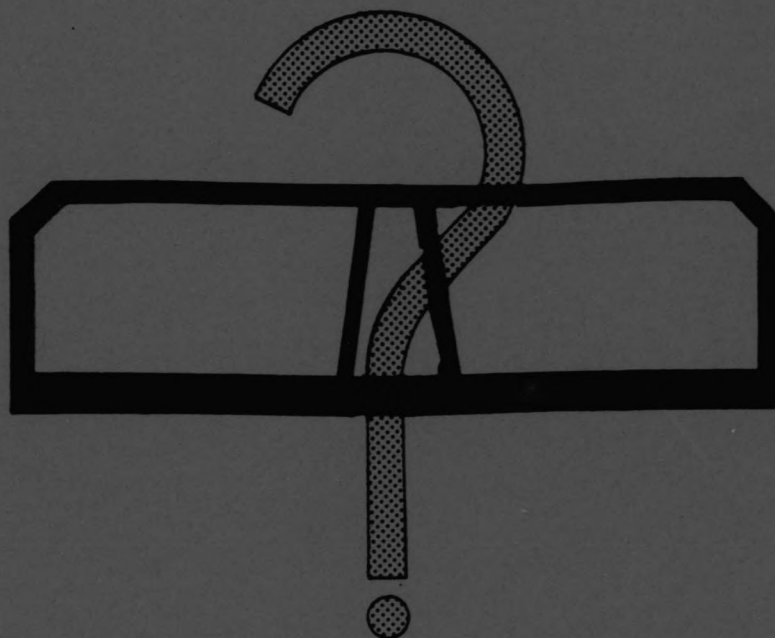


7.571.c



TOEPASBAARHEID VAN HET NOORD-PROFIEL VOOR EEN TWEEDE BENELUXTUNNEL.

DEEL 1: RESULTATEN

M.T.A. SCHEP
F.A.M. VERZANTVOORT

MEI 1986



rijkswaterstaat

 **TH Delft**

Technische Hogeschool Delft

Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Betonconstructies

1.0 SAMENVATTING

Dit deel van het afstudeerwerk bevat de deelstudie beton. Het doel van deze deelstudie is te onderzoeken in hoeverre het Noord-profiel bruikbaar is voor een tweede Beneluxtunnel. Om de bruikbaarheid na te gaan zijn een aantal varianten doorgerekend in gewapend en voorgespannen beton.

In de licht belaste tunneldoorsneden, langs de rivieroever, geeft een uitvoering in gewapend beton geen problemen.

Voor de zwaarst belaste doorsneden, in het midden van de river, is de uitvoering in gewapend beton erg problematisch. Om de hoeveelheid wapening te reduceren wordt het profiel aangepast. De aanpassing bestaat uit een verdikking van het dak met 0.2m, terwijl de vloer 0.2m dunner wordt uitgevoerd.

Bij uitvoering van het aangepaste profiel in gewapend beton blijkt naast veel langswapening een flinke hoeveelheid beugelwapening nodig te zijn.

Een betere oplossing is in dit geval een uitvoering in gedeeltelijk voorgespannen beton. Bij een juiste keuze van de hoeveelheid voorspanning is het mogelijk de beugelwapening geheel achterwege te laten, terwijl de scheurwijdte in de gebruikstoestand minimaal is. De veiligheid tegen bezwijken blijft groter dan 1.7.

2.0 INHOUD

	blz.
1.0 SAMENVATTING	1
2.0 INHOUD	2
3.0 VOORWOORD	4
4.0 VOOR HET VERSLAG GEKOZEN OPBOUW	5
5.0 HET PROFIEL	6
5.1 Keuze van het profiel voor de Tweede Beneluxtunnel	6
5.2 De gebruikte programmatuur	6
5.3 De schematisatie van het profiel	6
6.0 DE BELASTINGEN OP DE TUNNEL	12
6.1 Algemeen	12
6.2 Het eigen gewicht	12
6.3 De waterbelasting	13
6.4 De grondbelasting	18
6.5 De belasting van de vloer door de reaktiekrachten	19
6.6 De explosiebelasting	20
6.7 Vollopen van een tunnelbuis	21
6.8 Ballast	21
6.9 Verwaarloosde belastingen	21
6.10 De mogelijke belastingscombinaties	21
6.11 De uitvoer	24
7.0 CONTROLE VAN DE VLASKO-UITKOMSTEN	29
7.1 Algemeen	29
7.2 De momenten en de dwarskrachten	34
7.3 De reaktiekrachten	36
8.0 UITKOMSTEN EN CONCLUSIES VAN DE GEWAPEND BETON BEREKENINGEN	37
8.1 Algemeen	37
8.2 De opzet van de berekening	38
8.3 De berekeningsresultaten voor het Noord-profiel	42
8.3.1 uitgangspunten B30 en FEB400	42
8.3.2 uitgangspunten B37.5 en FEB400	48
8.3.3 uitgangspunten B37.5 en FEB500	49
8.3.4 eindconclusie Noord-profiel	49
8.4 De berekeningsresultaten voor het aangepaste Noord-profiel	50
8.4.1 uitgangspunten B37.5 en FEB400	50
8.4.2 uitgangspunten B37.5 en FEB500	59
8.4.3 eindconclusie aangepast profiel	60
8.4.4 detaillering definitieve dwarskrachtwapening	62
8.5 De doorsnede berekeningen bij het aangepaste profiel	
in de middendoorsnede	63
8.5.1 doorsnede 1	63
8.5.2 doorsnede 2	65
8.5.3 doorsnede 3	65

	blz.	
8.6	Vergelijking van de scheurwijdteberekening volgens de UB'84 en de trekbandmethode voor de aangepaste dak- ligger in de middendoorsnede	66
8.7	De dwarskrachtwapening	67
8.7.1	vergelijking van de hand-en waproberekening voor de dwarskrachtwapening volgens de INO-IBBC methode	67
8.7.2	vergelijking van de INO-IBBCmethode met de methode volgens de UB'84	70
9.0	BEREKENING VOORGESPANNEN BETON	76
9.1.	Algemeen	76
9.2.	Kabelliging	76
9.3.	Volledig voorgespannen beton berekeningen	77
9.3.1.	Noord-profiel zonder wrijvingsverliezen	81
9.3.2.	Aangepast profiel inclusief wrijvingsverliezen	84
9.3.3.	Eindconclusies volledig voorgespannen beton berekeningen	89
9.4.	Gedeeltelijk voorgespannen beton berekening	91
9.4.1.	Algemeen	91
9.4.2.	Berekening op dwarskracht	93
9.4.3.	Uitwerking variant gedeeltelijk voorgespannen beton	93
9.4.4.	Conclusies	101
9.5.	Detaillering dak gedeeltelijk voorgespannen middendoorsnede	102
10.0	CONCLUSIES	105

3.0. VOORWOORD.

Dit rapport is geschreven in het kader van een afstudeerproject aan de T.H., afdeling Civiele Techniek, te Delft.

