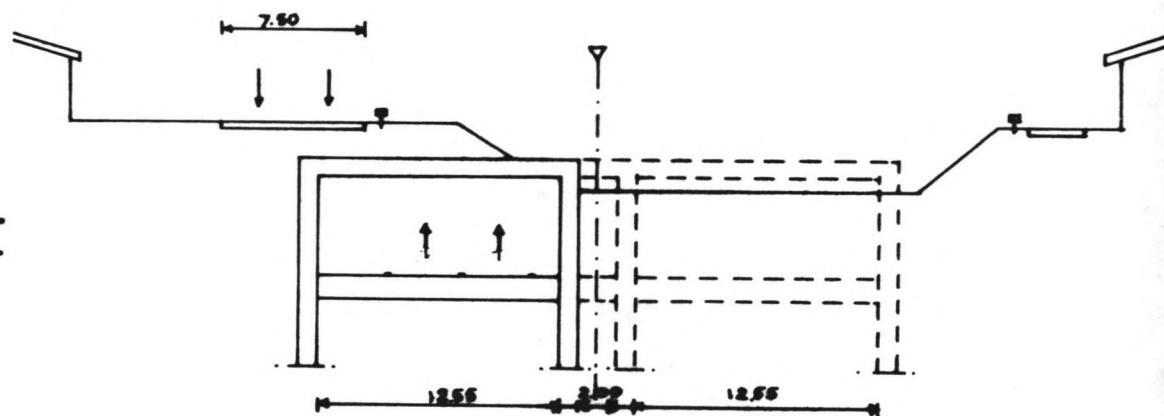
$$\begin{aligned} R &= \sqrt{2.625^2 + 6.275^2} \\ &= \sqrt{46.26} = 6.80 \text{ m} \\ D &= 2R = 13.60 \text{ m} \end{aligned}$$

DWARSPROFIEL TUSSEN BISSCHOPMOLENSTR & BEIAARD

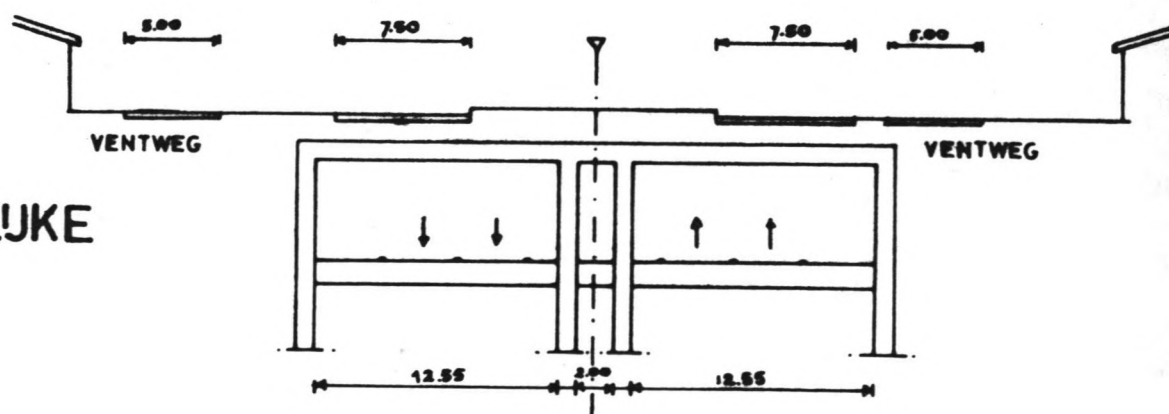
FASE I



FASE II



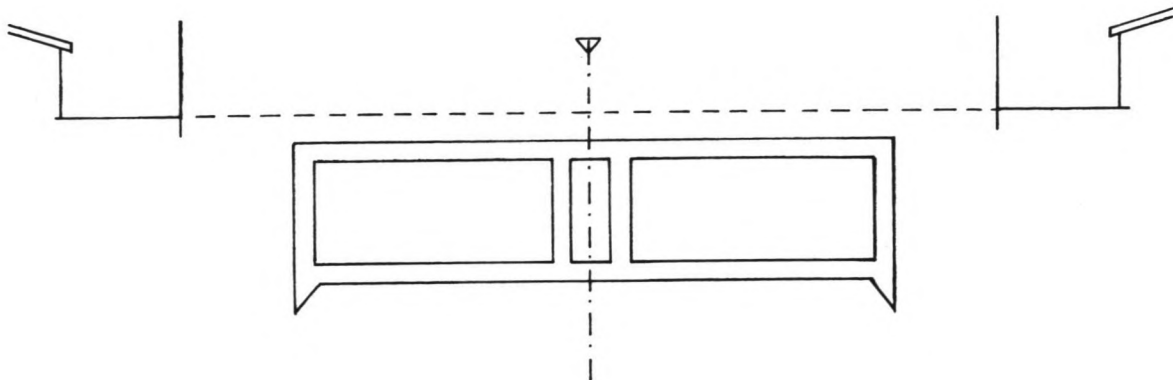
UITEINDELIJKE
SITUATIE



Schaal 1:400

DIEPWAND METHODE

fig 8



CAISSON METHODE

fig 9

Als de wanddikte geschat op 1 m is, de uitwendige diameter = 15.60. De gronddekking van de pneumatische schild = $1.2 * 15.60 = 18.72$ m.

Wegdekdiepte schild tunnel = $18.72 + 0.5 * 15.60 + 2.625 = 29.15$ m.

De wegdekdiepte bij rechthoekige tunnel	= 7.25 m.
verschil	<u>21.90 m.</u>

Het wegdek bij de pneumatische schild (ronde tunnel) ligt 21.90 m dieper dan bij de rechthoekige tunnel. (zie fig. 10)

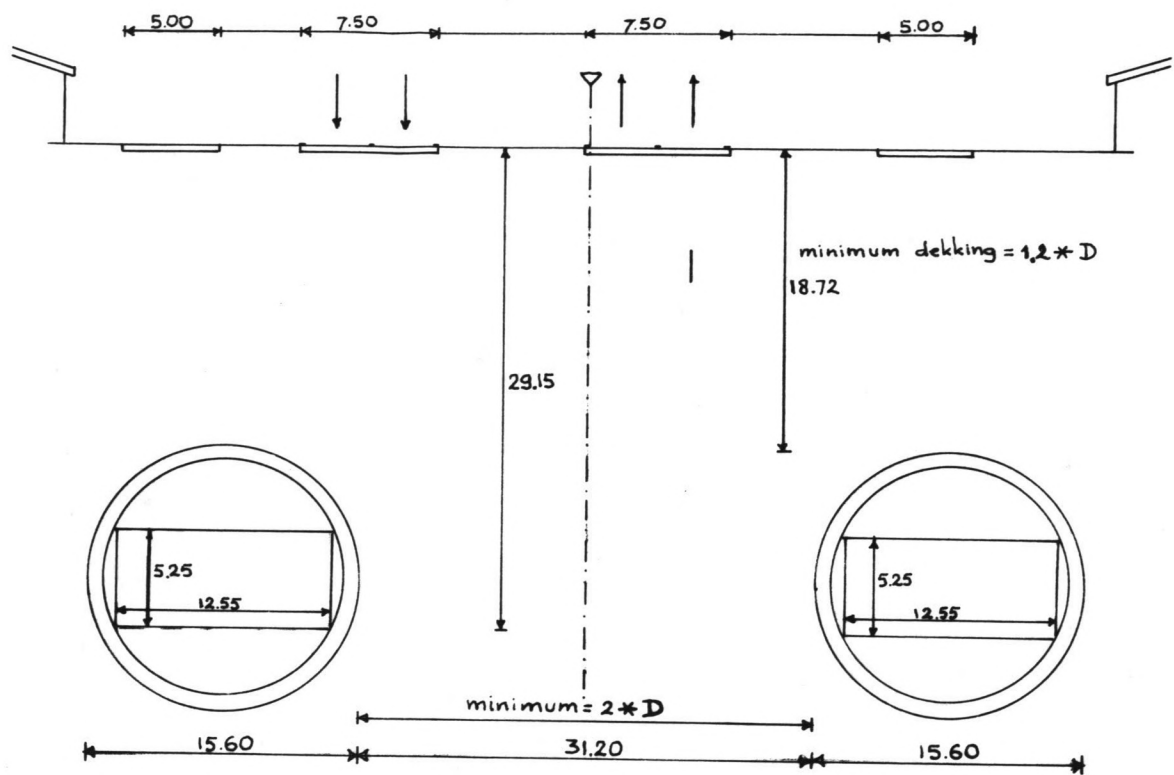
Bij max helling van 4.5%, wordt de tunnel : $\frac{2 \cdot 100}{4.5} \cdot 21.90$ m = 973.33 m langer.

Het mud shield is hier niet te preferen boven andere methoden vanwege dezelfde reden zoals pneumatische schild. Alleen vereist mudshield minder gronddekking ($0.9 * \text{diameter}$), dus een minder lange tunnel dan pneumatische schild.

Wegdekdiepte mudshield tunnel = $14.04 + 0.5 * 15.60 + 2.625 = 24.465$ m

Wegdek rechthoek tunnel	= 7.25 m
Verschil	<u>17.215 m</u>

Bij helling van 4.5% is de tunnel = $\frac{2 \cdot 100 \cdot 17.215}{4.5} = 765.11$ m langer.



PNEUMATISCHE SCHILD
fig 10

Bovendien worden de wanden etc van de dieperliggende tunnel zwaarder belast. Dit geeft vooral problemen bij de op- en afritten.

Uit het bovenstaande blijven slechts 3 methoden over, namelijk de diepwand methode, wanden dak methode in combinatie met injectielaag, wanden dak methode met verhoogde luchtdruk. Om een globaal inzicht in de kosten aspecten te krijgen wordt gebruik gemaakt van lit 9. Het gaat hier om de civiele bouwkosten van de eigenlijke metrotunnelbouw in een gefingeerd tracé. Hier zijn de kosten/m van verschillende bouwmethoden voor de uitvoering van 800m lange tunnel met o.a 1.5m gronddekking vergeleken. Natuurlijk is die situatie vergeleken met eigen situatie niet identiek. wat nooit het geval is. (metrotunnel en verkeerstunnel, verschillende dwarsafmetingen en lengte). Dit wordt gebruik om indicatie te geven omtrent de verhouding van de kosten tussen de verschillende bouwmethoden.

Uit de fig. 11 kan worden afgeleid, dat de uitvoering met de diepwand vergeleken met de wanden dak methode de goedkoopste oplossing biedt. Het ligt dus voor de hand deze oplossing te kiezen.

Bij de tunnelbouw heeft men problemen met krimp scheuren (temperatuur invloeden) wat vooral optreedt in de dikwandige constructie. Om dit op te vangen is de wand - dak resp wand - vloer verbinding van de onderhoudsgang-vloer als scharnier uit te voeren.

De scharnier verbinding heeft ook als voordeel makkelijker te realiseren vergeleken met starre verbinding (fig.12).

BOUWKOSTEN OVERZICHT VOOR TUNNELS VAN 800 m LENGTE MET VERSCHILLENDE BOUWMETHODEN

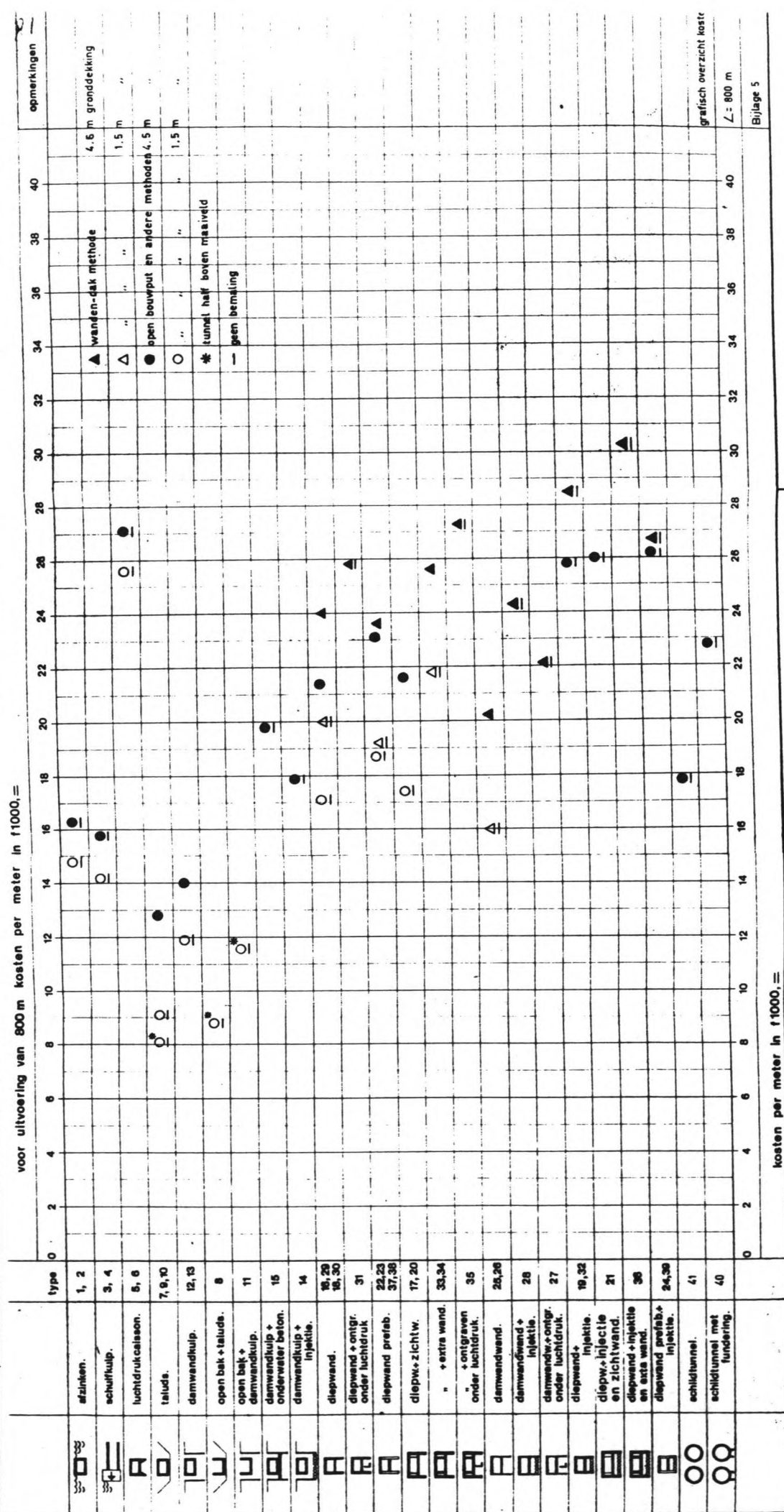
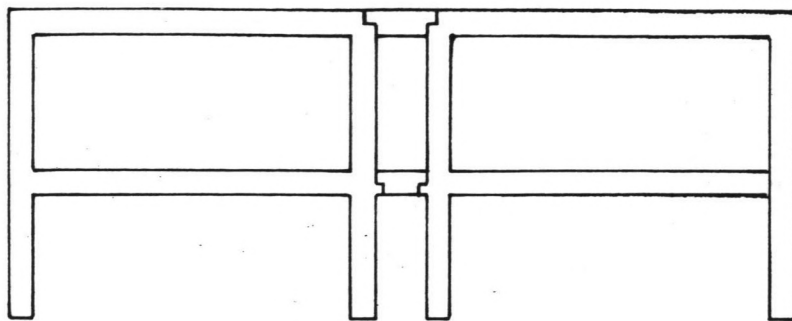


Fig.11



Figuur 12

In verband met de tijd is dit detail niet verder onderzocht.

De eigenlijke tunnelbouw met de gekozen methode geschiedt in een droge bouwkuip. Bij het maken van zo'n kuip, stuit men met het probleem van opdrijving als gevolg van overdruk van het grondwater.

5 MOGELIJKHEID OM OPDRIJVING / OPBARSTING VAN DE BOUWKUIP / CONSTRUCTIE TE VOORKOMEN.

Om opdrijving of opbarsting van de onderwaterbeton resp grondmassief te voorkomen, zijn verschillende manieren aanwezig. Het principe berust op het aanbrengen van constructies onder de onderwaterbeton of grondmassief, die als functie hebben een zodanig grond gewicht te mobiliseren dat met een zekere veiligheid de opdrijvende kracht volledig kan worden opgenomen. En natuurlijk speelt het volume gewicht van de grond een belangrijke rol in verband met de dikte van de te mobiliseren grondlaag. Indien de invloedssferen van de afzonderlijke trek elementen elkaar overlappen, wordt de totaal door de groep trekelementen te leveren kracht bepaald door de totale gemobiliseerde grondmassa. De overbrenging van de krachten van de trekelementen naar de grond wordt hoofdzakelijk bepaald door de wrijvings eigenschappen van de grond. Er zijn 4 methoden om opdrijving van de onderwaterbeton, grondmassief, constructie te voorkomen.

5.1 Trekelementen.

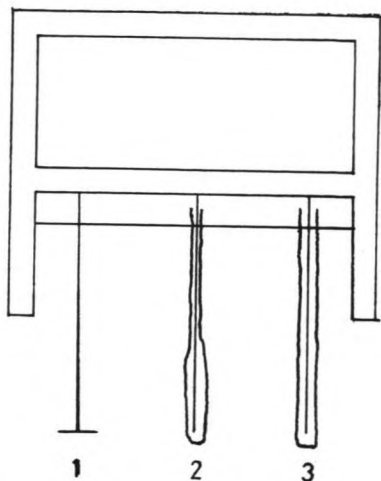
Er zijn 3 verschillende mogelijkheden afhankelijk van de plaats waar de trekkrachten van het element op de ondergrond worden overgebracht.

a. Trekelementen, waarbij de krachtsoverbrenging via anker element aan de onderzijde van de ankerstaaf plaats vindt. Dit anker element kan een ingetrild betonnen of stalen element zijn.

b. Trekelementen, waarbij een wrijvingskracht op de omringende grond wordt overgebracht over een zekere lengte van het element vanaf het ondereinde. Dit zijn injectieankers, waarbij over een bepaalde lengte (meestal 4 tot 6 m) de injectie wordt uitgevoerd.

c. Trekelementen, waarbij de wrijvingskracht over de volle lengte op de omringende grond wordt overgebracht. Dit zijn trekpalen.

E.e.a is verduidelijk in figuur 13.



1. b.v ingerüttelde of ingeshroefde ankers.
2. b.v injectie- of groutankers.
3. b.v prefab palen of in de grond gevormde palen.

Figuur 13

De toepassing van ingetrilde of ingeschroefde ankers en injectie ankers is op economische en praktische gronden minder aantrekkelijk dan trekpalen. In het algemeen kan worden gesteld, dat palen die door middel van heien in de grond worden gebracht een economische oplossing bieden voor het opnemen van trekkrachten. Dit hangt mede samen met de dimensionering van de constructie, waardoor meestal de toepassing van een groot aantal trekelementen van "geringe" sterkte aantrekkelijker is dan een beperkt aantal elementen van "grote" sterkte. Als gevolg van de teweegebrachte grondverdringing wordt een goede samendrukking verkregen van de paalschacht met de omringende grond. Bij niet overgeconsolideerde gronden wordt de horizontale spanning in de grond rondom de paalschacht als gevolg van deze verdringing verhoogd. Vanzelf sprekend heeft dit ook een gunstig effect op de schacht wrijving. Voor de berekening van de bezwijkbelasting van de trekpaal, (volgens lit 5) wordt gebruik gemaakt van een methode die berust op :

1. dat het belangrijkste deel van de trekkracht op een paal wordt ontleend aan de wrijving van de grond op het onderste gedeelte van de paalschacht.
2. homogene grondlaag.
3. hogere schuifspanningen aan de beide uiteinden van de paal. Voor een verticale trekpaal in een homogeen grond massief, worden de piekspanningen aan de onder- en bovenzijde van de paal begrensd door de bezwijkbelasting van de grond ter plaatse.