In 1983 ontstond het idee om niet, als enige jaren daarvoor op de H.T.S., een afstudeeronderwerp te kiezen dat na beëindiging als een papieren tijger de kast in zou gaan. We wilden daarom in de praktijk afstuderen. De vakgroep Constructieve Waterbouw kon dit idee wel waarderen. De afspraak die bij de vakgroep werd gemaakt, was dat we zelf voor afstudeerplaatsen zouden zorgen.

Diverse instanties en bedrijven werden aangeschreven. Een van de daaruit voortgekomen reacties was afkomstig van Rijkswaterstaat Directie Sluizen en Stuwen. Deze directie bood ons de mogelijkheid om binnen hun organisatie af te studeren in de vorm van een stage van een jaar. De onderwerpen, met name op het gebied van de tunnelling, waren dermate interessant, dat we besloten op dit aanbod in te gaan.

We zijn Rijkswaterstaat Directie Sluizen en Stuwen, met name Ir. W. Stevelink, dankbaar voor de geboden mogelijkheden. Binnen de afdeling tunnelling zijn we bijzondere dank verschuldigd aan de staf bestaande uit Ir. H. J. C. Oud, Ir. J. M. van Geest en Ing. A. Schouten voor de tijd die ze vrijmaakten voor de stafvergaderingen.

Veel dank gaat uit naar onze dagelijkse begeleider Ir. E. van de Graaf voor zijn nuttige suggesties en zijn opbouwende kritiek. Daarnaast hebben we bij het beton gedeelte veel steun gehad van Ir. G. M. Wolsink.

Onze dank gaat ook uit naar de afdeling Beton Constructies, speciaal naar Prof. Ir. A. Vos voor zijn begeleiding.

Tevens dank aan Ing. H. C. Jager voor zijn inbreng als begeleider van ons afstudeerwerk.

Tot slot bedanken we Liliane en Cattelijn voor hun steun en begrip.

Max Schep
Frits Verzantvoort

4.0 VOOR HET VERSLAG GEKOZEN OPBOUW.

In de navolgende hoofdstukken zal verder ingegaan worden op de mogelijke toepasbaarheid van het Noord-profiel ter plaatse van de locatie voor de Tweede Beneluxtunnel.

De berekeningen op zich zijn als bijlagen toegevoegd. Dit verslag gaat in op de resultaten van die berekeningen en de daaraan verbonden conclusies.

In hoofdstuk 5 wordt ingegaan op het gekozen computerprogramma en de schematisatie van de tunneldoorsnede.

Hoofdstuk 6 besteed aandacht aan de diverse belastingen op de tunnel en de daar uit volgende maatgevende belastingscombinaties.

De uitkomsten van de berekeningen worden in hoofdstuk 7 op eenvoudige wijze gecontroleerd op invoer fouten en dergelijke.

Hoofdstuk 8 geeft de uitkomsten van de gewapend betonberekening weer. In dit hoofdstuk wordt er tevens aandacht besteed aan een aantal andere berekeningsmethoden voor de scheurwijdtecontrole en de dwarskrachtwapening.

Hoofdstuk 9 gaat voor hetzelfde profiel op de mogelijke toepassing van wapening in de vorm van voorspanning of een combinatie van voorspanning en passieve wapening.

Hoofdstuk 10 geeft de eindconclusie van het onderzoek naar de mogelijkheden van het Noordprofiel weer.

In figuur 4.1 is de indeling van het verslag nogmaals overzichtelijk weergegeven.

Wapenen van het Noordprofiel.	
	Schematisatie van de doorsnede (hfdst 5)
	De belastingen en de maatgevende belastingscombinaties (hfdst 6)
	Controle van de "ULASKO"-uitkomsten (hfdst 7)
	De gewapend betonberekening (hfdst 8)
	De voorgespannen betonberekening (hfdst 9)
	Conclusies (hfdst 10)

figuur 4.1 schematische indeling van het onderzoek naar de toepasbaarheid van het Noordprofiel ter plaatse van de locatie Benelux

5.0 HET PROFIEL

5.1 Keuze van het profiel voor de tweede beneluxtunnel.

De toekomstige tweede Beneluxtunnel wordt een 2 maal 3 strooks verkeerstunnel. De reeds bestaande tunnel is een 2 maal 2 strooks verkeerstunnel. Als uitgangspunt voor de verdere berekening is gekozen voor het profiel van de Noordtunnel. Met de bouw van die tunnel zal in de loop van 1986 worden begonnen. Deze tunnel heeft het meest optimale dwarsprofiel van vrije ruimte dat tot nu toe door Rijkswaterstaat directie Sluizen en Stuwen is ontwikkeld. De vorm en de afmetingen worden weergegeven in figuur 5.1.

5.2 De gebruikte programmatuur.

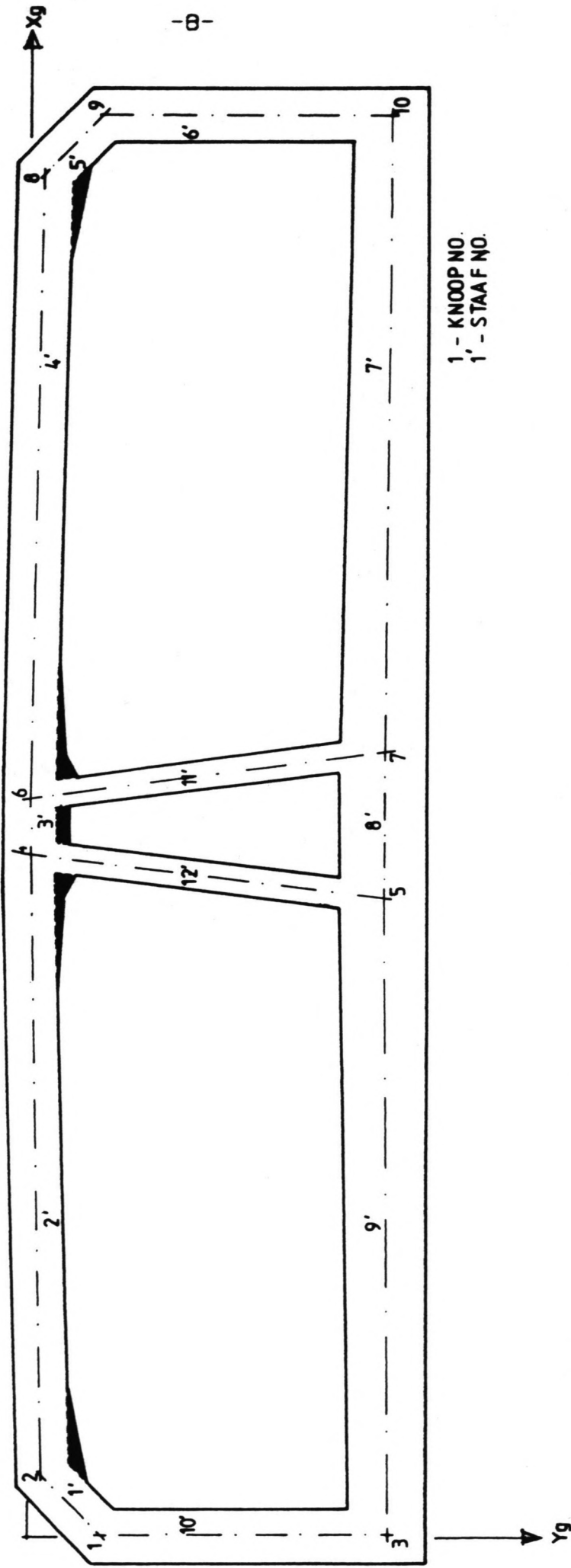
Voor de berekening van de krachtenverdeling in de doorsnede is gebruik gemaakt van de bij Rijkswaterstaat directie Sluizen en Stuwen aanwezige programmatuur. In dit geval het GENESYS-subsysteem "ULASKO". Met "ULASKO" kunnen vlakke staafkonstrukties op een vrij eenvoudige wijze worden berekend. "ULASKO" staat voor ULakke-Staaf-Konstrukties.