Bovenstaande beschouwing berust op de elasticiteitstheorie. Bij berekening van de bezwijkbelasting van de trekpaal wordt alleen rekening gehouden met de grondwrijving op het gedeelte van de paalschacht, dat zich in het zand bevindt. Daarbij wordt in principe de volgende formule gehanteerd.

$$P = 0 \cdot l \cdot K \cdot \sigma'_v \cdot \operatorname{tg} \delta$$

P = de bezwijkbelasting van de trekpaal.

0 = de omtrek van de paal.

l = de lengte van de paal in het zand.

K = de gronddrukcoëfficiënt. Voor beton palen mag $K = 1$ worden gesteld onder gelijktijdig aanname dat δ gelijk is aan ϕ .

σ'_v = de gemiddelde ongestoorde korrelspanning in de grond over de lengte van de paal, dat zich in het zand bevindt.

δ = de wrijvingshoek zand en het materiaal van de paal.

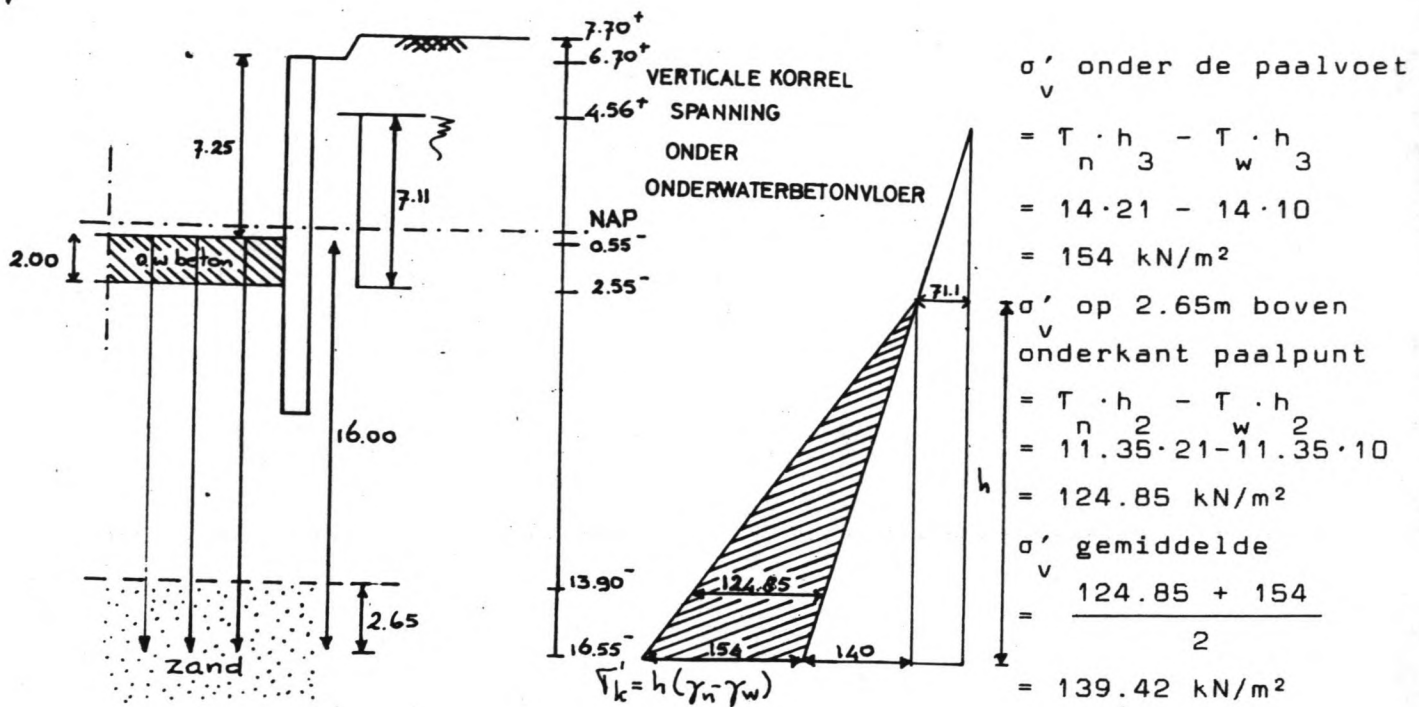
ϕ = de hoek van inwendige wrijving. Waarbij in het geval van goede zandlaag $\phi = 45^\circ$ kan worden gesteld.

Voor betonnen trekpalen en gesloten stalen kokerpalen welke aanmerkelijke grondverdringing veroorzaken, resulteert de voorgaande beschouwing in de volgende formule voor de bezwijk belasting P :

$$P = 0 \cdot l \cdot \sigma'_v$$

De onderwaterbetonvloer dikte geschat op 2 m; betonkwaliteit B 22.5; De overdruk op de bodem van de onderwaterbetonvloer is: $(H + 1 - 3.14) \cdot T_w = 71.1 \text{ kN/m}^2$ (zie fig.14).

De onderwaterbetonvloer wordt belast door de opwaartse waterdruk verminderd met het eigen gewicht. Volgens de grondboringen, ligt het begin van de vaste zandlaag gemiddeld op 13.90m - NAP. Voor de trekelement wordt gekozen voorgespannen schokpalen (firma schokindustrie / Zwijndrecht) $\varnothing 0.32 \times 0.32\text{m}$ met lengte = 16m. Bovenkant trekpaal op 0.55m - NAP. Dus de paalpunt op 16.55m - NAP. De verankeringslengte in de zandlaag = 16.55m - 13.90m = 2.65m.



Figuur 14.

Bezwijk belasting trekpaal:

$$P = 0 \cdot 1 \cdot \sigma'_v = 4 \cdot 0.32 \cdot 2.65 \cdot 139.42 = 472.92 \text{ kN.}$$

In het algemeen wordt een veiligheidscoëfficiënt van 2.5 gebruikt; $P = \frac{472.92}{2.5} = 189.17 \text{ kN/paal.}$

De paal krijgt in de gebruik toestand een trekkracht van:

$$x^2 (p - d \cdot T_b) \leq P$$

waarbij:

x = paalafstand h.o.h in m

p = wateroverdruk in kN/m^2

T_b = volume gewicht beton in kN/m^3

d = dikte onderwaterbeton in m

P = bezwijkbelasting trekpaal in kN

invullen geeft :

$$x^2 (71.1 - 2 \cdot 23) \leq 189.17$$

Maximum paalafstand $x \leq 2.7 \text{ m.}$

Gebruikt 5 palen met afstand h.o.h = 2.51 m.

Controle op schuifspanning :

Rekenwaarde voor de belasting bij de grenstoestand bezwijken : $q = T (p - d \cdot T_b)$

$$q = 1.7 (71.1 - 2 \cdot 23) = 42.67 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Schuifkracht } T_d = x^2 \cdot q = 2.51^2 \cdot 42.67 = 268.83 \text{ kN}$$

$$\text{Schuifspanning } \tau_d = \frac{T_d}{0.4 \cdot d} = \frac{268.83}{0.4 \cdot 0.32 \cdot 2} = 105.01 \text{ kN/m}^2 < \tau_1$$

$\tau_1 (= 0.5 f_b = 675 \text{ kN/m}^2)$, f_b is de rekenwaarde voor de treksterkte van beton.

- 5.2 Het is mogelijk het eigen gewicht van de onderwaterbeton te vergroten (dikkere onderwaterbetonvloer). zie fig. 15 Maar gezien de relatief grote opwaartse druk, is deze methode weinig zinvol . De benodigde dikte onderwaterbetonvloer met $T=1.2$ en volume gewicht beton = 23 Kn/M^2 is namelijk :

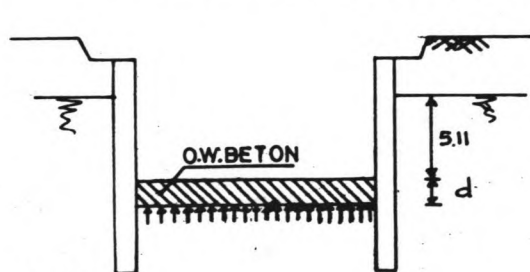


fig.15

$$(d+5.11) \cdot T_w \cdot T = T_b \cdot d$$

$$(d+5.11) \cdot 10 \cdot 1.2 = 23 \cdot d$$

$$d = 5.57 \text{ m.}$$

- 5.3 Nog een andere methode is het injekteren onder de voet van de diepwand, zodat voldoende gewicht bovenop kan blijven liggen om opdrijven te voorkomen. (zie fig. 16)

De toe te passen injectie hangt van vele factoren af, zoals de grondsoort, de dichtheid van de grond, de diepte van de te injekteren laag en de gewenste eigenschappen van de geïnjecteerde laag. Gesteld kan worden dat de te injekteren grond voldoende doorlatendheid moet hebben. De benodigde lengte van de diepwand om voldoende grond gewicht boven de injectie laag te krijgen zijn als volgt te berekenen:

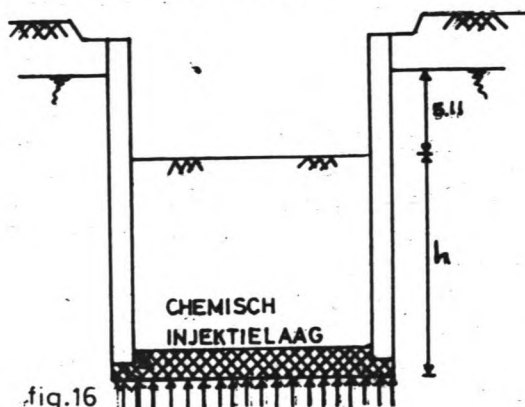


fig.16

$$(h+5.11) \cdot T_w \cdot T = T_n \cdot h$$

$$\text{met } T = 1.2 \text{ en volume gewicht grond} = 21 \text{ kN/m}^2;$$

$$(h+5.11) \cdot 10 \cdot 1.2 = 21 \cdot h$$

$$h = 6.81 \text{ m.}$$

5.4 Nog een mogelijke methode is de onderwaterbetonvloer te wapenen zodat de functie behalve bodemaafsluiting ook als constructiedeel in de hoofd draagconstructie van de tunnel (zie fig. 17). Dit maakt het mogelijk dat het eigen gewicht van de diepwand en eigen gewicht van de onderwaterbetonvloer de opwaartse waterdruk tegenhouden.

Controle berekening : Als uitgangspunt wordt genomen 1.5m onderwaterbeton (theoretisch minimum dikte). Totale diepwand hoogte 12.75m . Waarvan aanleg diepte diepwand geschat op 4m. Volume gewicht beton 24 kN/m^3 .

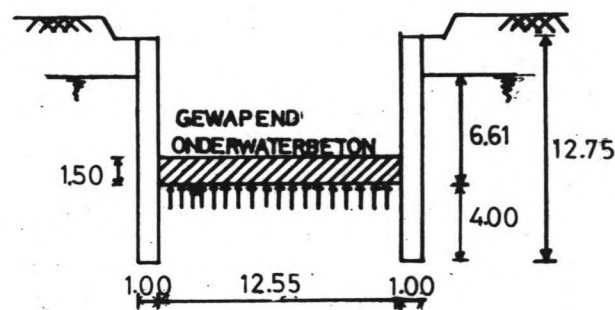
Eigen gewicht diepwand:

$$= 2 \cdot h \cdot b \cdot T = 2 \cdot 12.75 \cdot 1 \cdot 24 = 612 \text{ kN/m'}$$

Eigen gewicht onderwaterbeton vloer :

$$= d \cdot b \cdot T_b = 1.5 \cdot 12.55 \cdot 23 = 432.98 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Totale eigen gewicht} = 1044.98 \text{ kN/m'}$$



Figuur 17.

Wateroverdruk onder de onderwaterbetonvloer :

$$= h \cdot b \cdot T = 6.61 \cdot 12.55 \cdot 10 = 829.56 \text{ kN/m'}$$

Wateroverdruk onder de diepwand :

$$= 2 \cdot h \cdot b \cdot T_w = 2 \cdot 10.61 \cdot 10 = 212.2 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Totale wateroverdruk} = 1041.76 \text{ kN/m'}$$

Het eigen gewicht van de tunnel bak is een fractie groter dan oprijvende kracht. De bijdrage van de muurwrijving is nog niet eens meegerekend. De conclusie is, dat de constructie niet oprijft.

Dikkere onderwaterbetonvloer : men zal zich wel moeten realiseren dat dikkere onderwaterbeton een diepere ontgraving nodig maakt. Ten gevolge van diepere ontgraving is de diepwand hoogte toegenomen met dezelfde bedrag. Bovendien neemt de aanleg diepte van de diepwand ten gevolge van groter horizontaal kracht toe.

Injectie methode : De kosten verbonden aan de werkwijze zijn naar verhouding hoog. Hetgeen toepassingsgebied beperkt. De slechte ervaring met de metro in Amsterdam maakt deze methode niet populair.

Gewapend onderwaterbeton : De moeilijkheid om er een goede verbinding met de diepwand te maken, maakt dat deze methode onaantrekkelijk is. (Opgebogen stekeinden in de diepwand recht getrokken moeten worden ; al deze werkzaamheden gebeuren onder water.)

Trekpaal in combinatie met onderwaterbeton : Het voordeel is dat trekpaal trek en druk kan overbrengen naar de ondergrond. Uit die 4 alternatieven is de trekpaal in Nederland het meest toegepaste middel voor het opvangen van op de constructie resulterende omhoog gerichte krachten. De aannemers in Nederland hebben wijd verbreide ervaring bij de uitvoering daarvan.

Dus dit maakt de trekpaal in combinatie met onderwaterbeton te prefereren boven andere alternatieven.

Bij de uitwerking van het alternatief onderwaterbeton met trekpalen zal eerst aandacht worden besteed aan de verschillende levensstadia van de constructie, de belastingen en de belastinggevallen als mogelijke belasting combinatie in elk levensstadium.

Bouwfase I

situatie 1

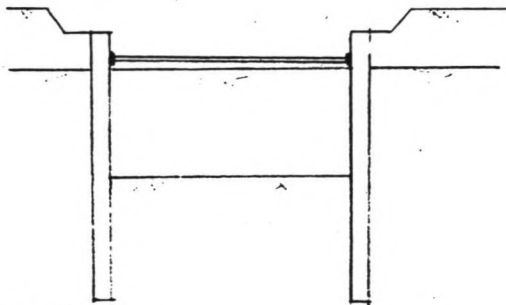


Fig.18

Fig.18 beginnen met het maken van 2 diepwanden die later ook als wanden van de tunnel worden gebruikt; diepwanden gestempeld, grond tussen de diepwanden ontgraven onder handhaving van de grondwater-spiegel.

situatie 2

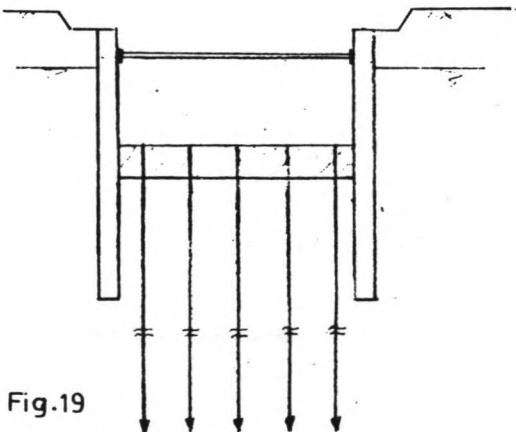


Fig.19

Fig.19 ; trekpalen geheid , onderwaterbetonvloer gestort, na verharding is het grondwater eruit gepompt.

situatie 3

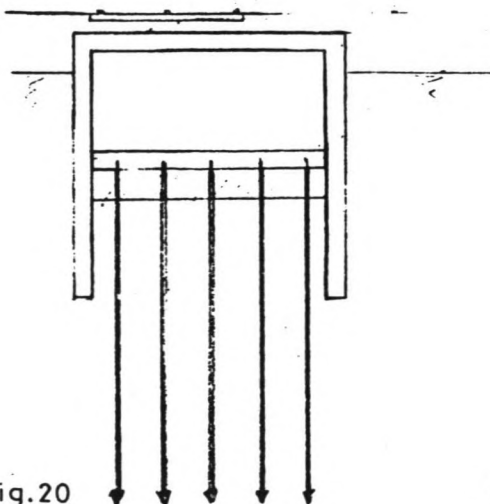


Fig.20

Fig.20; tunnelvloer gestort, daarna tunneldak ook gestort. Nadat de tunnelbuis gereed is, zijn de stempels verwijderd.

Bouwfase II

situatie 1

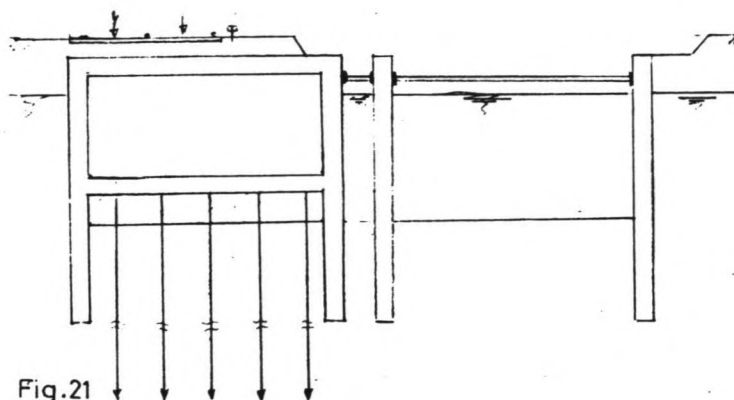


Fig.21

Fig.21. De andere twee diepwanden worden gemaakt. De buiten diepwand is nu gestempeld tegen de binnen diepwand en op zijn beurt tegen de wand van de gebouwde tunnelbuis. De grond daar tussen verder ontgraven onder handhaving van de grondwater-spiegel

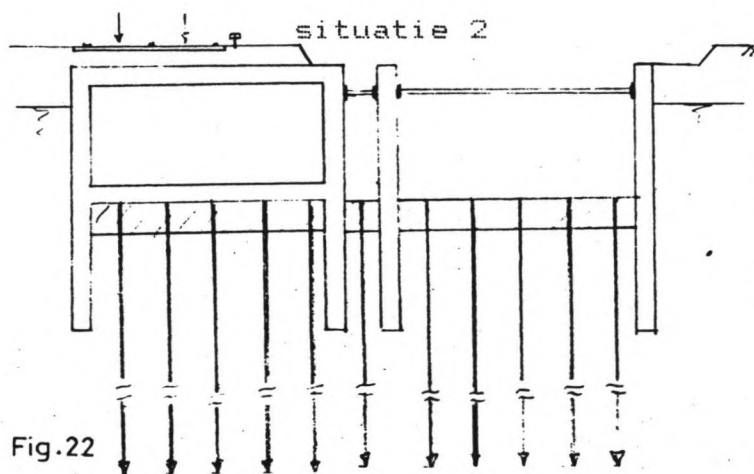


Fig.22

Fig.22. Trekpalen geheid, onderwaterbetonvloer gestort. Na verharding is het grondwater eruit gepompt.

situatie 3

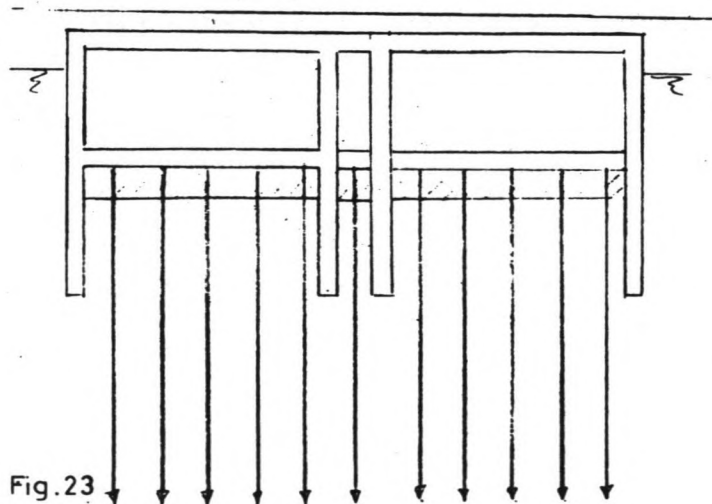


Fig.23

Fig.23. Koppel de nieuwe tunnelbinnenwand aan de in fase I gebouwde tunnelbuis. Verder wordt de tunnelvloer gestort, gevolg met de tunneldak. Als laatste worden de stempels verwijderd als de sleuf weer aangeaard is.