5.3 De schematisatie van het profiel.

Het genoemde profiel moet worden omgezet in een computerschematisatie. De doorsnede wordt opgedeeld in staven en knopen. Het aantal staven en knopen is daarbij in grote mate afhankelijk van de vorm van de doorsnede en van het doel van de berekening. In ons geval was het doel het maken van een ontwerpberekening. Het aantal staven en knopen is daarom beperkt gehouden. Dit houdt tevens in dat een aantal geometrische veranderingen niet in de schematisatie van de doorsnede tot uiting komen. In figuur 5.2 zijn de verwaarloosde delen donker weergegeven. Deze afwijkingen hebben tot gevolg dat de stijfheid ter plaatse van de inkomende wanden lager is dan in werkelijkheid.

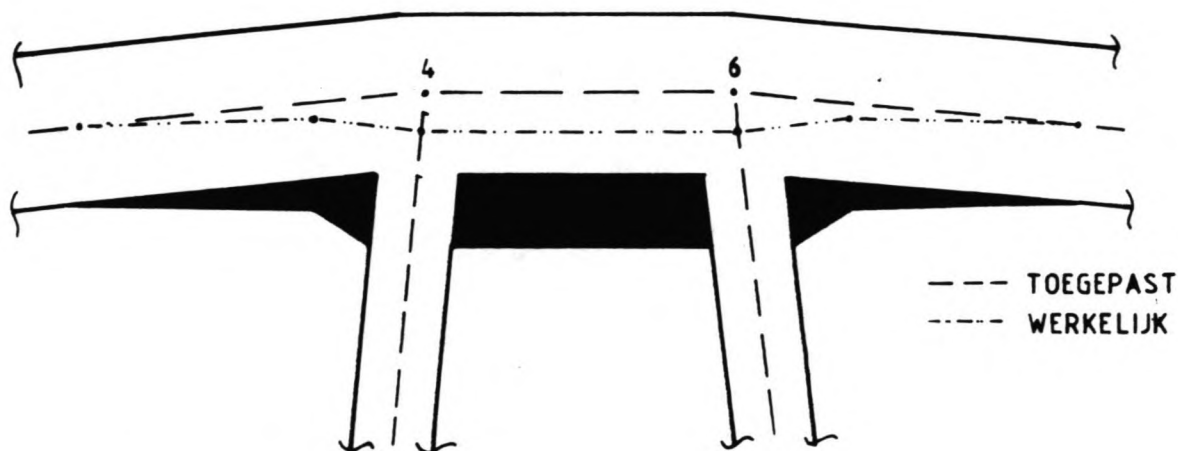
Bij het beschouwen van de uitkomsten moet vooral worden gekeken naar het gedeelte van het dak boven de binnenwanden, figuur 5.3. Het gedrag van de constructie daar ter plaatse kan niet goed worden voorspeld.

De knooppunten zijn aangegeven ten opzichte van een globaal assenstelsel. Het assenstelsel is weergegeven in figuur 5.2.



Figuur 5.2 de schematisering van het Noord-profiel.

Door het verschil in de knoopnummers tussen de afzonderlijke knopen zo klein mogelijk te houden kan op de rekentijd worden bespaard. Vooral bij grotere konstrukties is dit van belang. De nummering van de knopen is eveneens weergegeven in figuur 5.2.



figuur 5.3 de doorsnede ter plaatse van de tussenwanden.

De staven moeten zoveel mogelijk aansluitend worden opgegeven. Daarbij moet het laagste knoopnummer als uitgangspunt worden genomen. Dit in verband met de gewenste richting van het lokale assenstelsel. De staafnummering is weergegeven in figuur 5.2 (De van een ' voorziene waarden).

De staafkonstruktie moet van twee opleggingen worden voorzien. Deze zijn nodig om de konstruktie rekenkundig stabiel te maken. De beide opleggingen kunnen in principe overal onder de konstruktie worden geplaatst. Wij hebben gekozen voor de knopen "3" en "10". Ter plaatse van "3" kan de "vaste" oplegging krachten opnemen in de "x" en de "y" richting van het globale assenstelsel. Bij knoop "10" zit een "rol" oplegging die alleen krachten in de globale "y" richting op kan nemen.

De profielgegevens worden apart opgegeven. Daartoe worden de verschillende profielen apart genummerd. In dikte verlopende profielen zijn weer te geven door twee profieltypen onder een nummer aan te geven. De volgorde van de twee profieltypen moet overeenkomen met het lokale assenstelsel.

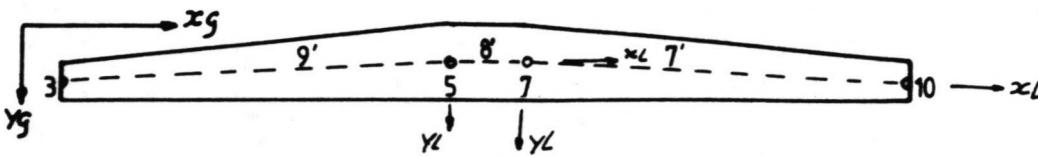
Bijvoorbeeld voor de doorsnede van figuur 5.4

nummer	doorsnede	traagheidsmoment
3	1.73 E6	4.33 E11
3	1.48 E6	2.70 E11

Dan geldt voor de invoer van de bovenstaande vloerdoorsneden.

staaf	van	naar	profiel
7'	7	10	3
9'	3	5	-3

De tot nu toe beschreven invoer is voor de door ons gebruikte schematisatie van het Noord-profiel weergegeven op de volgende bladzijde.



figuur 5.4 schematisatie tunnelvloer.