BEPALING AANLEG DIEPTE DIEPWAND

Diepwanden worden in theorie berekend als waren het flexibele stalen damwanden. Ondanks plaatsvast stempeling zal de damwand bepaalde verplaatsingen vertonen met als gevolg een zetting naast de bouwput. Om de globale diepte te berekenen, moeten we de situatie tijdens de bouwfase bekijken. Tijdens de bouwphase I belastinggeval 1 fungeren de diepwanden als damwanden met stempels. In het begin is de afmetingen geschat zoals op de figuur 24a.

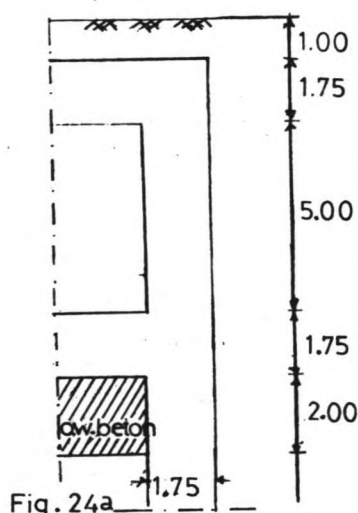


Fig. 24a

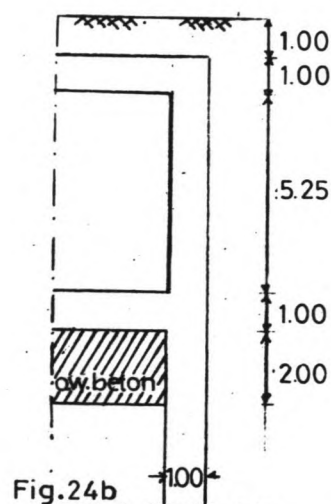


Fig. 24b

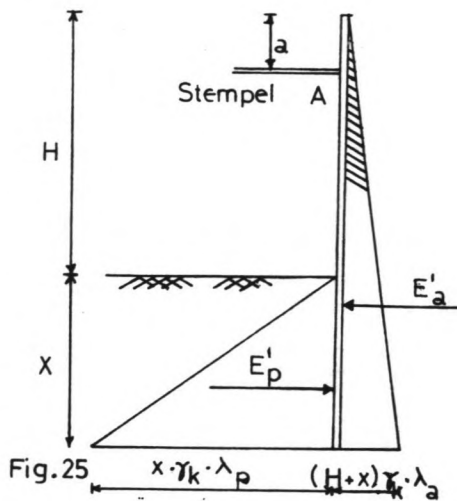
Bij controle achteraf bleek dat de afmetingen te dik waren. Berekeningen worden opnieuw opgezet met nieuwe afmetingen fig. 24b. Voor de bepaling van de aanleg diepte x (zie onderstaande figuur 25) van de diepwand, wordt gebruik gemaakt van berekening methode Blum voor de damwanden.

De diepwand is te vergelijken met een ligger op 2 steunpunten. De diepwand ontleent zijn stabiliteit aan de inklemming in de grond en oplegging ter plaatse van het stempeling. Bij inklemming verkrijgt men langere aanleg diepte vergeleken met vrij opgelegd. Het voordeel is kleiner veldmoment.

Voor de berekening wordt verondersteld dat :

- de stempeling meegleeft.
- rechte glijvlakken.
- de cohesie wordt niet in rekening gebracht (blijft dus als extra veiligheid er in zitten).

Berekeningsmethode



$$E'_a = \frac{1}{2} (H+x)^2 \gamma_k \cdot \lambda_a$$

$$E'_p = \frac{1}{2} x^2 \gamma_k \cdot \lambda_p$$

hier moet $\Sigma H = 0$, $\Sigma V = 0$

$\Sigma M_A = 0$ zijn.

$\Sigma M_A = 0$ dus

$$\frac{1}{2} (H+x)^2 \cdot \gamma_k \cdot \lambda_a \left\{ \frac{2}{3} (H+x) - a \right\} = \frac{1}{2} x^2 \cdot \gamma_k \cdot \lambda_p \left(\frac{2}{3} x + H - a \right)$$

waarin:

E'_a : totaal horizontaal actieve korrel kracht op de diepwand

E'_p : totaal horizontaal passieve korrel kracht op de diepwand

uit de grond gegevens is :

ϕ : hoek van de inwendige wrijving $\phi = 30^\circ$

γ_n : volume gewicht grond (nat) $\gamma_n^{gem} = 21 \text{ kN/m}^3$

c : cohesie = 0

λ_a : actieve korreldruk koëfficiënt (omrekenings koëfficiënt)
 $= \tan^2(\pi/4 - \phi/2) = 0.3333$

λ_p : passieve korreldruk koëfficiënt (omrekenings koëfficiënt)
 $= \tan^2(\pi/4 + \phi/2) = 3$

γ_g : volume gewicht grond

aangenomen dat holte % voor veen, klei en leem = 50% (n) :

γ_d : volume gewicht grond (droog)

$$\gamma_d = \gamma_n - 0.5 \gamma_w = 21 - 0.5 \cdot 10 = 16 \text{ kN/m}^3$$

Voor de berekening van aanlegdiepte met bovenstaande methode, die in feite het oplossen van een derde graads vergelijking, wordt gebruik gemaakt van in basic zelf geschreven programma voor Texas Instrument (TI 99A).

Voor de computer berekening zie bijlage 2 & 3.

Het resultaat van de aanleg diepte diepwand $x = 4.23\text{m}$

In de praktijk nemen we toch nog een overlengte van ca 10% in verband met eventuele onbekendheid van de grondsoort daar ter plaatse. $x = 1.1 \cdot 4.23 = 4.653\text{m}$. Genomen $x = 4.75\text{m}$

Controle inheidepte van de diepwand d.m.v handberekening

$$E_a = E'_{a1} + E'_{a2} + E'_{a3} + E'_{a4} \quad (\text{zie fig.25})$$

$$E'_{a1} = T_d \cdot D \cdot \lambda_a \cdot C = 11.41$$

$$E'_{a2} = T_d \cdot (GWS-D) \cdot \lambda_a \cdot 0.5 \cdot C = 12.21$$

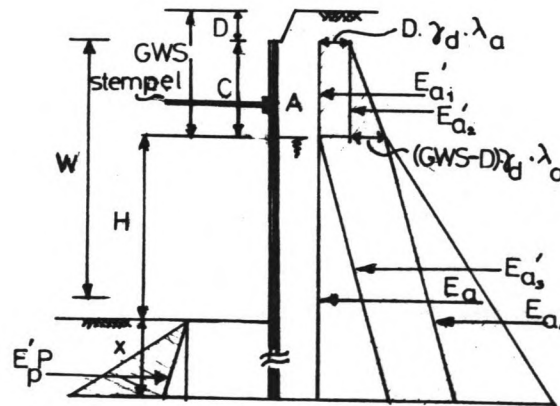
$$E'_{a3} = (T_d \cdot D \cdot \lambda_a + T_d \cdot C \cdot \lambda_a) (H+x-C) = 119.06 + 16.75x$$

$$E'_{a4} = 0.5(H+x-C)^2 \cdot (T_n - T_w) \cdot \lambda_a = 92.67 + 26.07x + 1.83x^2$$

$$\text{Totaal} = E_a = 235.35 + 42.82x + 1.83x^2$$

E_a : totaal horizontaal actieve korrelkracht op de diepwand

E'_p : totaal horizontaal passieve korrelkracht op de diepwand



Figuur 25.

$$W = \frac{E'_{a1} (1/2 \cdot C) + E'_{a2} (2/3 \cdot C) + E'_{a3} \{ 0.5(H+x-C) + C \} + E'_{a4} [\{ 2/3(H+x-C) \} + C]}{E_a}$$

$$W = \frac{1.22x^3 + 38.35x^2 + 396.06x + 1345.25}{1.83x^2 + 42.82x + 235.35}$$

$$E'_p = 0.5x^2 (T_n - T_w) \lambda_p = 16.5 x^2$$

$$\Sigma M_A = 0 \text{ -----> } E'_P (2/3x + H - SH) = E_a (W - SH)$$

$$9,78x^3 + 92,27x^2 - 331,83x - 992,23 = 0$$

$$x = 4,24m$$

I.v.m. de veiligheid is de aanlegdiepte met 10% vergroot:

$$1,1 \times 4,24m = 4,67m \text{ afgerond } 4,75m$$

BELASTINGEN

Het dak van de tunnel:

Permanente belasting.

- het eigen gewicht van het dak met dikte van 1m :
 $1 \cdot 24 = 24 \text{ kN/m}^2$.
- eigen gewicht grond op het dak met vol. gew. droge grond
 $= 16 \text{ kN/m}^3$. Dikte grond + wegdek = 1m waarvan 0.75m grond
 & 0.25m constructiedikte wegdek (asfalt + grind).
 Dus e.g. grond = $0.75 \cdot 16 = 12 \text{ kN/m}^2$.

Wegens spreiding in de grond wordt aangenomen dat de belasting gelijkmatig op het dak van de tunnel aangrijpt.

- eigen gewicht wegdek (15cm asfalt + 10cm zand) + grond:
 asfalt $0.15 \cdot 26 \text{ kN/m}^3 = 3.9 \text{ kN/m}^2$.
 grind $0.10 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 1.8 \text{ kN/m}^2$.

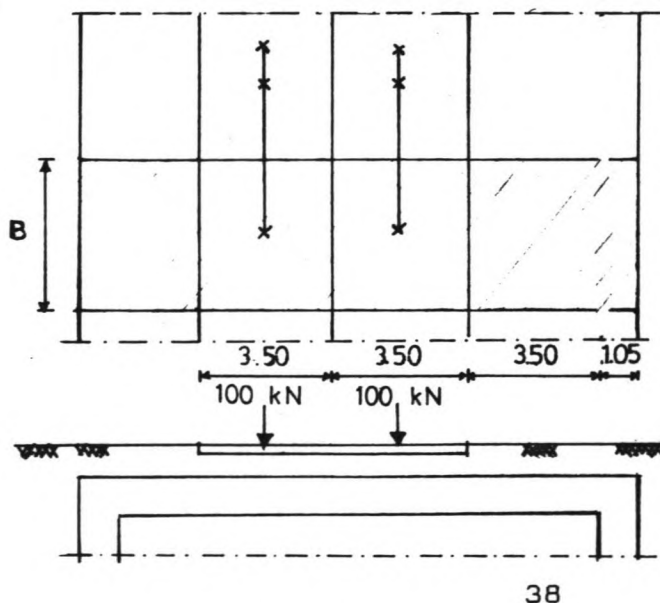
totaal $= 5.7 \text{ kN/m}^2$.

totale e.g. wegdek + grond $= \frac{10.5 \cdot 5.7 + 4.05 \cdot 0.25 \cdot 16}{14.55} = 5.23 \text{ kN/m}^2$

Veranderlijke belasting.

Bestaat uit verkeersbelasting. Aangehouden verkeers klasse 30 uit de V.O.S.B 1963. Dit betekent een gelijkmatig verdeelde belasting van 6 kN/m^2 per rijstrook en 2 laststelsel van $3 \times 100 \text{ kN}$. In dit geval behoeft de totale belastingscombinatie slechts voor 80 % in rekening te worden gebracht. (V.O.S.B art 9.4).

Laststelsel afdracht volgens VB 1974 Art E-309.1.2 en Art



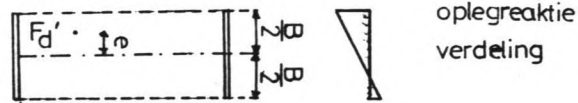
E-309.1.1 die inhouden dat de geconcentreerde last wordt afgedragen gedacht door een strook ter breedte B, (fig.26) die als enkele resp. doorgaande ligger mag worden berekend.

Volgens VOSB is laststelsel afstand 1m en 4m.

Figuur 26.

Voor de strook breedte B geldt :

$$C < B < \frac{4 \cdot a \cdot b}{l_o} - 2 \cdot e \quad (\text{zie fig.27})$$



waarin :

c : de afmeting van de geconcentreerde last, gemeten loodrecht op de richting van de overspanning, vermeerderd met de nuttige plaatdikte;

a, b : de afstanden van de geconcentreerde last tot de momenten nulpunt;

l_o : de afstand tussen de momenten nulpunten.

e : de excentriciteit van de geconcentreerde last.

Zie fig.28.

$$M_A = \frac{P \cdot a \cdot b^2}{l^2} = 215.49 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{P \cdot a^2 \cdot b}{l^2} = 104.44 \text{ kNm}$$

$$R_A = \frac{P \cdot b^2(1+2a)}{l^3} = 74.99 \text{ kN}$$

$$M_C = R_A \cdot a - M_A = 140.71 \text{ kNm}$$

$$d : e = 215.49 : 140.71$$

$$d = 2.87 \text{ m} ; e = 1.88 \text{ m}$$

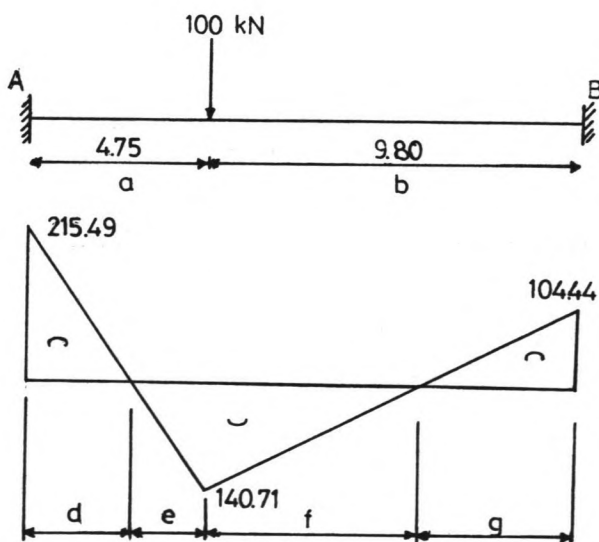
$$f : g = 140.71 : 104.44$$

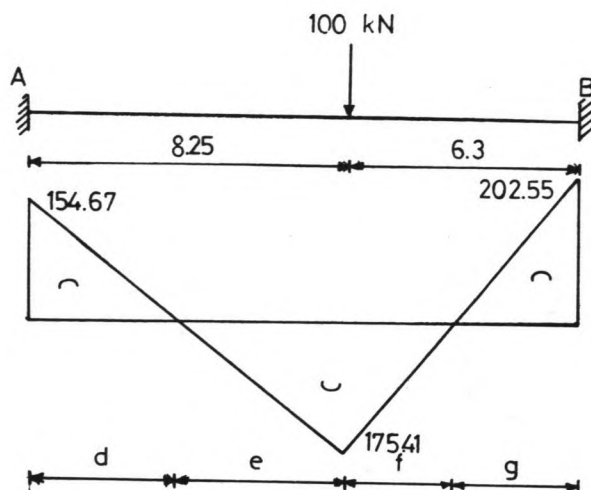
$$f = 5.624 \text{ m} ; g = 4.18 \text{ m}$$

$$l_o = e + f = 1.88 + 5.62 = 7.5$$

$$C = 0.14 + 0.9h = 1.04 \text{ m} \quad (h = \text{dakdikte})$$

$$C \leq B \leq \frac{4e \cdot f}{l_o} = 5.63 \text{ m}$$





Zie fig.29.

$$M_A = \frac{P \cdot a \cdot b^2}{l^2} = 154.67 \text{ kN}$$

$$M_B = \frac{P \cdot a^2 \cdot b}{l^2} = 202.55 \text{ kN}$$

$$R_A = \frac{P \cdot b^2(1+2a)}{l^3} = 40.01 \text{ kN}$$

$$M_C = R_A \cdot a - M_A = 175.41 \text{ kNm}$$

$$d : e = 154.67 : 175.41$$

$$d = 3.87\text{m} ; e = 4.38\text{m}$$

$$f : g = 175.41 : 202.55$$

$$f = 2.92\text{m} ; g = 3.38\text{m}$$

$$l = e + f = 4.38 + 2.92 = 7.30\text{m}$$

$$C = 0.14 + 0.9h = 1.04\text{m} \quad (h = \text{dakdikte})$$

$$C \leq B \leq \frac{4e \cdot f}{l} = 7.0\text{m}$$

Uit voorgaande berekeningen blijkt dat de invloed van de iedere puntlast de invloed van de andere puntlast overlapt. Dit maakt het gerechtvaardigd dat in de berekening wordt aangenomen dat veranderlijke belasting gelijkmatig over het dak van de tunnel wordt gespreid.

$$\text{- gemiddelde laststelsel} = \frac{2 \cdot 3 \cdot P}{5} = \frac{2 \cdot 3 \cdot 100}{5} = 120 \text{ kN/m'}$$

$$\text{verdeeld over het dak} = \frac{120}{14.55} = 8.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- gelijkmatig verdeelde belasting 6 kN/m' per rijstrook :}$$

$$2 \text{ rijstrook} \cdot 6 \text{ kN/m'} = 12 \text{ kN/m'}$$

$$\text{verdeeld over het dak} = \frac{12}{14.55} = 0.825 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{totale verkeer belasting op het tunneldak} = 9.08 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{volgens V.O.S.B art 9.4 : } 80\% \times 9.08 = 7.26 \text{ kN/m}^2$$

Tunnel vloer : ten gevolge van verkeer belasting klasse 60 (V.S.O.B. 1963).

$$\text{- gemiddelde laststelsel} = \frac{2 \cdot 3 \cdot P}{5} = \frac{2 \cdot 3 \cdot 200}{5} = 240 \text{ kN/m'}$$

verdeeld over de vloer $\frac{240}{12.55} = 19.12 \text{ kN/m}^2$

- gelijkmatig verdeelde belasting 12 kN/m' per rijstrook :

$2 \text{ rijstrook} * 12 = 24 \text{ kN/m'}$.

verdeeld over de vloer $= \frac{24}{12.55} = 1.91 \text{ kN/m}^2$.

totaal = 21.03 kN/m^2

V.O.S.B art 9.4 : $80\% * 21.03 \text{ kN/m}^2 = 16.82 \text{ kN/m}^2$

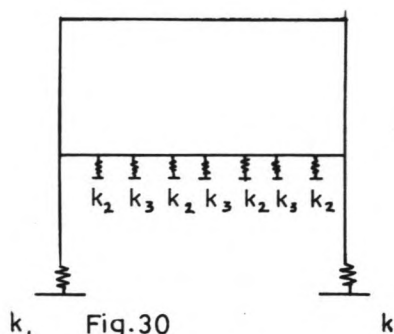
- eigen gewicht asfalt wegdek in de tunnel :

$0.25 * 26 = 6.5 \text{ kN/m}^2$

STERKTE BEREKENING

Bij het berekenen van de optredende spanningen in het beton, is uitgegaan van een staven stelsel, lopend door het hart van de diepwanden, het dak en de vloer.

De schematisatie van de konstruktie en de ondersteuning is als volgt: (zie fig.30)



k_1 = stijfheid van het zand

k_2 = stijfheid van de palen

k_3 = stijfheid van de klei

Het blijkt dat de berekening van deze geschematiseerde konstruktie erg ingewikkeld is i.v.m. de verschillende stijfheden van de ondersteuning, vooral de stijfheid van de palen is moeilijk te bepalen. Uit de praktijk blijkt dat deze vorm van berekening meestal een tijdrovende en nauwkeurige aangelegenheid is. Omdat de dimensionering van deze konstruktie in eerste instantie globaal is, wordt er vereenvoudigingen toegepast.

Bekijk eerst de totale konstruktie.