*TABLES

'COORDINATEN'

LINE	KNDDP	X	Y
0001			
0002	1	0.0	1.36
0003	2	0.94	0.28
0004	3	0.0	7.16
0005	4	14.17	0.0
0006	5	13.27	7.04
0007	6	15.34	0.0
0008	7	16.24	7.04
0009	8	28.56	0.28
0010	9	29.50	1.36
0011	10	29.50	7.16

'PROFIELGEGEVENS'

LINE	NUMMER	DDDRSN	TRM
0001			
0002	1	1.20E6	1.44E11
0003	2	1.22E6	1.51E11
0004	3	1.53E6	2.98E11
0005	3	1.28E6	1.75E11
0006	4	1.53E6	2.98E11
0007	5	0.50E6	1.04E10
0008	6	1.00E6	8.33E10

'STAVEN'

LINE	NUMMER	I	J	PROFIEL	AANSLUITING
0001					
0002	1	1	2	1	'VAST'
0003	2	2	4	2	'VAST'
0004	3	4	6	2	'VAST'
0005	4	6	8	2	'VAST'
0006	5	8	9	1	'VAST'
0007	6	9	10	6	'VAST'
0008	7	7	10	3	'VAST'
0009	8	5	7	4	'VAST'
0010	9	3	5	-3	'VAST'
0011	10	1	3	6	'VAST'
0012	11	6	7	5	'VAST'
0013	12	4	5	5	'VAST'

'PUNTONDERSTEUNINGEN'

LINE	KNDDP	RICHTING
0001		
0002	3	'X'
0003	3	'Y'
0004	10	'Y'

6.0 DE BELASTINGEN OP DE TUNNEL.

6.1 Algemeen

Een konstruktie wordt in alle fasen van zijn bestaan belast. Deze belastingen kunnen een wisselend of een statisch karakter hebben. Een wisselende belasting kan zijn een waterstandsfluctuatie in een rivier, verkeer dat door de tunnel rijdt of andersoortige belastingen. Statische belastingen zijn konstant van grootte. Het beste voorbeeld daarvan is het eigengewicht van de konstruktie. Zonder aanpassingen of verbouwingen blijft dit gewicht konstant aanwezig.

Wij hebben de belastingen die op de tunnel werken uitgedrukt in algemene formules. Daardoor wordt het mogelijk om de konstruktie op diverse plaatsen eenvoudig te berekenen. Het principe van de situatie is schematisch weergegeven in figuur 6.1.

Ter controle zijn later voor de middendoorsnede de belastingen onafhankelijk van de formules bepaald. De resultaten kwamen nagenoeg overeen met de uit de opgestelde formules bepaalde waarden.

In de formules zijn de veiligheidscoëfficiënten voor de diverse bouwfasen niet meegenomen. Daardoor is de uitvoer te gebruiken voor zowel de gewapendbeton als de voorgespannen betonberekening.

De belastingen worden in de meeste gevallen uitgedrukt ten opzichte van het lokale assenstelsel. Dit houdt in dat de belasting loodrecht op de staaf werkt. In enkele gevallen was het eenvoudiger om de belasting uit te drukken in het globale assenstelsel. De richtingen daarvan werd al weergegeven in figuur 5.2.

In het navolgende zullen de belastingen een voor een worden besproken.

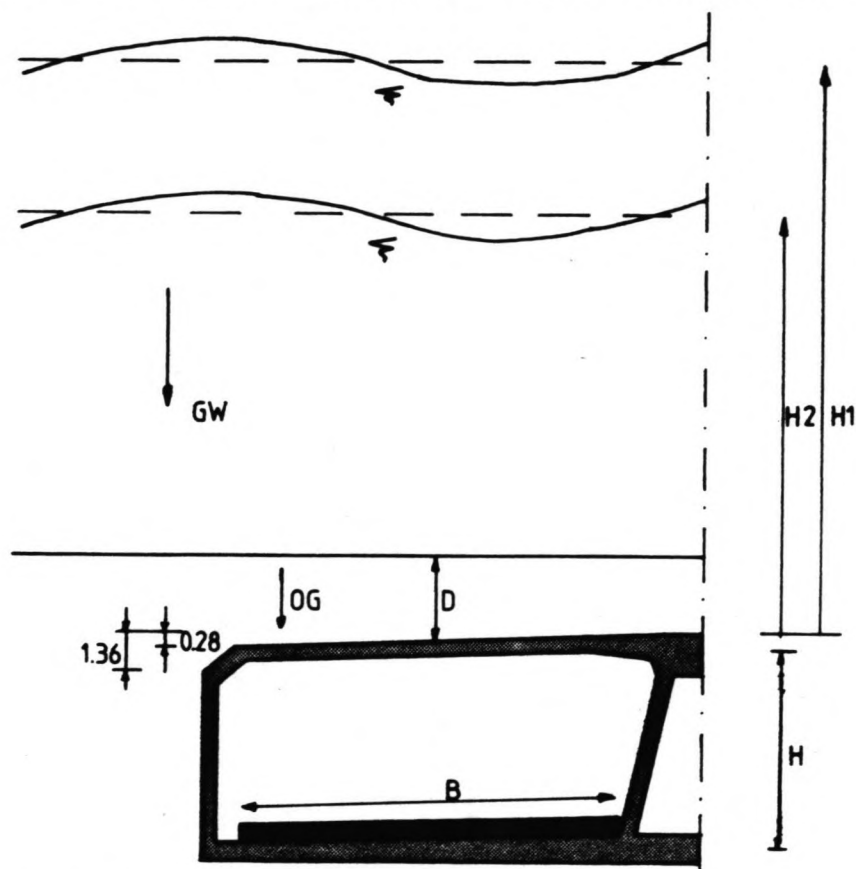
6.2 Het eigen gewicht.

Het computerprogramma rekent zelf het eigengewicht van de konstruktie uit. Daarvoor moet buiten de reeds beschreven gegevens als knopen, staven en staafdikten het soortelijk gewicht van het beton worden opgegeven. De uitkomsten voor de reacties op de steunpunten zijn vrij eenvoudig te controleren door de opwaartse kracht van het water uit te rekenen. Tijdens het transport drijft het element immers net. De uitkomsten uit het programma moeten nu in de buurt van deze waarde liggen.

6.3 De waterbelasting.

De tunnel zal worden belast door de watermassa van de rivier. Deze belasting is sterk afhankelijk van de situatie ter plaatse en de overschrijdingsfrequentie van de ontwerpwaterstand.

Bij de tweede Beneluxtunnel is de laagste laagwaterstand bij een ontwerp frequentie van $2 \cdot 10^{-2}$, dat wil zeggen eenmaal in de vijftig jaar voorkomen of overschrijden van 1.70 meter - Normaal Amsterdams Peil.



De variabelen.

H1	- maximale waterstand op het tunneldak	[m].
H2	- minimale waterstand op het tunneldak	[m].
H	- hart op hart hoogte van de tunnel ter plaatse van het hart van de doorsnede	[m].
B	- ballastbeton per meter breedte	[kn/m**2].
OG	- overgewicht grond	[kn/m**3].
GW	- gewicht water	[kn/m**3].
LN	- lambda neutraal voor de horizontale gronddruk	[-]
D	- gronddekking op de tunnel	[m].
A	- alfa, verhoudingsgetal voor de reactie van de ondergrond op de tunnelvloer	[-].

figuur 6.1 de belastingen op de tunneldoorsnede.

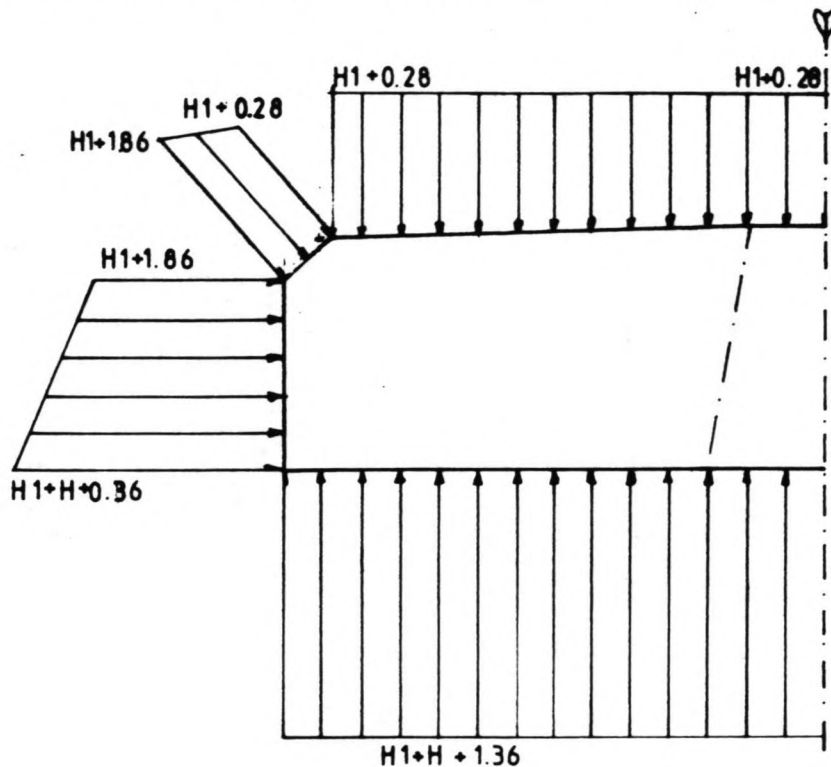
Voor de hoogste waterstand is dezelfde overschrijdingsfrequentie aangehouden. Dat resulteert in een hoogste waterstand van 3.0 meter boven N.A.P. De overschrijdingslijnen zijn weergegeven in figuur 6.2 en 6.3

De stormvloedstand is bij een overschrijdingsfrequentie van eenmaal per 10000 jaar 4.20 meter +N.A.P.

De maximale waterstand wordt in de computeruitdraai aangegeven met H_1 terwijl de minimale waterkolom H_2 is, zie figuur 6.1.

opmerking: De genoemde H 's zijn de waarden op het dak en niet de afstand tot de hartlijn!

De waterbelasting is in figuur 6.4 schematisch weergegeven.



figuur 6.4 de geschematiseerde waterbelastingen.

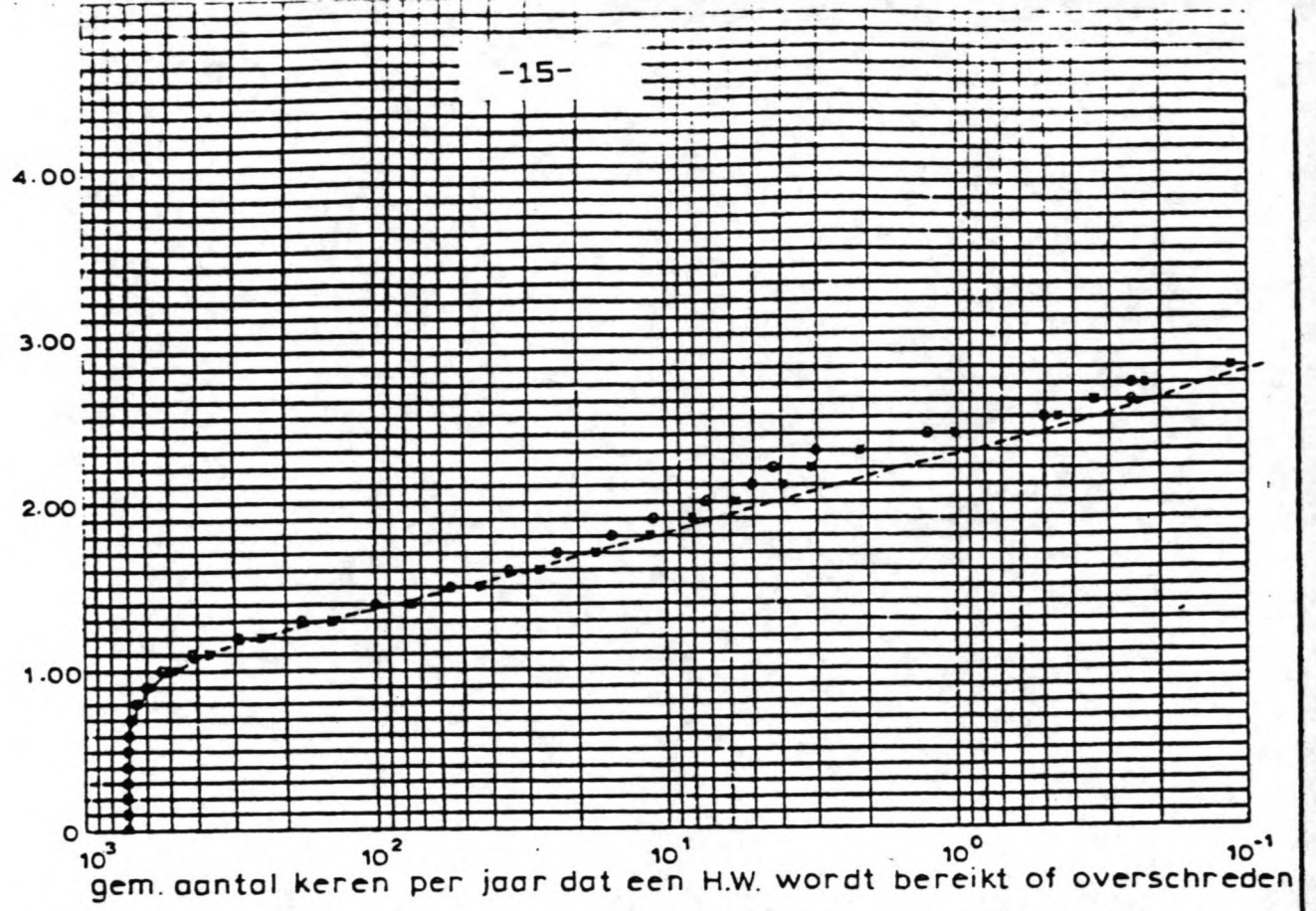
De formule is in het algemeen als volgt opgebouwd:

$$\text{waterbelasting } q = GW * (H_i + x);$$

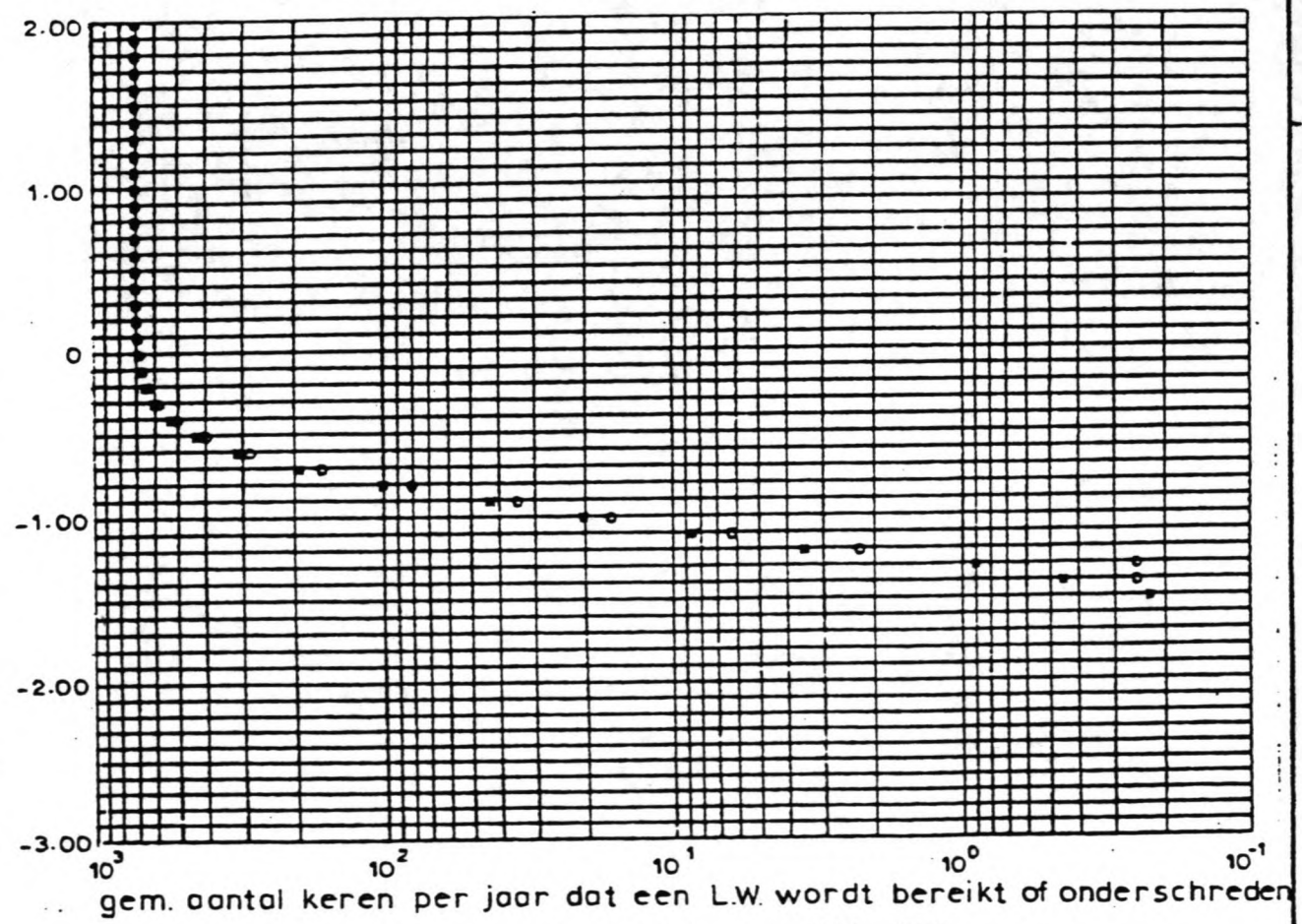
GW=Gewicht Water
[kn/m**3]
 H_i =De waterkolom[m]
 x =maat voor doorsneden.

Het verloop in de waterstand over de staven 2' en 3' is verwaarloosd.