Aangezien de totale vloerdikte (onderwaterbetonvloer en de betonvloer daarop) erg groot is ($\pm 3m$) kunnen we deze als ligger met $EI = \infty$ schematiseren. Dit geldt evenzeer voor de diepwand (m.b.t. verticale reactie op de voet). De bedoeling hiervan is om de verhouding van de reactie kracht t.g.v. de totale belasting van de zand (onder de diepwand) en van de klei (onder de onderwaterbetonvloer) te schatten. (zie fig.31)

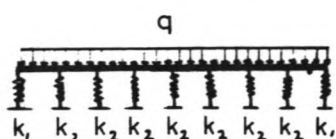


Fig.31

q = gelijkmatig verdeelde belasting

k_1 = stijfheid v.d. zand

k_2 = stijfheid v.d. klei

EI konstruktie = ∞

De stijfheid van de palen worden verwaarloosd (zolang er trek in de palen aanwezig is, kunnen we de bijdrage van deze palen verwaarlozen). Deze trekkracht is aanwezig door de opdrijvingskracht die op de vloer wordt uitgeoefend. Omdat de verbinding tussen diepwand en onderwaterbetonvloer zwak is, d.w.z. ongewapend, moeten deze palen in staat zijn om de opdrijving van de vloer c.q. de konstruktie te voorkomen).

Hierdoor geldt:

$$q \cdot l = k \cdot \Delta = (n_1 k_1 + n_2 k_2) \cdot \Delta$$

$$\Delta = \frac{q \cdot l}{n_1 k_1 + n_2 k_2}$$

Δ : verplaatsing (zakking).

n_1, n_2 : aantal veren.

omdat de Δ overal gelijk is ($EI=\infty$) dan:

$$P_1 = n_1 \cdot k_1 \cdot \Delta$$

$$P_2 = n_2 \cdot k_2 \cdot \Delta$$

Door Terzaghi (lit. 8) is experimenteel bepaald dat de verhouding tussen de stijfheid van de reaktiekracht van een platte konstruktie met willekeurige afmetingen op het zand resp. op de klei met dezelfde konstruktie met eenheid oppervlak (0,305 m²) is:

$$\text{Voor zand } k_z = \bar{K}_z \left[\frac{B+0.305}{2B} \right]^2 \quad (\text{in kN/m}^3)$$

$$\text{Voor klei } k_k = 0.305 \times \bar{K}_k \left[\frac{1+0.152}{1.51B} \right] \quad (\text{in kN/m}^3)$$

waarbij:

k_z = bedding konstante zand

k_k = bedding konstante klei

$\bar{K}_z, \bar{K}_k$ = bedding konstante bepaald met plaat oppervlak van 0.305 m².

B = de breedte van de konstruktie

l = de lengte van de konstruktie

(voor zand is de k_z onafhankelijk van de lengte van de

Voor een lange konstruktie wordt de formule voor klei:

$$k_k = 0,305 \times \frac{\bar{k}_k}{1,58}$$

Neem: $\bar{k}_z = 30 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^3$

$$\bar{k}_k = 25 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^3$$

(de waarde van $\bar{k}_z$ is een waarde voor relatief dichtgepakt zand onder water en voor klei met een stijve konsistensie; voor een normaal samendrukbare klei is deze waarde meestal veel kleiner).

Invullen in de bovenstaande formule geeft:

$$k_z = 3 \cdot 10^4 \left[\frac{1+0,305}{2} \right]^2$$

$$= 12773 \text{ kN/m}^3$$

$$k_k = 0,305 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 12,55}$$

$$= 405 \text{ kN/m}^3$$

Om de verhouding van de reaktiekracht in de zand en in de klei te berekenen nemen we (zie fig.32.) $q \cdot l = 1$

De vergelijking wordt:

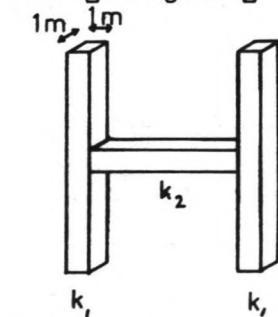


fig.32

$$k_1 = k_z \cdot A_1$$

$$A_1 = 1 \cdot 1 = 1 \text{ m}^2$$

$$k_2 = k_k \cdot A_2$$

$$A_2 = \frac{1 \cdot 12,55}{n_2} = \frac{12,55}{n_2} \text{ m}^2$$

$$q \cdot l = (n_1 k_1 + n_2 k_2) \cdot$$

$$1 = (2 \cdot 12773 \cdot 1 + 405 \cdot 12,55) \cdot$$

$$= \frac{1}{30629}$$

$$P_1 = 2 \cdot 12773 \times \frac{1}{30629} = 0,834 \quad (\text{zand})$$

$$P_2 = 405 \cdot 12,55 \times \frac{1}{30629} = 0,166 \quad (\text{klei})$$

Hieruit kunnen we konkluderen dat de krachtsoverdracht naar de ondergrond voornamelijk via de diepwanden gaat.

Deze vereenvoudiging is verder te rechtvaardigen als we de totale konstruktie en belasting beschouwen:

1. De belasting op de dak (verkeer en e.g. dak) is direkt overgedragen via de diepwanden naar de ondergrond (starre ondersteuning). Deze belasting is groot.
2. De belasting in de tunnel gaat deels via diepwanden naar de ondergrond (starre/gewapende verbinding vloer-diepwand) en de rest direkt via vloer naar de ondergrond (reduktie van de opdrijfkracht en trek in de palen).

Deze belasting vergeleken met de voorgaande is klein.

We kunnen dus de konstruktie vereenvoudigen zoals hieronder wordt aangegeven.

9.1 BOUWFASE I

Voor de duidelijkheid wordt deze situatie samen met de verschillende belasting gevallen getekend.

Bij al deze berekening is uitgegaan van de volgende gegeven. De hoogst mogelijke grondwaterstand = 4.56m +NAP (zie bijlage 1)

9.1.1 SITUATIE 1 BELASTINGGEVAL 1

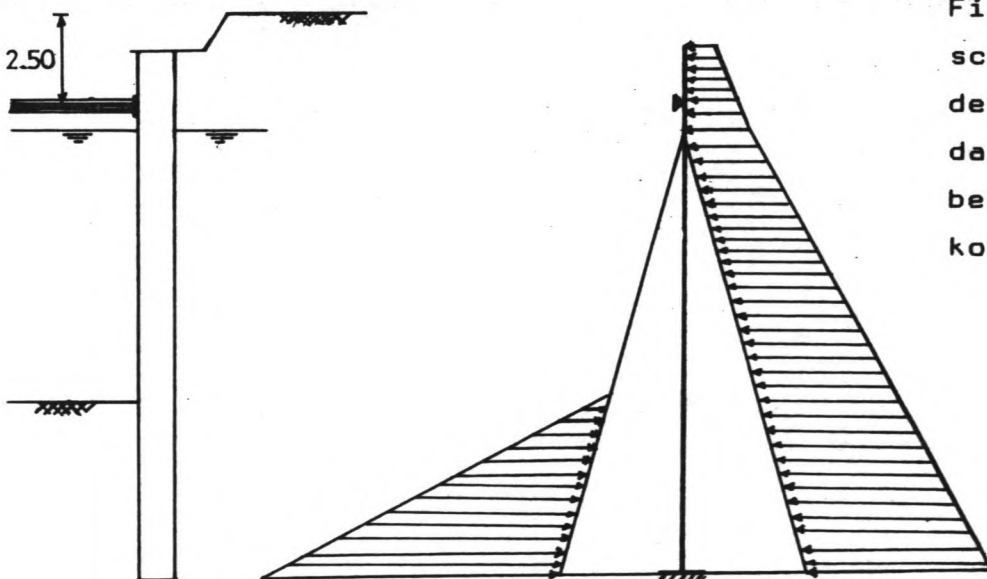


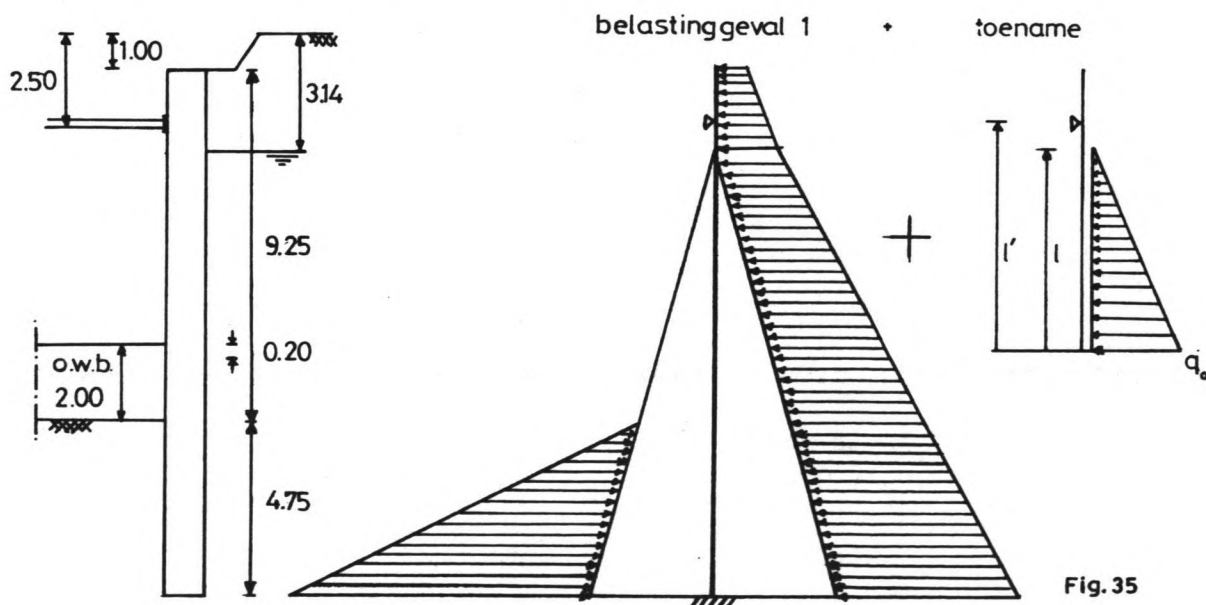
Fig.33 ;
schematisatie van
de diepwand en de
daarop werkende
belasting (hor.
korrelspanning).

Fig.33

Voor de berekening van het moment wordt ook een programma geschreven in Basic voor TI 99A. zie bijlage 4 t/m 6
Het resultaat is op de figuur 34 blz 55 te zien.

9.1.2 SITUATIE 2 BELASTINGGEVAL 2

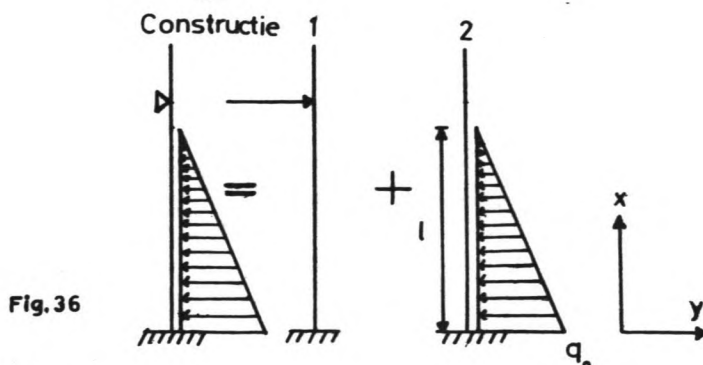
De volgende stap is het storten van onderwaterbeton ter dikte van 2m. Na verharding wordt het water eruit gepompt. De diepwand is nu te vergelijken met een ligger op twee steunpunten die aan de stempel is vrij opgelegd en aan de bovenzijde van het onderwaterbeton ca 0.20 m onder het bovenvlak van de vloer gedeeltelijk ingeklemd is. De mate van de inklemming hangt af van de passieve gronddrukken beneden dit draaipunt. (2/3 van de waarde van een volkomen inklemming als een redelijke aanname geacht).
Belastinggeval 2 = belasting geval 1 plus de toename van de belasting door uitpompen van het water. (zie fig.35)



constructie 2 (fig. 36)

$$q_x = \left(\frac{q}{l} \cdot x - q_0 \right)$$

$$\frac{d^2 M(x)}{dx^2} = -q_x$$



$$= -\frac{q}{1} \cdot x + q_0$$

$$D(x) = \frac{d(M)}{dx} = -1/2 \frac{q}{1} x^2 + q_0 + C_1$$

voor $x = 1$ en $D = 0$:

$$-1/2 \frac{q}{1} 1^2 + q_0 + C_1 = 0$$

$$C_1 = -1/2 q_0 1$$

$$\frac{dM}{dx} = -1/2 \frac{q}{1} x^2 + q_0 x - 1/2 q_0 1$$

$$M_x = -1/6 \frac{q}{1} x^3 + 1/2 q_0 x^2 - 1/2 q_0 1x + C_2$$

voor $x = 1$ en $M(x=1) = 0$:

$$-1/6 \frac{q}{1} 1^3 + 1/2 q_0 1^2 - 1/2 q_0 1^2 + C_2 = 0$$

$$C_2 = 1/6 q_0 1^2$$

$$M_x = -1/6 \frac{q}{1} x^3 + 1/2 q_0 1x^2 - 1/2 q_0 1x + 1/6 q_0 1^2$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EI}$$

$$dy = \bar{Q}(x) = -\frac{1}{EI} \int M_x dx$$

$$dy = -\frac{1}{EI} \left(-1/24 \frac{q}{1} x^4 + 1/6 q_0 x^3 - 1/4 q_0 x^2 + 1/6 q_0 1^2 x + C_3 \right)$$

voor $x = 0$: $\bar{Q} = 0$ en $C_3 = 0$

$$y = -\frac{1}{EI} \left(-1/120 \frac{q}{1} x^5 + 1/24 q_0 x^4 - 1/12 q_0 1x^3 + 1/12 q_0 1^2 x^2 + C_4 \right)$$

voor $x = 0$ en $y = 0$: $C_4 = 0$

y_s t.g.v. driehoek belasting: (constructie 2)

$$y_{s2} = -\frac{1}{EI} \left(-1/120 \frac{q}{1} 1^5 + 1/24 q_0 1^4 - 1/12 q_0 1 \cdot 1^3 + 1/12 q_0 1^2 \cdot 1^2 \right)$$

$$y_{s2} = -1/30 \frac{1}{EI} q_0 1^4 \text{ geldt alleen voor } x \leq 1$$

constructie 1 (fig.37).

y_{s1} t.g.v. R_s en moment $0.64 R_s$:

$$y_{s1} = \frac{R_s l^3}{3EI} + \frac{0.64 R_s l^2}{2EI}$$

$$y_{s1} + y_{s2} = 0$$

$$\frac{R_s l^3}{3EI} + \frac{0.64 R_s l^2}{2EI} = \frac{1}{30EI} q l^4$$

voor $q = 53.1$ en $l = 5.31$:

$$1.77 R_s + 0.32 R_s = 49.90$$

$$R_s = 23.878 \text{ kN}$$

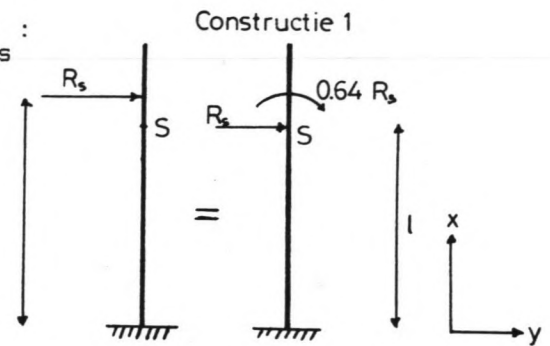


Fig.37

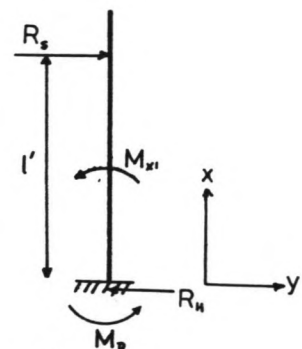


Fig.38

$$M_{x1} = -M_R + R_s \cdot x \quad (\text{fig.38})$$

$$M_{x1} = -5.95 R_s + R_s x = -142.07 + 23.88 x$$

$$M_{x2} = -1/6 \frac{53.1}{5.31} x^3 + 1/2 \cdot 5.31 x^2 - 1/2 \cdot 5.31 \cdot 5.31 + 1/6 \cdot 53.1 \cdot 5.31^2$$

$$= -1.67 x^3 + 26.55 x^2 - 140.98 x + 249.54$$

$$M_{x \text{ totaal}} = M_{x1} + M_{x2} \quad (\text{geldt alleen voor } x < l)$$

$$= -1.67 x^3 + 26.55 x^2 - 117.1 x + 107.47$$

Voor $l < x < l'$: (zie fig.39)

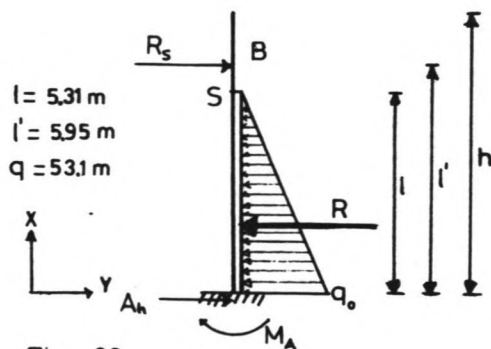


Fig.39

$$M_x = M_A + R_s \cdot (x - 1/3 l) - A_h \cdot x$$

$$= 107.45 + 140.98 \cdot (x - 1/3 \cdot 5.31) - 117.1 x$$

$$= -142.08 + 23.88 x$$

$$R = 1/2 \cdot q_0 \cdot l$$

$$= 1/2 \cdot 53.1 \cdot 5.31 = 140.98 \text{ kN}$$

$$A_h = R - R_s$$

$$= 140.98 - 23.88 = 117.1 \text{ kN}$$

$$M_a = R \cdot 1/3 \cdot l - R_s \cdot l'$$

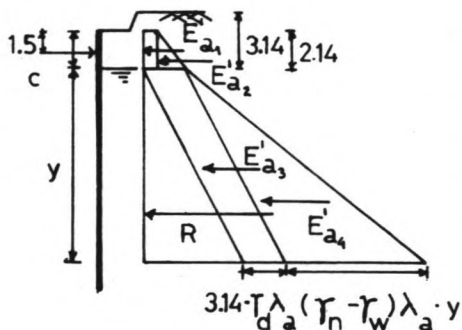
$$= 140.98 \cdot 1/3 \cdot 5.31 - 23.88 \cdot 5.95$$

$$= 107.45 \text{ kNm}$$

De resultaten zijn in fig.40 blz opgenomen.

Voor de verdere andere situaties; de momenten, de dwarskrachten en de normaalkrachten zijn berekend met behulp van een komputer-programma Plane Frame. Dit kant en klare programma is gelijk aan Ices-Strudl, alleen heeft het een kleiner capaciteit.