waterstand in m t.o.v. NAP



waterstand in m t.o.v. NAP

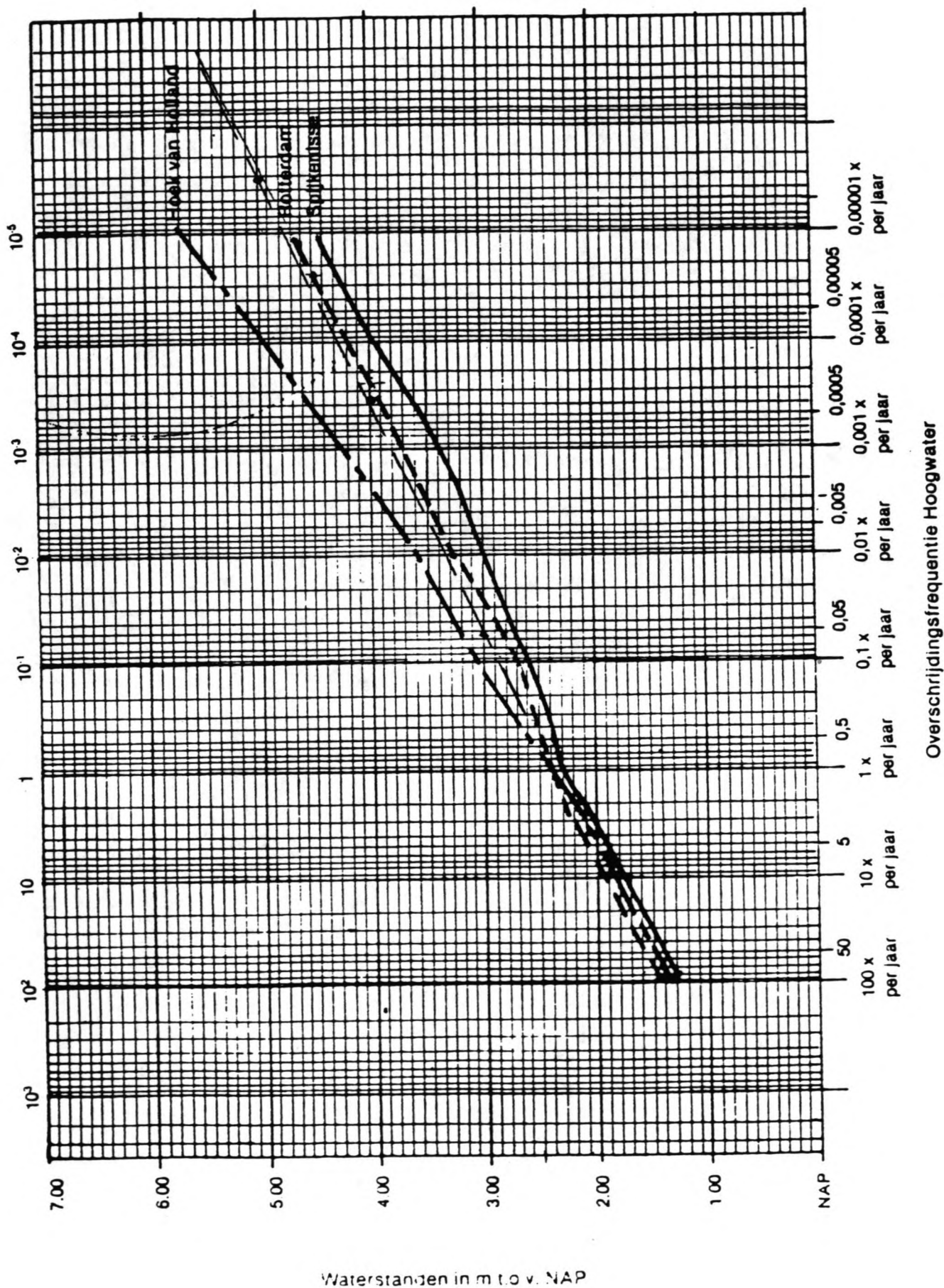


- bepaald met natuurgegevens uit de jaren 1971 - 1979
- bepaald met natuurgegevens uit de jaren 1973, 1974, 1978 en 1979
- bepaald met het betrekkinglijnenmodel

figuur 6.2 overschrijdingsfrequentie (H.W) en onderschrijdingsfrequentie (L.W) van het station Vlaardingen.

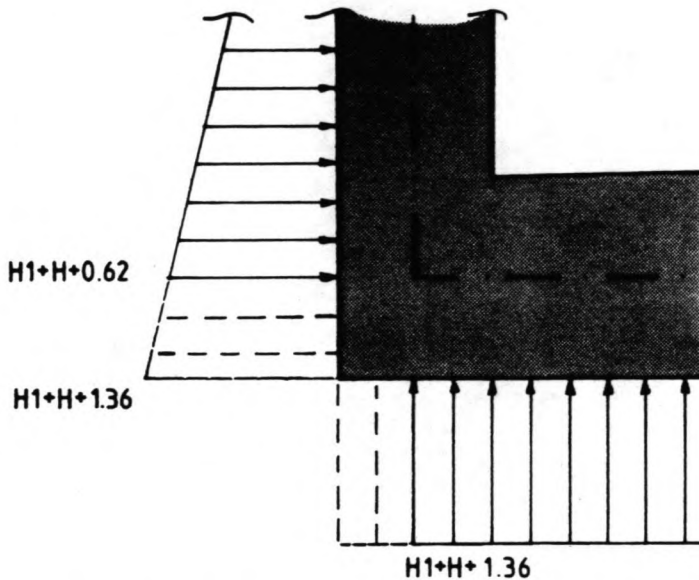
rijkswaterstaat directie waterhuishouding en waterbeweging district zuidwest		nota nr. 61.002.04
	nr.	bijlage nr. 45

figuur 6.3 overschrijdingsfrequenties Hoogwater voor Spijkenisse, Rotterdam en Hoek van Holland.

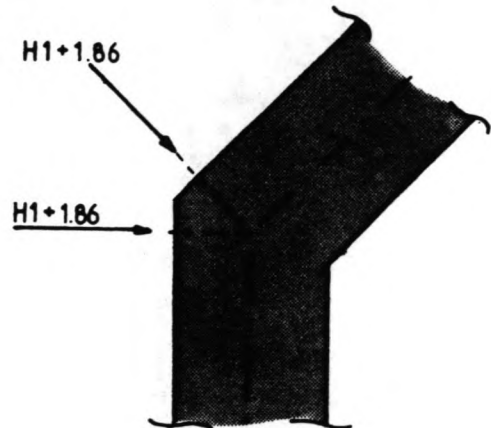


Ter plaatse van knoop 3 zit er een sprong in de belasting. De oorzaak daarvan is de schematisering van de constructie. Indien de waarde van $(H_1 + H + 1.36)$ als de belasting zou zijn ingevoerd dan werd de ligger extra belast. In figuur 6.5 is de situatie weergegeven.

Voor knoop 1 is het effect van de knik verwaarloosd, figuur 6.6. Door de knik en het opgeven van de belasting in het lokale assenstelsel is de afwijking gering.



figuur 6.5 detail van de belasting op knoop 3.

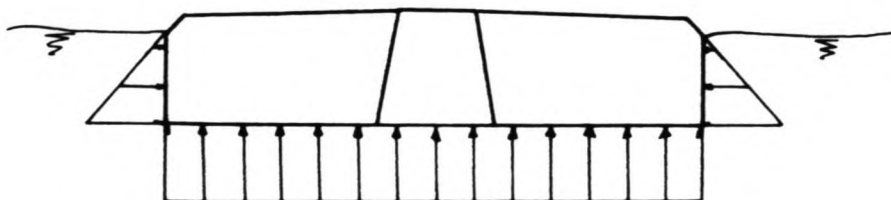


figuur 6.6 detail van de belasting op knoop 1.