Controle maximum moment op een afstand y vanaf de bovenkant van de diepwand d.m.v handberekening.



$$E_a = 480.03 \text{ kN}$$

$$E'_p = 16.5x^2 = 372.28 \text{ kN}$$

$$\text{Stempelkracht } U = E_a - E'_p = 107.75 \text{ kN}$$

Moment is max. waar de dwarskracht = 0.
Dit is het geval op een afstand y vanaf de grondwaterstand.

$$U = E'_{a1} + E'_{a2} + \gamma_d \cdot 3.14 \cdot \lambda_a \cdot y + (\gamma_n - \gamma_w) \cdot \lambda_a \cdot y \cdot 0.5y$$

$$1.83y^2 + 16.75y - 84.13 = 0$$

$$y = 3.60 \text{ m} \quad (M_{\text{max}} \text{ op } 5.74 \text{ m t.o.v.}$$

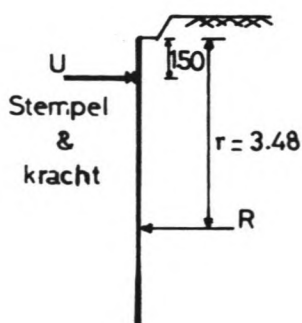
bovenkant v.d diepwand)

$$R = E'_{a1} + E'_{a2} + E'_{a3} + E'_{a4} = U = 107.75 \text{ kN}$$

afstand r t.o.v. bovenkant van de diepwand:

$$r = \frac{E'_{a1} \cdot 2.14/2 + E'_{a2} \cdot 2/3 \cdot 2.14 + E'_{a3} (0.5y + 2.14) + E'_{a4} (2/3 \cdot y + 2.14)}{R}$$

$$r = 3.48 \text{ m}$$



$$M_{\text{max}} = U (r - 1.5) = 213.35 \text{ kNm/m'}$$

(computer berekening: Q :afstand t.o.v. bovenkant van de diepwand)

$$(Q = 5.60 \text{ m} \quad M = 213.728 \text{ kNm})$$

$$(Q = 5.70 \text{ m} \quad M = 214.009 \text{ kNm})$$

$$(Q = 5.80 \text{ m} \quad M = 213.991 \text{ kNm})$$

9.1.3 SITUATIE 3 BELASTINGGEVAL 3

Eind bouwfase 1. Het volledige belasting schema ziet er als volgt uit : (zie fig.41)

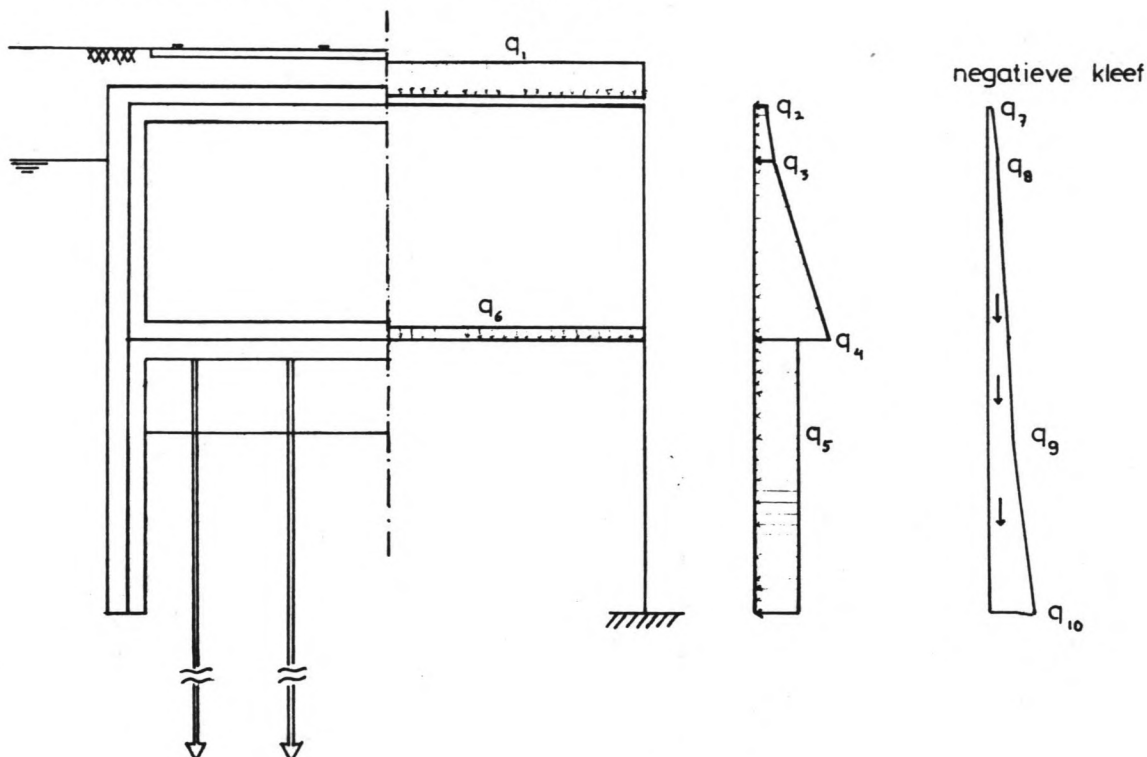


Fig. 41

- . Samenstelling van q_1 (per strekkende meter) :

e.g. tunnel dak	= 24.0 kN/m'
e.g. gronddekking (0.75m)	= 12 kN/m'
e.g. wegdek en grond	= 5.23 kN/m'
totaal verkeer belasting	= 9.08 kN/m'
totale dak belasting q_1	= 50.31 kN/m'
- . $q_2 = h_1 \cdot \tau_d \cdot \lambda_n = 1.5 \cdot 16 \cdot 0.5 = 12 \text{ kN/m'}$
- . $q_3 = (h_1 + h_2) \cdot \tau_d \cdot \lambda_n = 3.14 \cdot 16 \cdot 0.5 = 25.12 \text{ kN/m'}$
- . $q_4 = q_3 + h_3 \cdot (\tau_n - \tau_w) \cdot \lambda_n + h_3 \cdot \tau_w$
 $= 25.12 + 4.61 (21 - 10) \cdot 0.5 + 46.1 = 96.575 \text{ kN/m'}$
- . $q_5 = q_3 + h_3 (\tau_n - \tau_w) \cdot \lambda_n$
 $= 25.12 + 4.61(21 - 10) \cdot 0.5 = 50.475 \text{ kN/m'}$

(opm: bij q_5 blijft korrelspanning over omdat de

grondspanning links en rechts van de diepwand gelijk is)

. totale vloer belasting $q_6 = 23.32 \text{ kN/m'}$

. negatieve kleef q_k :

voor de maximale kleef geldt: $\tau_k = \sigma'_h \cdot \tan \delta \text{ kN/m}^2$

waarbij: δ = de hoek van de wandwrijving; geschat $\tan \delta = 0.5$

σ'_h = horizontale korreldruk

$$\tau_k = 0.5 \sigma'_h$$

dit geeft een neerwaartse kracht:

$$q_7 = 0.5 \cdot q_2 = 0.5 \cdot 12 = 6.0 \text{ kN/m'}$$

$$q_8 = 0.5 \cdot q_3 = 0.5 \cdot 25.12 = 12.56 \text{ kN/m'}$$

$$\begin{aligned} q_9 &= q_8 + 0.5 \cdot (h_3 + h_4) \cdot (\tau_n - \tau_w) \cdot \lambda_n \\ &= 12.56 + 0.5 \cdot (4.61 + 2.5) \cdot (21 - 10) \cdot 0.5 = 32.11 \text{ kN/m'} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{10} &= q_9 + 2 [0.5 \cdot h_5 \cdot (\tau_n - \tau_w) \cdot \lambda_n] \\ &= 32.11 + 26.125 = 58.24 \text{ kN/m'} \end{aligned}$$

9.2 BOUWFASE II

9.2.1 SITUATIE 1 BELASTINGGEVAL 1

(fig.42)

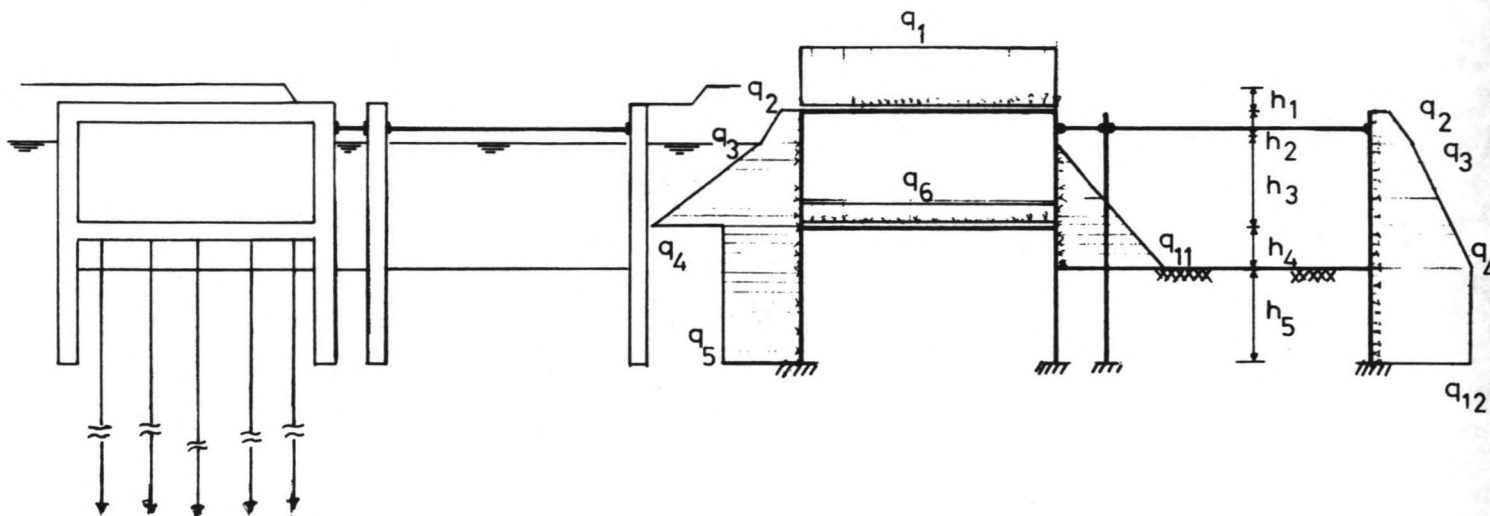


Fig.42

De belastingen q_1 t/m q_6 zijn gelijk aan belastingen bij bouwphase 1 belasting geval 3.

$$q_{11} = (h_3 + h_4) \cdot \tau_w = (4.61 + 2.5) \cdot 10 = 71.10 \text{ kN/m'}$$

$$q_{12} = q_3 + (h_3 + h_4) \cdot (\tau_n - \tau_w) \cdot \lambda_n$$

$$= 25.12 + (4.61 + 2.5) \cdot (21 - 10) \cdot 0.5 = 64.23 \text{ kN/m'}$$

de vertikale belasting t.g.v. negatievekleef: (fig.43)

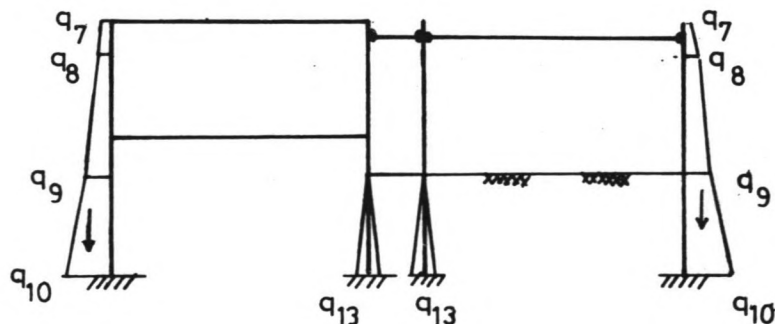


Fig.43

q_8 t/m q_{10} zijn gelijk aan de bouwphase 1 belasting geval 3.

$$q_{13} = 2 [0.5 \cdot h_5 \cdot (\tau_n - \tau_w) \cdot \lambda_n]$$

$$= 26.13 \text{ kN/m'}$$

9.2.2 SITUATIE 2 BELASTINGGEVAL 2

Dit zijn de belasting geval 1 plus de toename t.g.v. uitpompen van het water. (fig.44)

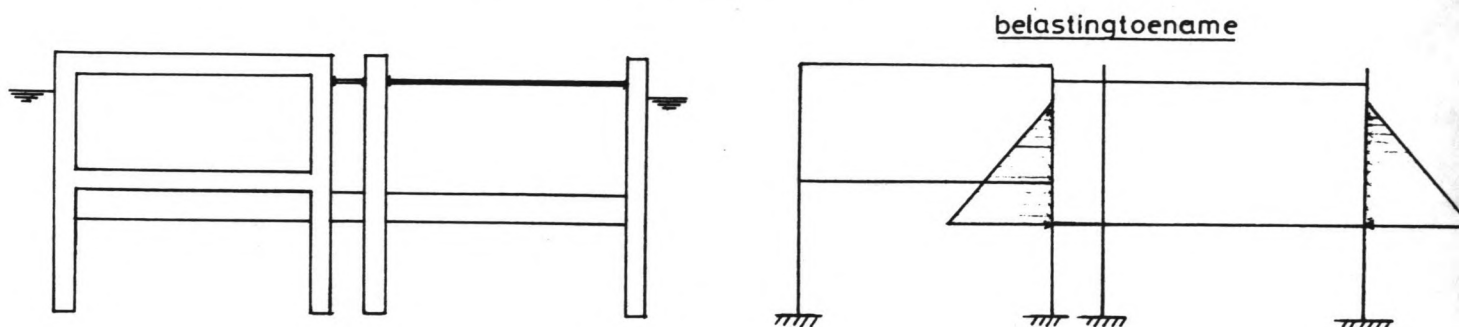


Fig.44

voor belasting q_1 t/m q_{13} zie belasting geval 1.

$$q_{14} = (h_3 + h_4) \cdot \gamma_w = (4.61 + 2.5) \cdot 10 = 71.10 \text{ kN/m'}$$

9.2.3 SITUATIE 3 BELASTINGGEVAL 3 (fig.45)

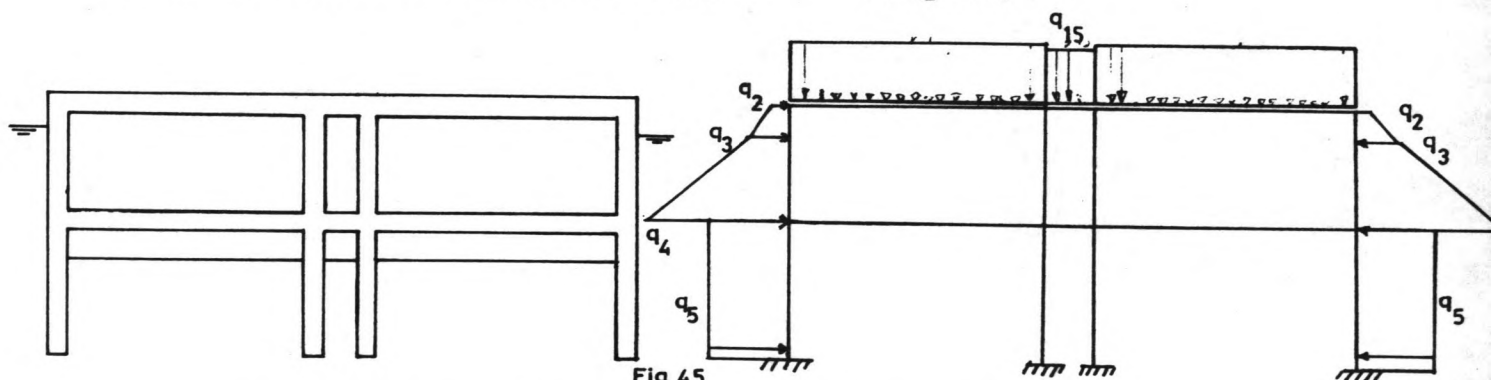


Fig.45

voor q_1 t/m q_2 zie bouwphase I belasting geval 3.

$$q_{15} = \text{e.g.dak} + \text{e.g.grond} = 24 + 16 = 40 \text{ kN/m'}$$

.vertikale belasting t.g.v. kleef zie fig.46 ; de waarde van q , zie bouwphase 2 belasting geval 1.

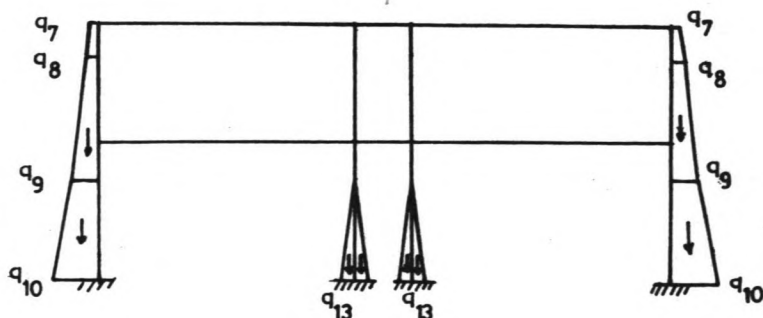


Fig.46

Om de ingewikkelde belasting vorm te voorkomen, wordt de invloed van de negatieve kleeft apart bekeken. De invloed van de negatieve kleeft op de momenten en dwarskrachten op de staven is verwaarloosbaar klein. Negatieve kleeft veroorzaakt grote reactie kracht in de steunpunten.

De momentenlijnen van de konstruktie voor de verschillende belastinggevallen zijn te zien op de volgende figuren 47 t/m 50.

Terwijl de dwarskrachtenlijn en de totale steunpunten reactie zijn te zien op de figuren 51 t/m 54.

De hoogste waarden voor de momenten en dwarskrachten zijn maatgevend voor de dimensionering van de wapening.

De steunpuntenreactie zijn te zien op figuur 55.

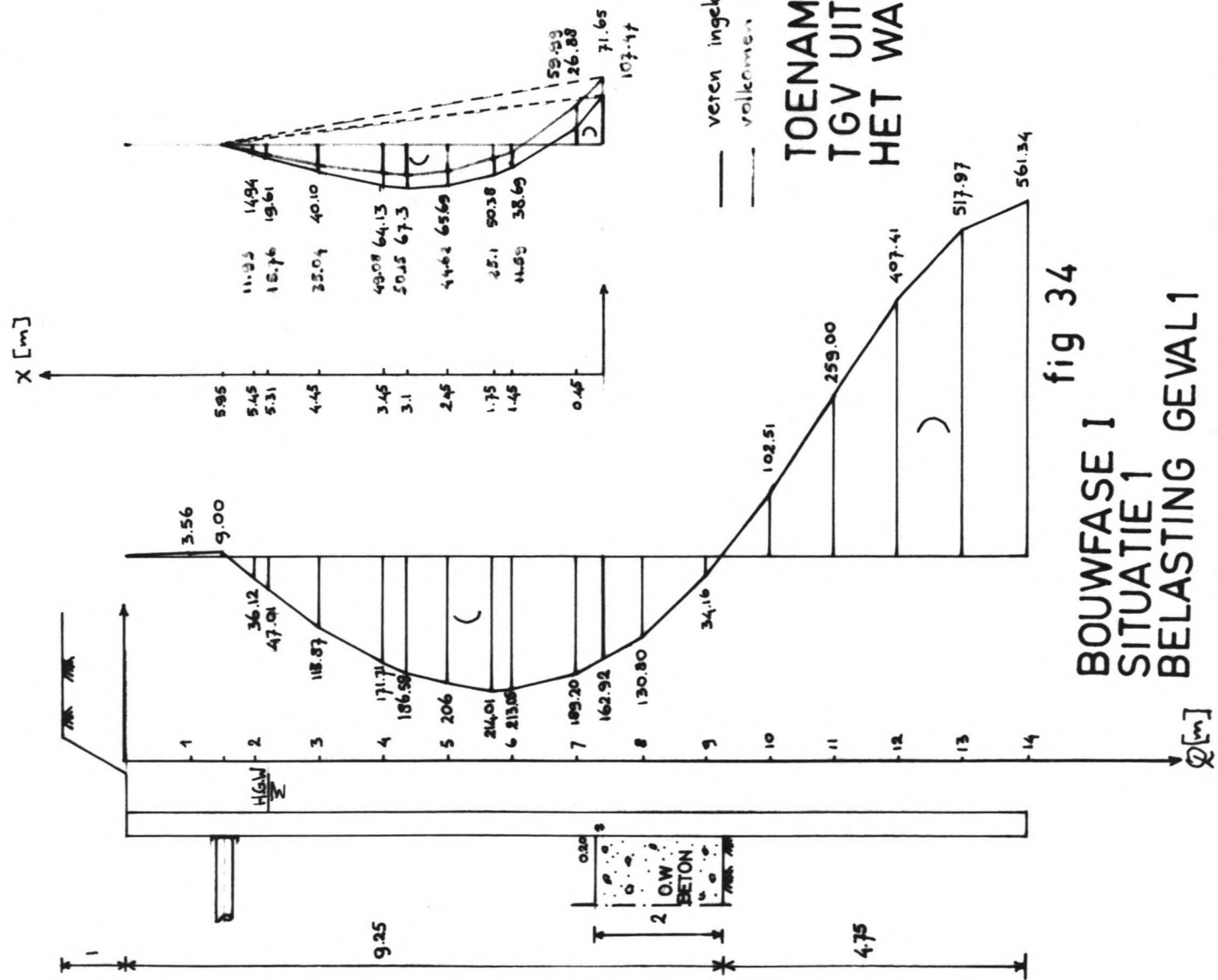


fig 34
BOUWFASE I
SITUATIE 1
BELASTING GEVAL 1

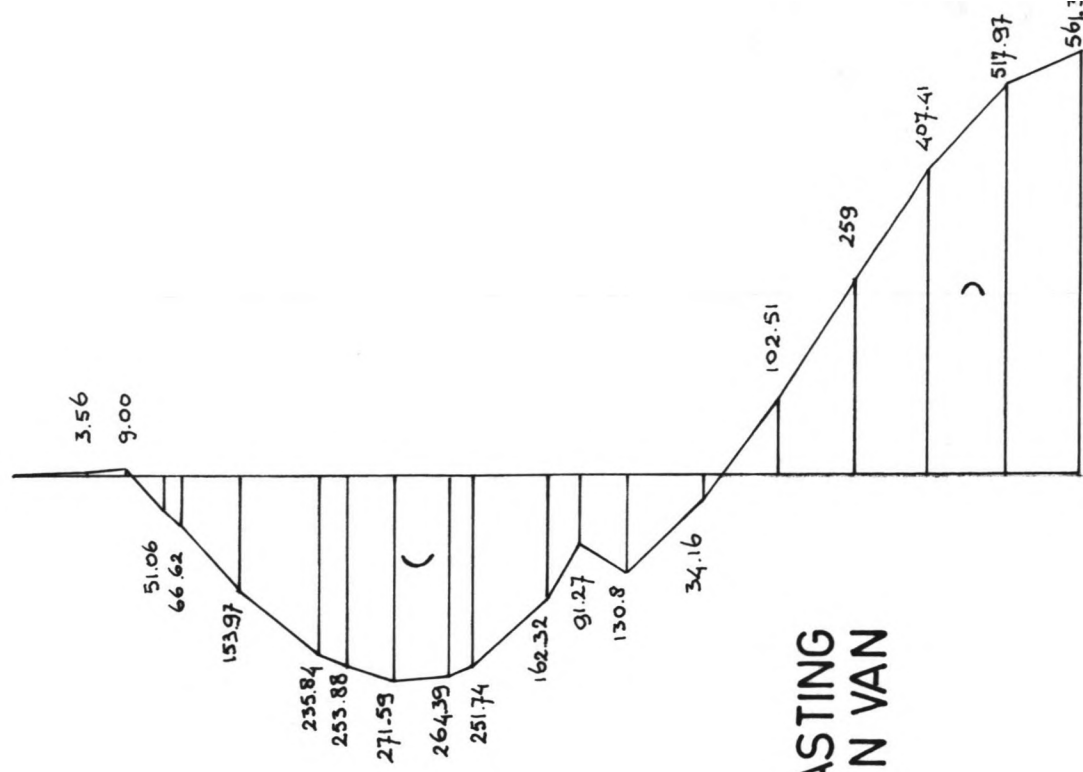


fig 40
BOUWFASE I
SITUATIE 2
BELASTING GEVAL 2

MOMENTEN LIJN BOUWFASE I BELASTING GEVAL 3

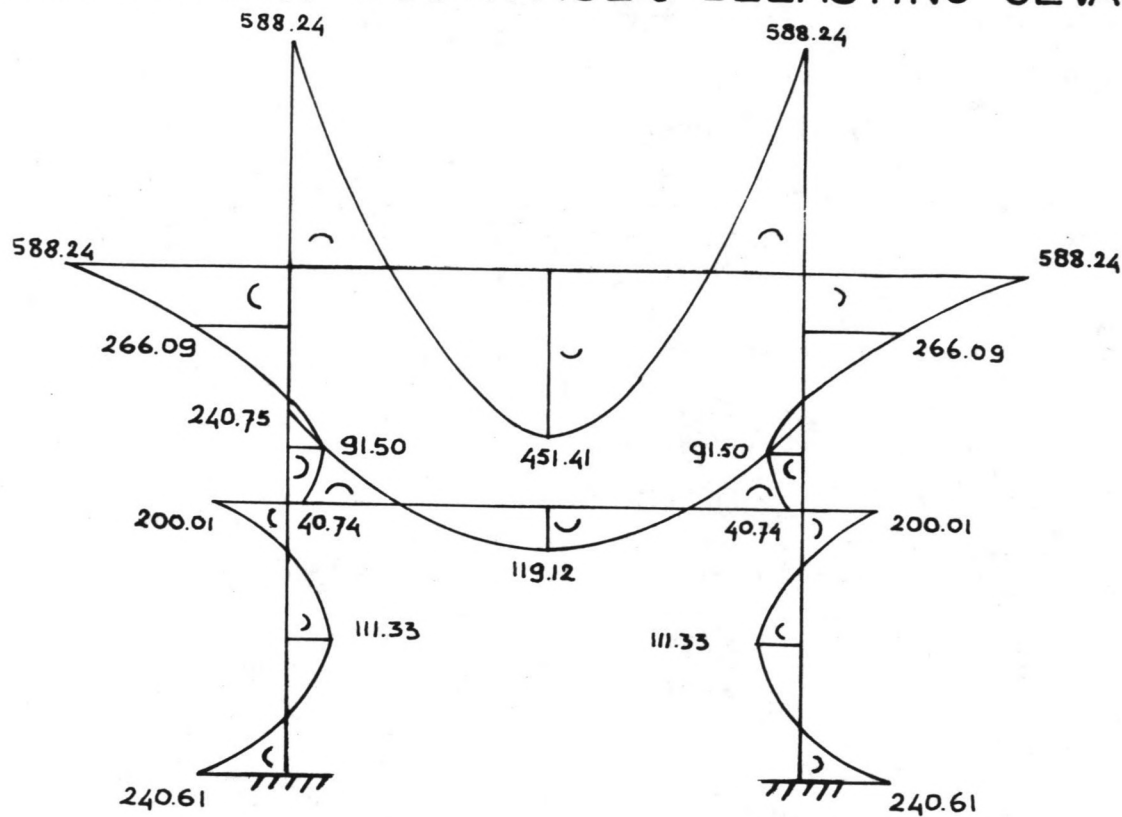
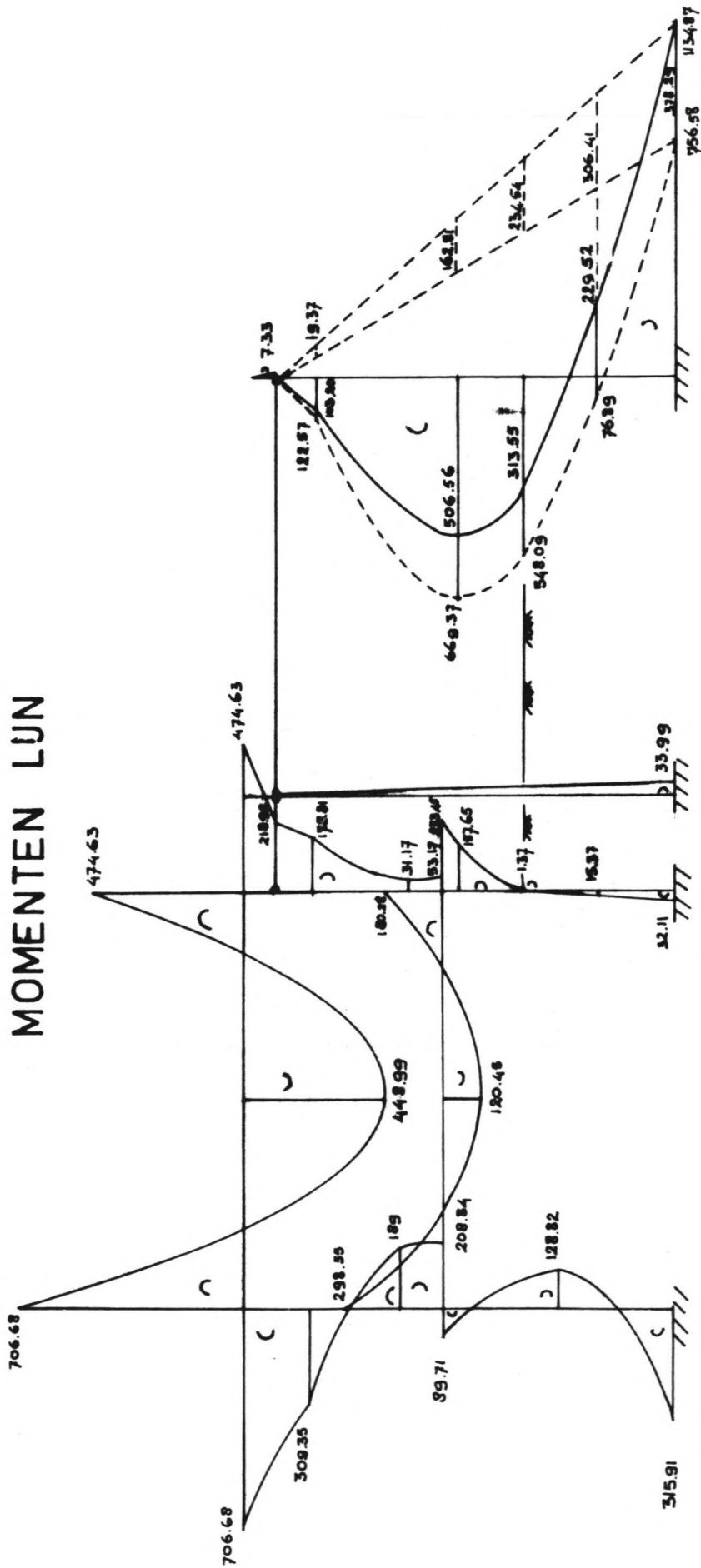


fig. 47

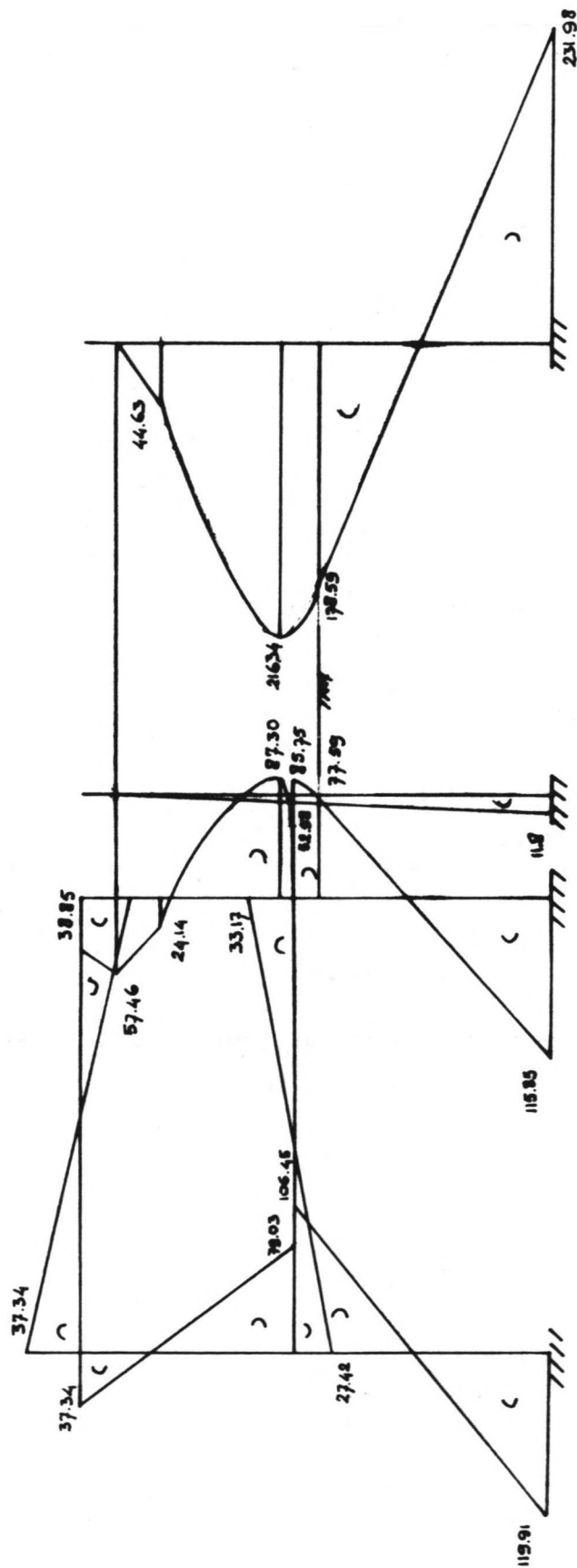
MOMENTEN LUN



BOUWFASE II BELASTING GEVAL 1

fig. 48

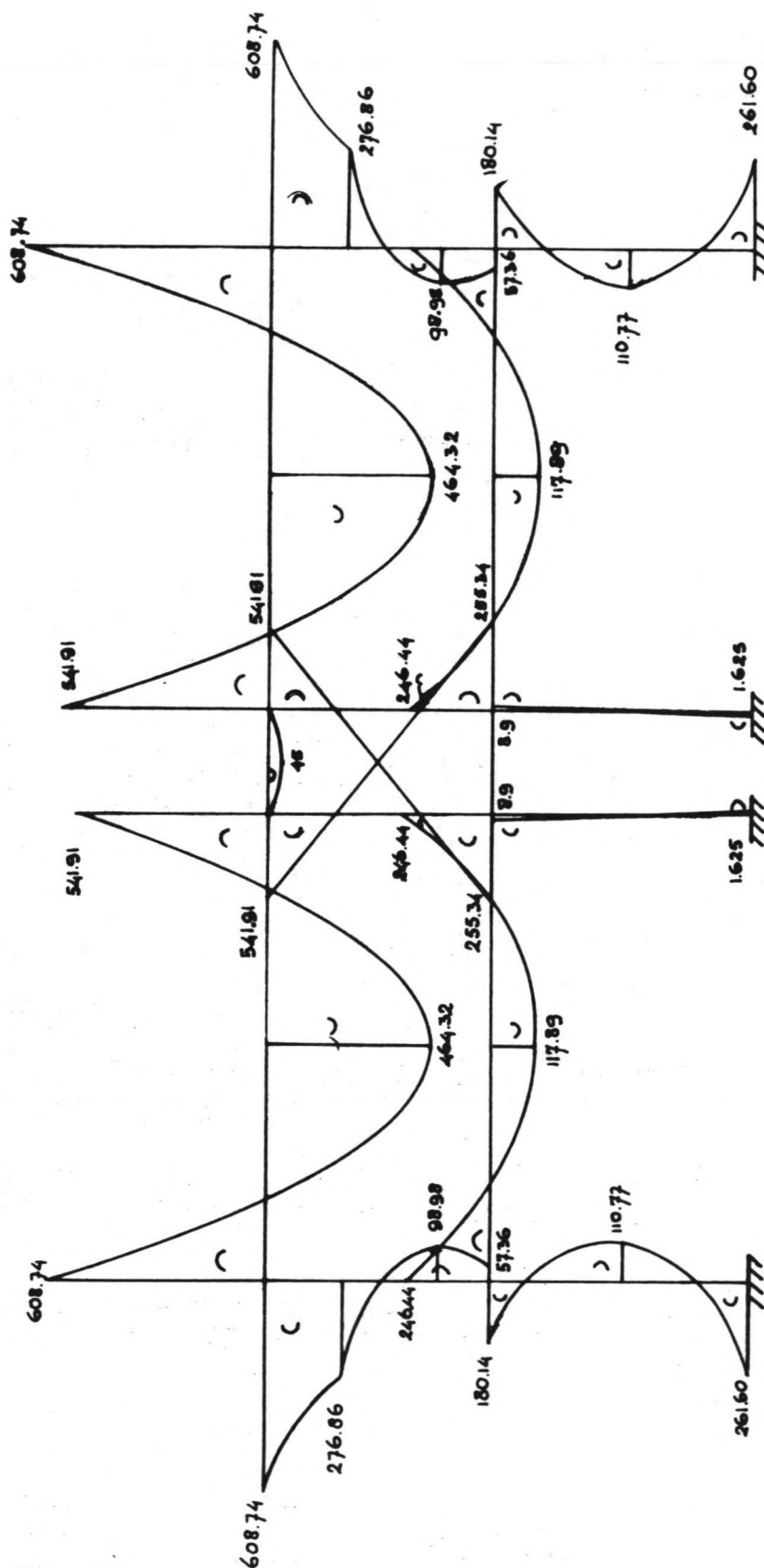
MOMENTEN LUN



BOUWFASE II BEL GEVAL 2 = BOUWFASE II BEL GEVAL 1 + TOENAME

fig. 49

MOMENTEN LUN



BOUWFASE II BELASTING GEVAL 3

fig.50

DWARSKRACHT LUN BOUWFASE I BELASTING GEVAL 3

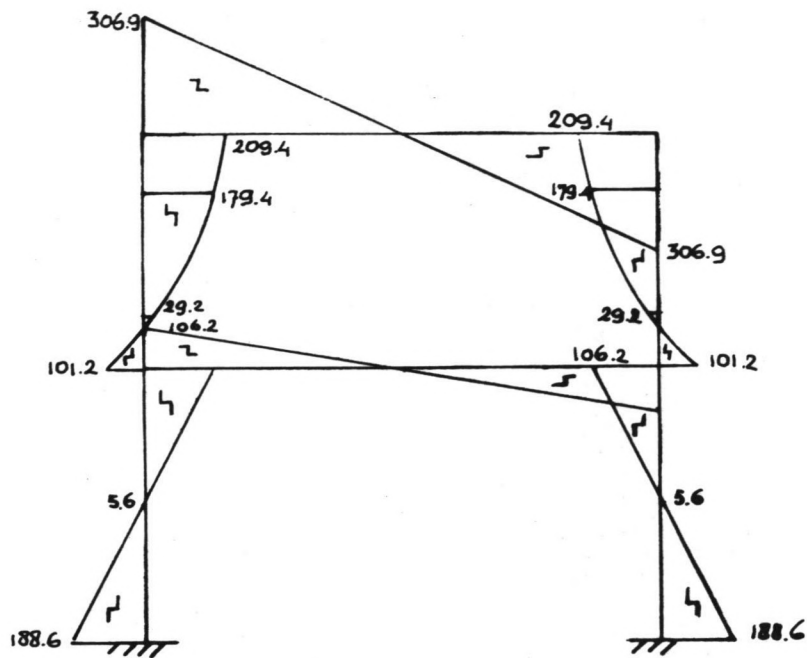


fig. 51

DWARSKRACHT LJN BOUWFASE II BELASTING GEVAL 1

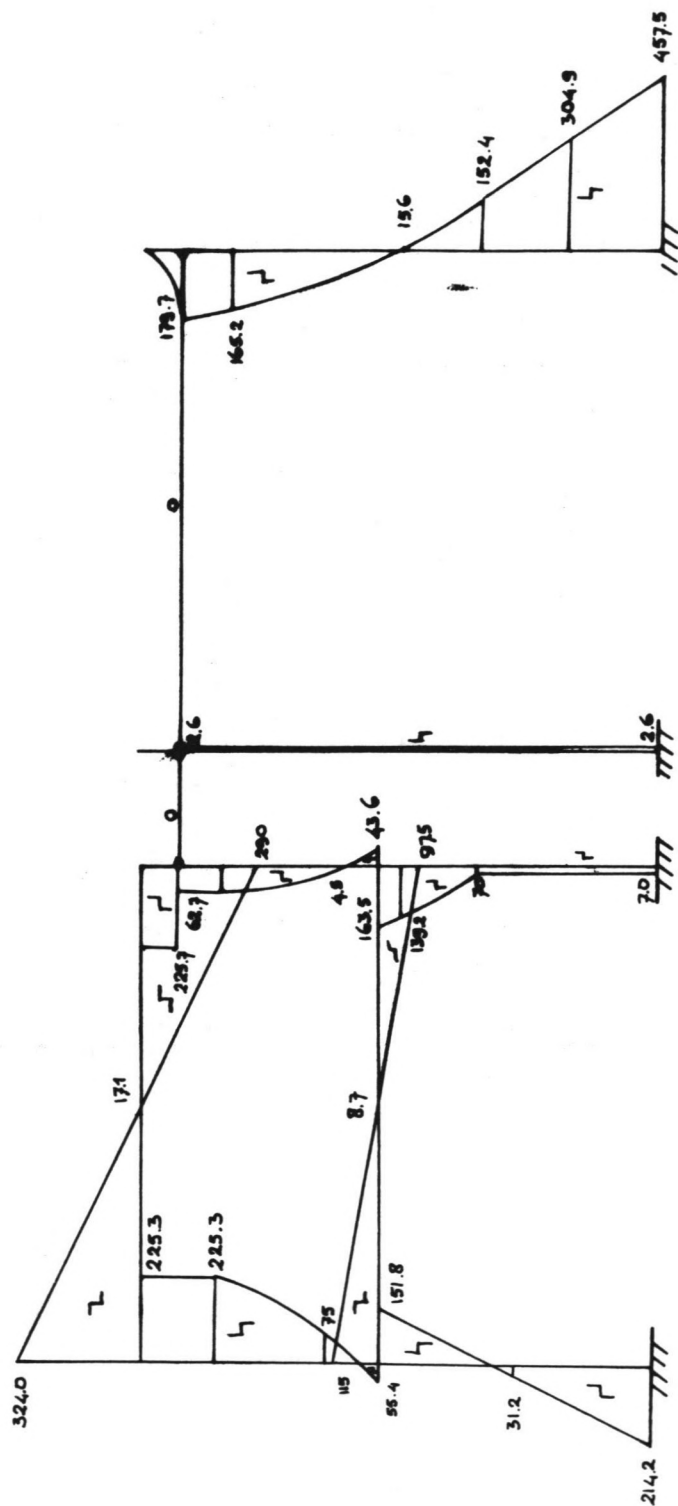


fig. 52

TOENAME DWARSKRACHT LUN

BOUWFASE II BEL GEVAL 2 = BOUWFASE II BEL GEVAL 1 + TOENAME

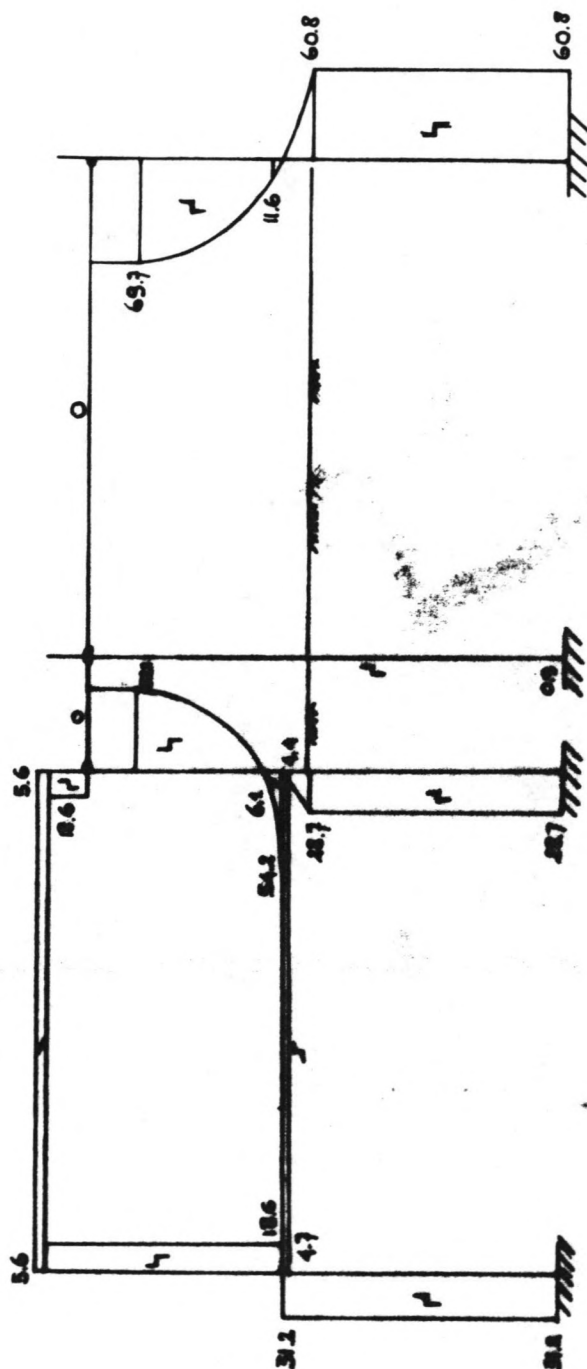


fig.53

DWARSKRACHT LUN BOUWFASE I BELASTING GEVAL 3

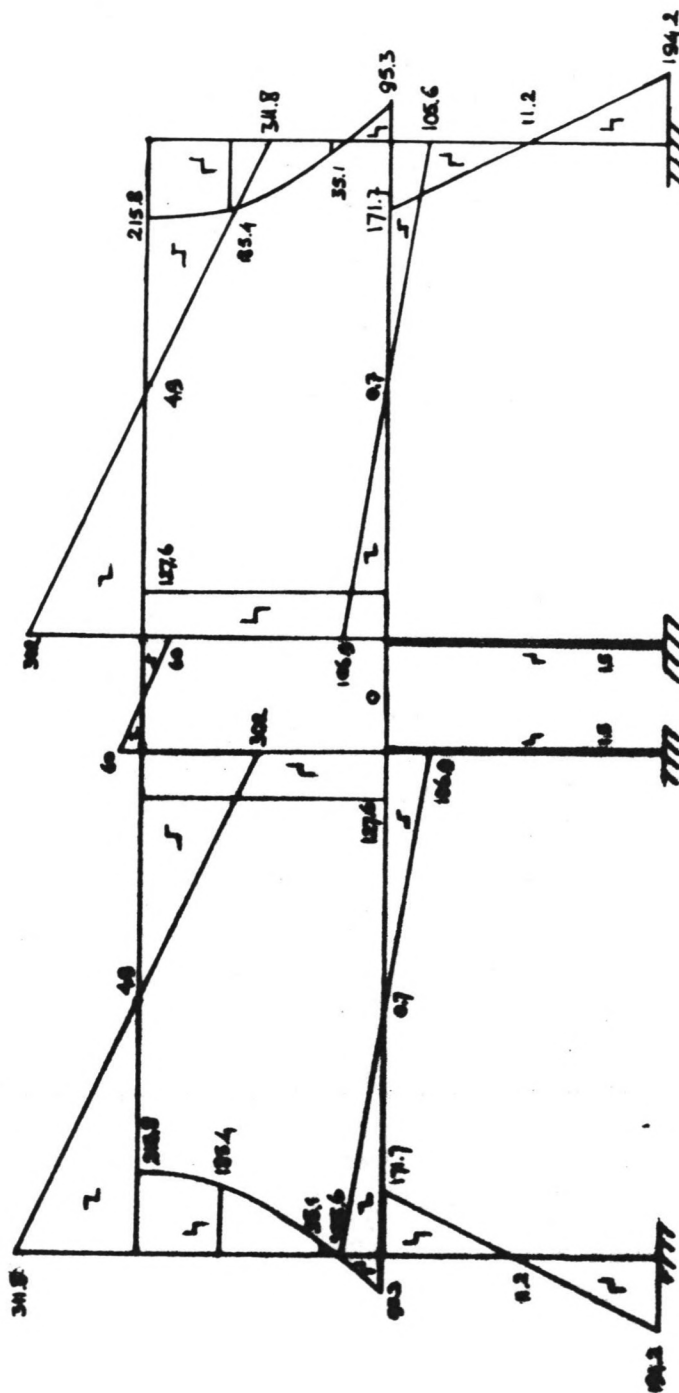


fig. 54

TOTALE REAKTIE KRACHTEN OP DE STEUNPUNTEN

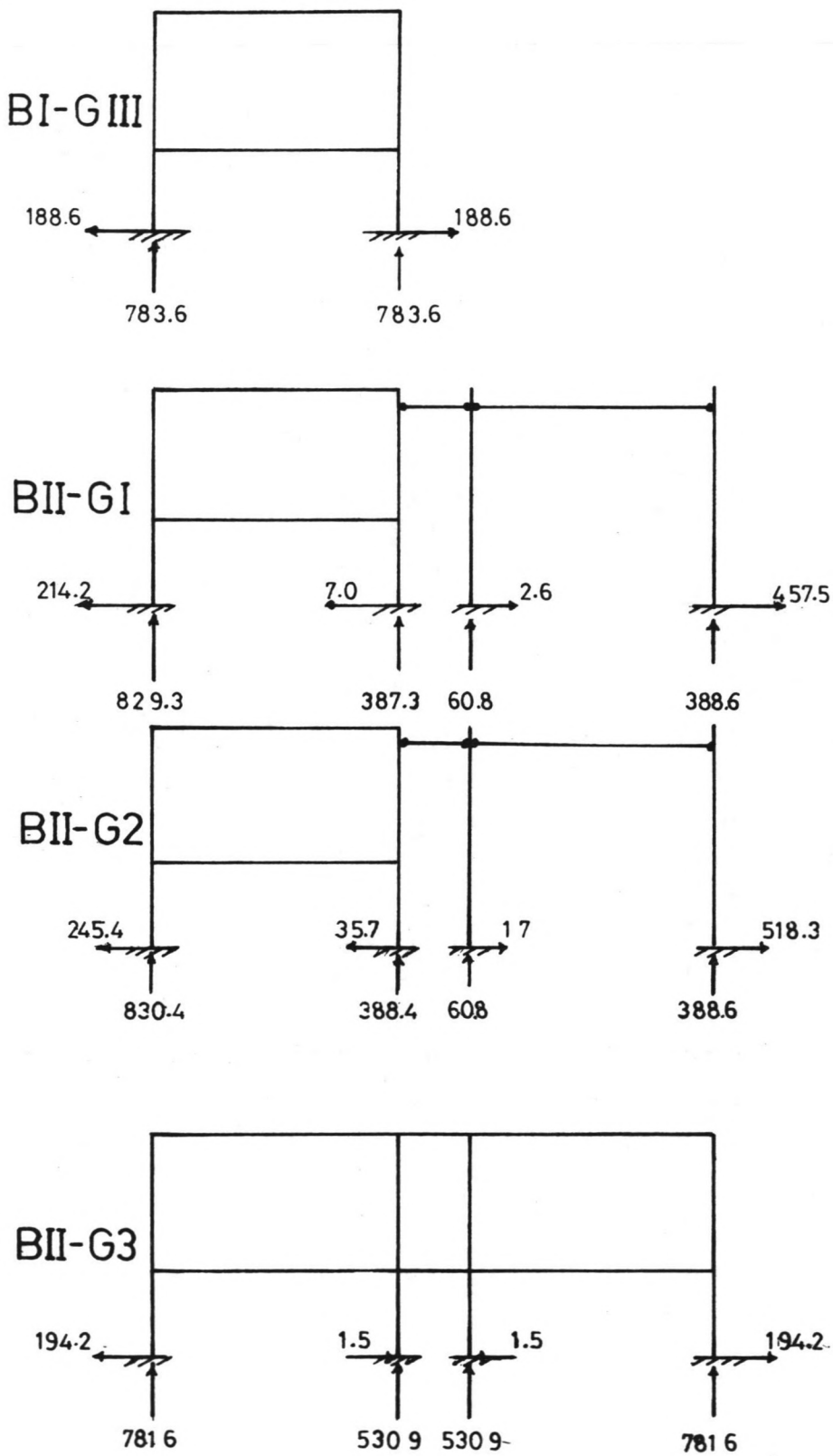


fig. 55

Voor de dimensionering van de elementen wordt gebruik gemaakt van de lineaire elasticiteitstheorie (LE).

Deze theorie hanteert de volgende grondslagen:

- lineair elastisch materiaalgedrag (konstante E)
- ongescheurde doorsnede $E_b = E'_b$ ($E_{b \text{ trekzone}} = E_{b \text{ mod drukzone}}$).
- homogeen materiaal (verwaarlozen van de wapeningdoorsnede).

Er wordt een betonkwaliteit B30 en staalkwaliteit FeB 400 toegepast (zie fig. 56 en fig. 57).

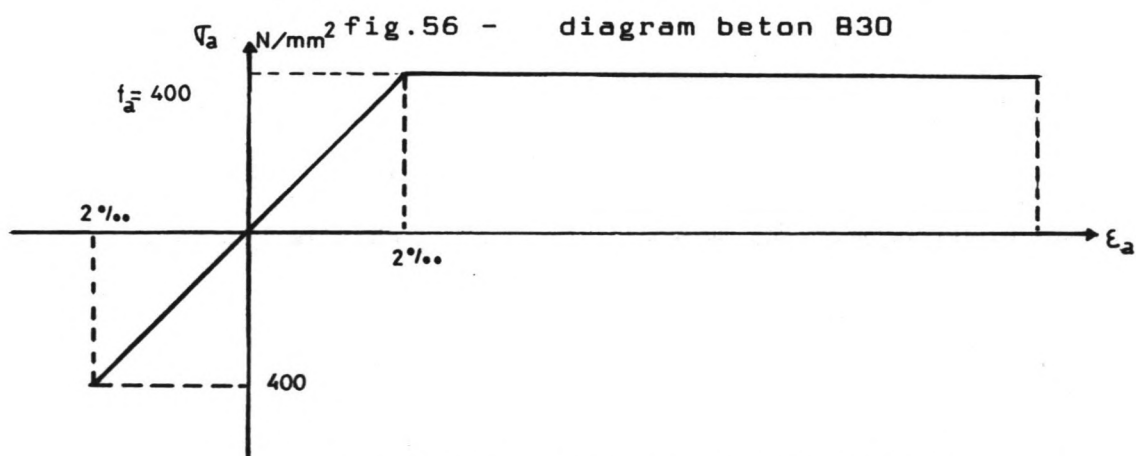
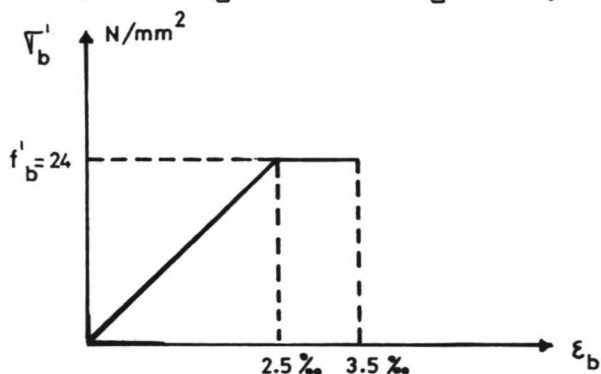


fig.57 - diagram staal FeB 400

Volgens NEN art. A204.5.1.a geldt:

$$f'_b = f'_{bk} \text{ voor } N'_d \leq 0.1 \cdot A_b \cdot f'_b$$

De grootste optredende reactie kracht = 830.42 kN/m'.

$$\begin{aligned} N'_d &\leq 0.1 \cdot A_B \cdot F'_B \\ &\leq 0.1 \cdot 1 \cdot 24000 \\ &\leq 2400 \text{ kN (q.e.d)} \end{aligned}$$

Alvorens de sterkteberekening te starten, wordt een vergelijking van de momentenlijnen noodzakelijk geacht. Er wordt een wapenings berekening opgezet die als invoer gegevens de maximale momenten hanteert.

Art A401.2.2 V.B 1974 : bij de dimensionering voor de gebruiks periode geldt, dat alle constructies en constructiedelen moeten worden berekend met : $T=1.7$, terwijl voor de periode van de uitvoering geldt : $T = 1.4$

De wapening is met behulp van de tabel 11.3.d van G.T.B 1974 bepaald.

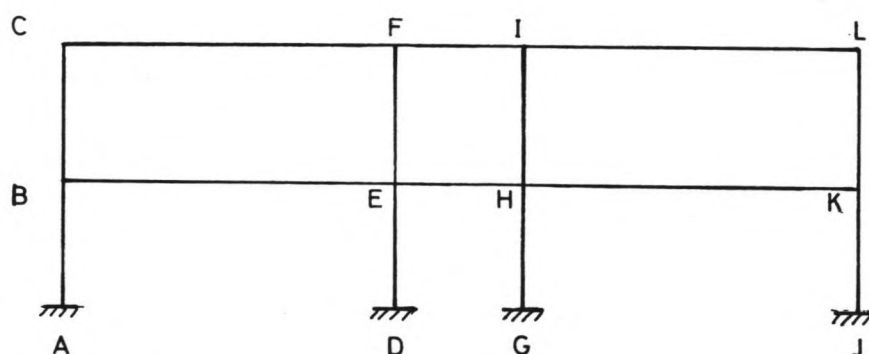


Fig 58

Alle $h_t = 1000\text{mm}$. Dekking geschat = 50mm. Wapening $\phi 25$
 $h = 1000 - 50 - 16 = 934\text{mm}$

Volgens Art E.710.3.1 V.B '74 maximum wapening afstand in de wand $h.o.h = 250\text{ mm}$. Uit Art E.710.3.1 V.B '74 voor waterkerende wanden wordt aanbevolen de afstand van de wapening staven te beperken tot ten hoogste 200mm $h.o.h$. Bovendien volgens art E.710.4 V.B '74 moet over het gehele oppervlak aan beide zijden een wapeningsnet aanwezig zijn.

Staaf JK1 (zie fig.58)

hoekpunt J

$$M = 911.23 \text{ kNm/m'} \text{ (B II G 2)} . M_u = 1.4 \cdot 911.23 = 1276 \text{ kNm/m'}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{1276}{1 \cdot 0.934^2} = 1462 \quad w_o = 0.38\%$$

$$A_o = w_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 3549\text{mm}^2 . \quad (\phi 25 - 135)$$

veld JKL

$$M = 918.99 \text{ kNm/m'} \text{ (B II-G 2)} . M_u = 1.4 \cdot 918.99 = 1287 \text{ kNm/m'}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{1287}{1 \cdot 0.934^2} = 1475 \quad w_o = 0.38\%$$

$$A_a = w_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 3549 \text{ mm}^2. \quad (\emptyset 25-135)$$

hoekpunt L

$$M = 608.74 \text{ kNm/m}' \text{ (B II G 3)}. \quad M_u = 1.7 \cdot 609 = 1035 \text{ kNm/m}'$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{1035}{1 \cdot 0.934^2} = 1186 \quad w_o = 0.31\%$$

$$A_a = 0.31 \cdot 1 \cdot 0.934 \cdot 10^4 = 2895 \text{ mm}^2. \quad (\emptyset 25-165)$$

staaf GHI

hoekpunt G idem J

M_veld GHI idem JKL

hoekpunt I :

$$M = 588.24 \text{ kNm/m}' \text{ (B I G 3)}$$

$$M_u = 1.7 \cdot 588.24 = 1000 \text{ kNm/m}'$$

$$\frac{M_u}{b h^2} = \frac{1000}{1 \cdot 0.934^2} = 1146$$

$$w_o = \left(\frac{146}{200} \cdot 0.06 \right) + 0.25 = 0.29\%$$

$$A_a = 0.29 \cdot 1 \cdot 0.934 \cdot 10^4 = 2709 \text{ mm}^2 \quad (\emptyset 25 - 180)$$

staaf D E F idem G H I

staaf A B C idem J K L

staaf C F

Volgens art E.709.3.1 V.B '74 h.o.h hoofdwapening in de vloer maximum 250 mm. Bovendien volgens art E.709.5 over het gehele oppervlak een onder- en bovennet aanwezig zijn met staaf afstanden van ten hoogste 250 mm h.o.h.

hoekpunt C

$$M = 608.74 \text{ kNm/m}'$$

$$M_u = 1035 \text{ kNm/m}'$$

$$\frac{M_u}{b h^2} = \frac{1035}{1 \cdot 0.934^2} = 1186$$

$$w_o = 0.31\%$$

$$A_a = 2895 \text{ mm}^2 \quad (\emptyset 25 - 165)$$

veld C F

$$M_{\text{veld}} = 464.32 \text{ kNm/m'}$$

$$M_u = 1.7 \cdot 464.32 = 789 \text{ kNm/m'}$$

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{789}{1 \cdot 0.934^2} = 904 \quad w_o = 0.23\%$$

$$A_a = 2148 \text{ mm}^2 \text{ (} \emptyset 25 - 225 \text{)}$$

hoekpunt F idem hoekpunt I

staaf B E

hoekpunt B

$$M = 246.4 \text{ kNm/m' (B II G 3)}$$

$$M_u = 1.7 \cdot 246.4 = 419 \text{ kNm/m'}$$

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{419}{1 \cdot 0.934^2} = 480 \quad w_o = 0.12\%$$

$$w_{\min} = 0.15\%$$

$$A_a = 0.15 \cdot 1 \cdot 0.934 \cdot 10^4$$

$$= 1401 \text{ mm}^2 \text{ (} \emptyset 25 - 350; \text{ minimum echter 250mm h.o.h)}$$

veld B F

$$M = 202.5 \text{ kNm/m' (B I G 3)}$$

$$w_{\min} = 0.15\% \text{ (} \emptyset 25 - 250 \text{)}$$

hoekpunt E

$$M = 246.44 \text{ kNm/m'}$$

$$M_u = 1.7 \cdot 246.44 = 418.95 \text{ kNm/m'}$$

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{419}{1 \cdot 0.934^2} = 480 \quad w_o = 0.12\%$$

$$w_{\min} = 0.15\% \text{ (} \emptyset 25 - 250 \text{)}$$

staaf F I en E H

$$w_{\min} = 0.15\% \text{ (} \emptyset 25 - 250 \text{)}$$

Berekening dwarskrachtwapening.

De maximum dwarskracht treedt op de inklemming van de diepwand.

$$T = 518.3 \text{ kN/m' (B II G 2)}. \text{ Volgens art A 401.2.2 V.B. '74:}$$

$$T = 1.4 \quad T_d = 1.4 \cdot 518.3 = 725.6 \text{ kN/m'}$$

$$\tau_1 = 0.5 \cdot f_b = 0.5 \cdot 1.5 = 0.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_2 = 0.25 f'_{bk} = 0.25 \cdot 24 = 6 \text{ N/mm}^2$$

De drukzone kan een dwarskracht overdragen van $T_1 =$

$$\tau_1 \cdot b \cdot h = 0.75 \cdot 1000 \cdot 934 = 700.5 \text{ kN/m'}$$

$$\tau_d = \frac{T}{b \cdot h} = \frac{725.6}{1000 \cdot 934} = 0.78 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 < \tau_d < \tau_2$$

y = de lengte waarover $\tau_d > \tau_1$

$$y = 0.28 \text{ m} \quad z = 0.9 h$$

$$A_a = \frac{(\tau_d - \tau_1) \cdot b \cdot h \cdot y}{z \cdot f_a} = \frac{(0.78 - 0.75) \cdot 1/2 \cdot 1000 \cdot 934 \cdot 280}{0.9 \cdot 934 \cdot 400} = 11.67 \text{ mm}^2$$

volstaan met 1 $\emptyset 6$ met afstand 140 mm van de inklemming.

De rest van de doorsnede heeft geen dwarskracht wapening

nodig ($\tau_d < \tau_1$)

DE VOETWEERSTAND VAN DE DIEPWAND

Deze is opgebouwd uit 3 factoren n.l:

1. bijdrage van de voetbreedte b : $b \cdot (\tau_2 - \tau_w) \cdot \lambda_b \cdot v_b$
2. bijdrage van de aanlegdiepte d : $d \cdot (\tau_1 - \tau_w) \cdot \lambda_d \cdot v_d$
3. bijdrage van de cohesieve eigenschappen van de grond onder de voet c : $c \cdot \lambda_c \cdot v_c$

De voetweerstand van de diepwand :

$$b \cdot (\tau_2 - \tau_w) \cdot \lambda_b \cdot v_b + d \cdot (\tau_1 - \tau_w) \cdot \lambda_d \cdot v_d + c \cdot \lambda_c \cdot v_c$$

waarbij :

b : voetbreedte diepwand.

d : aanleg diepte diepwand.

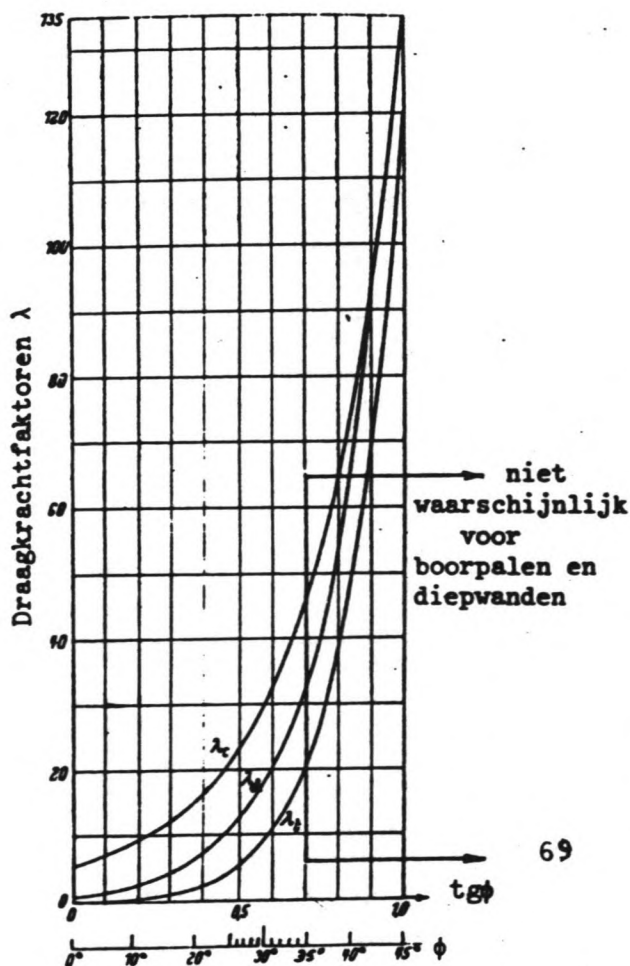
c : cohesie van de grond onder de voet.

τ_1 : volume gewicht van de grond boven het voetriveau.

τ_2 : volume gewicht van de grond onder het voetriveau.

$\lambda_b, \lambda_d, \lambda_c$: draagkrachtfactoren die worden bepaald m.b.v. een grafiek of tabel volgens [1].

v_b, v_c, v_d : vormfactoren als aangegeven in de tabel



vorm van het draagvlak	vormfactor	
	v_d, v_c	v_b
strook	1,0	1,0
rechthoek	$1 + 0,3 \cdot \frac{b}{a}$	$1 - 0,3 \cdot \frac{b}{a}$
vierkant en cirkel	1,3	0,7

ϕ	λ_d	λ_c	λ_b
0°	1,0	3,1	0,0
5°	1,6	6,5	0,1
10°	2,5	8,3	0,2
15°	3,9	11,0	0,7
20°	6,4	14,8	1,8
22,5°	8,2	17,5	2,7
25°	10,7	20,7	4,1
27,5°	13,9	24,9	6,1
30°	16,4	30,1	9,0
32,5°	24,6	37,0	13,6
35°	33,3	46,1	20,4
37,5°	45,8	58,4	31,0
40°	64,2	75,3	47,7
42,5°	91,9	99,2	75,0
45°	134,9	133,9	120,5

↓ niet waarschijnlijk

De diepwanden worden gefundeerd in de draagkrachtige zandlagen. Dit heeft tot gevolg dat de bijdrage van de cohesie c verwaarloosbaar.

Volume gewicht zand onder het voetniveau $\tau_2 = 20 \text{ kN/m}^3$, de hoek inwendige wrijving $\bar{\varphi}' = 30^\circ$, $\lambda_d = 9.0$

- Bijdrage van de voetbreedte =

$$1 \cdot (20 - 10) \cdot 9 \cdot 1 = 90 \text{ kN/m}^2$$

- Bijdrage van de diepwand boven de ontgravingen aan de buiten zijde van de tunnelmuur (één zijde) =

$$d (\tau_1 - \tau_w) \lambda_d \cdot \nu_d$$

met:

$$d = 0.62 \text{ m}, \bar{\varphi}' = 30^\circ (\text{zand}), \lambda_d = 18.4$$

$$= 0.62 (20 - 10) 18.4 \cdot 1 = 114.45 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 2.25 \text{ m}, \bar{\varphi}' = 23.67^\circ (\text{leem met kleilaagjes}), \lambda_d = 9.04$$

$$= 2.25 (20.33 - 10) 9.04 \cdot 1 = 210.11 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 2.63 \text{ m}, \bar{\varphi}' = 30^\circ (\text{zand}), \lambda_d = 18.4$$

$$= 2.63 (20.17 - 10) 18.4 \cdot 1 = 492.14 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 0.42 \text{ m}, \bar{\varphi}' = 20^\circ (\text{veen}), \lambda_d = 6.4$$

$$= 0.42 (11.85 - 10) 6.4 \cdot 1 = 4.97 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 2.45 \text{ m}, \bar{\varphi}' = 30^\circ (\text{leem met zandlaagjes}), \lambda_d = 18.4$$

$$= 2.45 (21.41 - 10) 18.4 \cdot 1 = 514.36 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 0.878 \text{ m}, \bar{\varphi}' = 29.13^\circ (\text{klei}), \lambda_d = 16.83$$

$$= 0.878 (19.97 - 10) 16.83 \cdot 1 = 147.32 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{totaal} = 1483.35 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Bijdrage van één zijde} = 0.5 \cdot 1483.35 = 741.675 \text{ kN/m}^2$$

- Bijdrage van de aanlegdiepte onder de ontgravingsniveau:

$$d = 1.082 \text{ m}, \bar{\varphi}' = 24.33^\circ (\text{klei}), \lambda_d = 10.03$$

$$= 1.082 (19.97 - 10) 10.03 \cdot 1 = 111.11 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 3.168 \text{ m}, \bar{\varphi}' = 30^\circ (\text{zand}), \lambda_d = 18.4$$

$$= 3.168 (20 - 10) 18.4 \cdot 1 = 582.91 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{totaal} = 694.02 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Totale voetweerstand} = 90 + 741.68 + 694.02$$

$$= 1525.7 \text{ kN/m}^2$$

A diepwand doorsnede/m' = 1 m²

Voetweerstand van de diepwand/m' $P_v = 1525.7 \cdot 1 = 1525.7$ kN

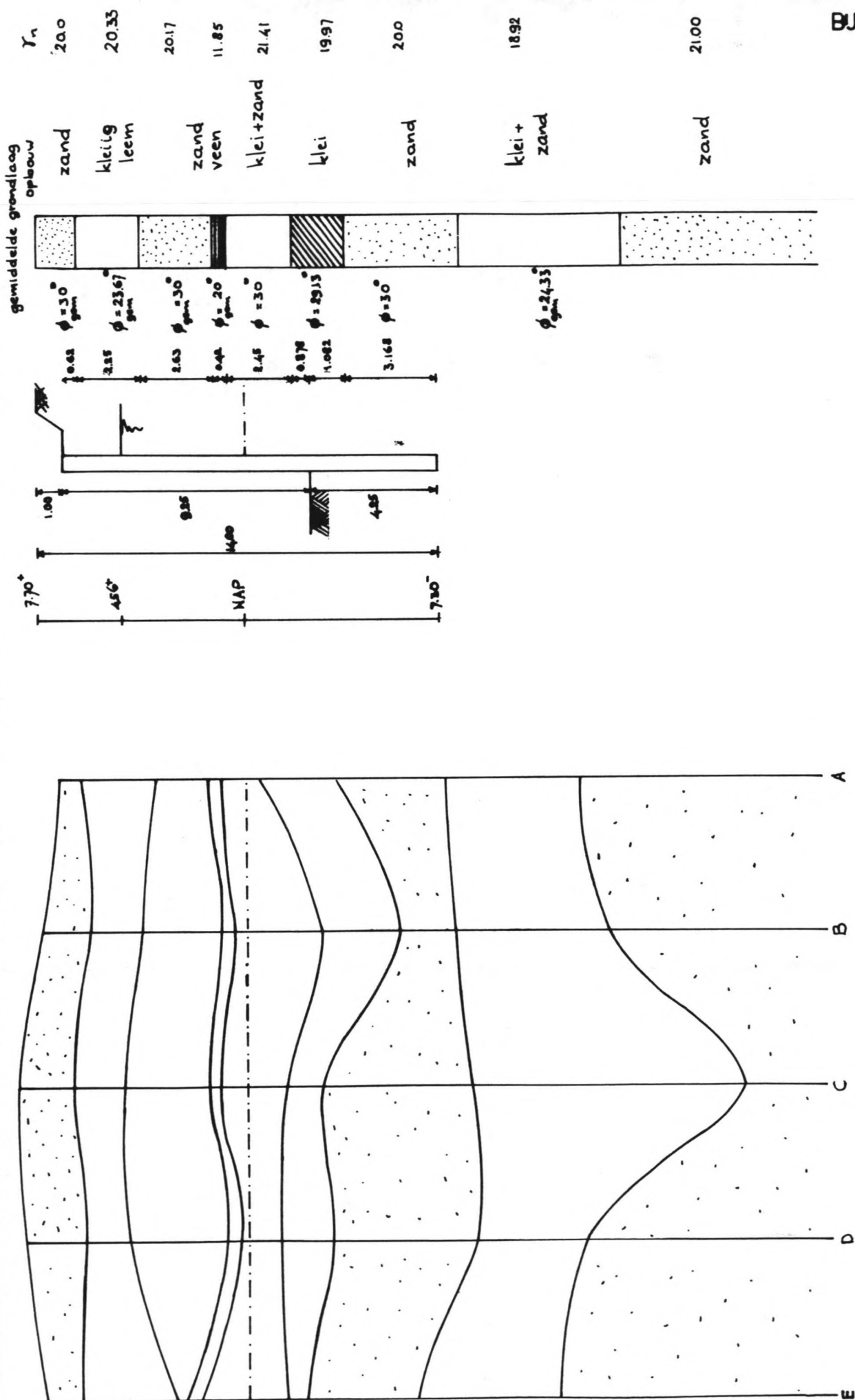
De grootste kracht/m' die optreedt in de steunpunt is :

830.42 kN. De veiligheid $T = \frac{1525.7}{830.42} = 1.84$

LITERATUUR

1. ir. H.J.W. Riethoff: Funderingstechnieken.
2. ir. H.J.W. Riethoff: Funderings en constructie.
3. T.H Delft: Berekenings methode damwanden.
4. prof.ir. A. Glerum: Waterbouwkundige constructie.
5. KIVI Rapport: Methoden ter voorkoming van opdrijving van constructie in grondwater.
6. CUR rapport 56: Onderwaterbeton.
7. CUR rapport 102: Gewapend onderwaterbeton.
8. G.N.Smith and E.L.Pole: Elements of foundation design, 1980.
9. KIVI Sectie tunneltechniek: Kostenaspecten tunnelbouw, 1973.
10. Pt Bouwkunde wegen en waterbouw 34: Tunnelbouw methode met de schildmethode, 1979.
11. prof. ir. A.F. van Weele: Moderne funderingstechnieken.

SCHEMATISCHE GRONDLAGENOPBOUW AAN DE HAND V/D BORINGEN IN HET BESCHOUWDE TUNNEL TRACE




```

210 U = P + Q + R + S
220 Y = P * 0.5 * C + Q * 2/3 * C + R * ( T/2 + C ) +
      S * ( 2/3 * T + C )
230 W = Y / U
240 EP = F * 0.5 * X
250 Z = - EP * ( H - SH + 2/3 * X ) + U * ( W - SH )
260 PRINT " Iter x = " ; X ; " z = " ; Z
270 IF Z < 0.01 THEN 290 ELSE 280
280 NEXT X
290 PRINT " Waarde x = " ; X

```

INVOERGEGEVENS:

```

D      = 1m
GD     =  $\gamma_d$  = 16 kN/m3
LBA    =  $\lambda_d$  = 0.333
LBP    =  $\lambda_a$  = 3
GWS    = 3.14mp
GN     =  $\gamma_n$  = 21 kN/m3
GW     =  $\gamma_w$  = 10 kN/m3
H      = 9.25mw
SH     = 1.5m

```

PROGRAMMA " MOMENTEN LIJN BEREKENING "

(Voor de betekenis van de symbolen zie tekening op de
bijlage 1.1)

```

10 INPUT " D = ? " : D
20 INPUT " GD = ? " : GD
30 INPUT " LBA = ? " : LBA
40 INPUT " LBP = ? " : LBP
50 INPUT " GWS = ? " : GWS
60 INPUT " GN = ? " : GN
70 INPUT " GW = ? " : GW
80 INPUT " H = ? " : H
90 INPUT " SH = ? " : SH
100 INPUT " X = ? " : X
110 A = D * GD * LBA
120 C = GWS - D
130 B = C * LBA * GD
140 T = H + X - C
150 E = ( GN - GW ) * T * LBA
160 F = ( GN - GW ) * X * LBP
170 P = A * C
180 Q = 1/2 * B * C
190 R = ( A + B ) * T
200 S = 0.5 * T * E
210 U = P + Q + R + S
220 Y = P * 0.5 * C + Q * 2/3 * C + R * ( T/2 + C ) +
      S * ( 2/3 * T + C )
230 W = Y / U
240 EP = F * 0.5 * X
250 FOR Q = 0 TO 24 STEP 0.1
260 FS = U - EP
270 MS = FS * ( Q - SH )
280 IF SH <= C THEN 290 ELSE 430
290 IF Q <= SH THEN 300 ELSE 320
300 GOSUB 590
310 GOTO 560
320 IF Q <= C THEN 330 ELSE 360

```

```

330 GOSUB 590
340 M = M - MS
350 GOTO 560
360 GOSUB 630
370 IF Q >= H THEN 380 ELSE 410
380 GOSUB 690
390 M = M - MS - MP
400 GOTO 560
410 M = M - MS
420 GOTO 560
430 IF Q <= SH THEN 510 ELSE 440
440 GOSUB 630
450 IF Q >= H THEN 460 ELSE 490
460 GOSUB 690
470 M = M - MS - MP
480 GOTO 560
490 M = M - MS
500 GOTO 560
510 IF Q <= C THEN 520 ELSE 540
520 GOSUB 590
530 GOTO 560
540 GOSUB 630
550 GOTO 560
560 PRINT " y1 = " ; Q ; TAB ( 15 ) ; " M = " ; M
570 NEXT Q
580 END
590 EAA = A * Q
600 EAB = 1/2 * Q ^ 2 * LBA * GD
610 M = EAA * 1/2 * Q + EAB * 1/3 * Q
620 RETURN
630 EAA = A * C
640 EAB = 1/2 * B * C
650 EAC = ( A + B ) * ( Q - C )
660 EAD = 1/2 * ( Q - C ) ^ 2 * ( GN - GW ) * LBA
670 M = EAA * ( Q - 1/2 * C ) + EAB * ( Q - 2/3 * C ) +
      1/2 * EAC * ( Q - C ) + EAD * 1/3 * ( Q - C )
680 RETURN

```

$$690 \quad L = Q - H$$

$$700 \quad RP = 1/2 * (GN - GW) * L ^ 2 * LBP$$

$$710 \quad MP = 1/3 * L * RP$$

720 RETURN

INVOERGEGEVENS:

$$D = 1m$$

$$GD = \tau_d = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$LBA = \lambda_d = 0.333$$

$$LBP = \lambda^a = 3$$

$$GWS = 3.14m^p$$

$$GN = \tau_n = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$GW = \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$H = 9.25m$$

$$SH = 1.5m$$

$$X = 4.75m$$