De formules zijn onafhankelijk van de waterstand. De invoer voor de waterbelasting is als 2 en 3 weergegeven op bladzijde 26 en 27. Voor de vloer is daarbij ook het ballastbeton en de reacties van de ondergrond in de daar vermelde formules meegenomen.

De waterbelasting is quasi statisch aangenomen.

Tijdens het transport zal er door het water een belasting worden uitgeoefend op de vloer en de buitenwanden. Deze situatie is echter niet maatgevend voor de doorsnede. De situatie is in figuur 6.7 weergegeven.



figuur 6.7 belastingen tijdens de transportfase.

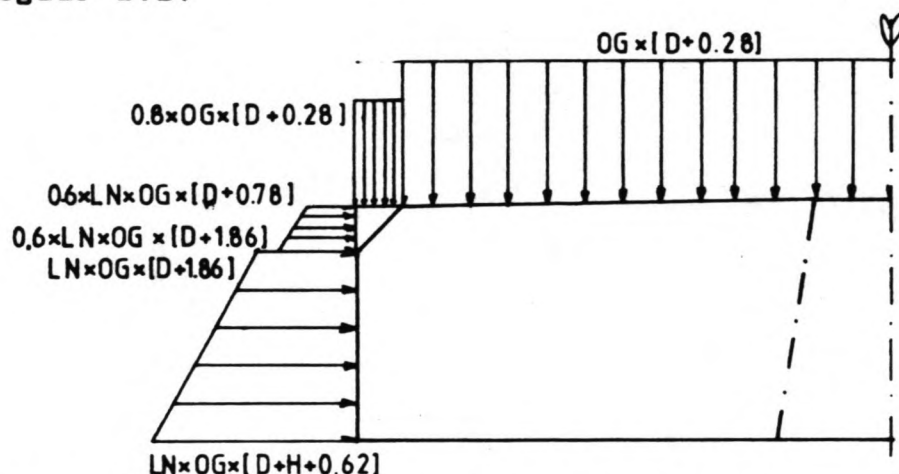
6.4 De grondbelasting.

De zinksleuf wordt na de bouw weer opgevuld met zand. De tunnel krijgt daarbij op het dak een zekere gronddekking, zie figuur 6.1. Bij de Nieuwe Maas ligt de bodem van de vaargeul op dit moment op 14 meter onder N.A.P. In de toekomst wenst men de vaargeul te verdiepen tot 16 meter onder N.A.P. Voor de gronddekking gaan we nu uit van de bestaande vaargeul. In dat geval wordt de dekking "D" gelijk aan 3.40 meter.

Voor de gronddruk op de buitenwanden van de tunnel, de horizontale gronddruk, wordt er uitgegaan van de lambda neutraal. Deze aanname sluit het beste aan bij een relatief stijve konstruktie als een tunnel. Voor lambda neutraal is een waarde van 0.5 aangehouden.

De grondbelasting op de schuine staven (1' en 5') wordt in tegenstelling tot de andere gevallen globaal ingevoerd. De oorzaak daarvan is het verschil in horizontale gronddruk en de verticale deel van de gronddruk.

De belasting op het dak en de buitenwanden zijn weergegeven in figuur 6.8.



figuur 6.8 de grondbelasting op de tunnel.

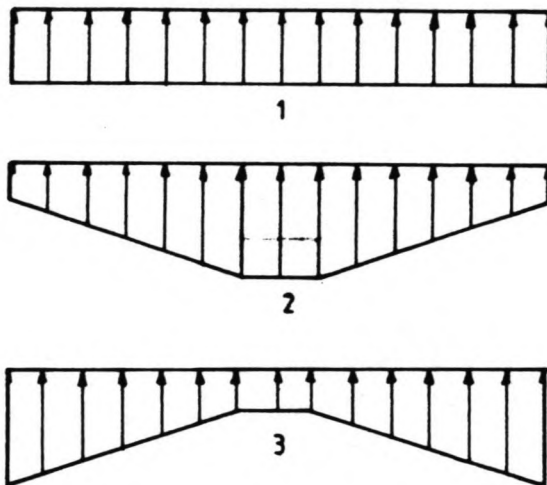
De factoren 0.6 en 0.8 bij de belasting op de staven 1' en 5' zijn de omrekeningen naar het globale assenstelsel. De andere staafbelastingen zijn aangegeven volgens het lokale assenstelsel.

De grond belasting op de vloer is afhankelijk van de reaktiekrachten bij de opleggingen. In paragraaf 6.5 worden deze belastingen apart besproken.

6.5 De belasting van de vloer door de reaktiekrachten.

Het resulterende gewicht van de tunnel onder water zal reactiekrachten in de opleggingen geven. Hetzelfde geldt voor de grondbelasting op het tunneldak. In werkelijkheid zullen de reacties echter door de grond worden opgenomen. De werkwijze om deze gronddrukken te vinden is als volgt:

- * draai het computerprogramma met de aanwezige belastingen. Dit gebeurt voor de belastingsgevallen eigen gewicht, maximale waterdruk en maximale gronddekking.
- * de gevonden reaktiekrachten moeten nu volgens een te verwachten verdeling als lijnbelasting op de constructie worden gezet.
- * deze belasting komt overeen met de grondspanning ($= \sigma_k + \sigma_w$).
- * een aantal mogelijke verdelingen van de groundbelasting zijn in



figuur 6.9 weergegeven. De variabele is steeds de factor α . De ontwerpberekening is gemaakt met een gelijkmatige korrel-drukverdeling, geval 1. Voor de andere mogelijkheden gelden nog de volgende opmerkingen:

geval 2: geldig voor elastisch ondersteunde liggers waarbij de stijfheid van de grond in het midden kleiner is dan aan de randen.

geval 3: geldig voor elastisch de liggers waarbij de stijfheid van de grond in het midden groter is dan aan de randen.

figuur 6.9 mogelijke belastingsgevallen veroorzaakt door de reakties.

Geval 1 lijkt vooralsnog de beste benadering. Ter afsluiting: de invloed van de gronddruk op de momentenverdeling in de constructie is niet erg groot.

Voor de vloer geldt nu in het algemeen: $R_{\text{totaal}} = R_i + R_j$.

Deze belasting geeft de volgende belasting van de grond, figuur 6.10. Het oppervlak van de gronddrukfiguur moet gelijk zijn aan de reactiekracht R_{totaal} . Het oppervlak wordt:

$$(q + \alpha q)/2 \cdot a + \alpha q \cdot b + (q + \alpha q)/2 \cdot c$$

omdat $a=c$ geldt:

$$2 \cdot (q + \alpha q)/2 \cdot a + \alpha q \cdot b.$$

Dit geeft:

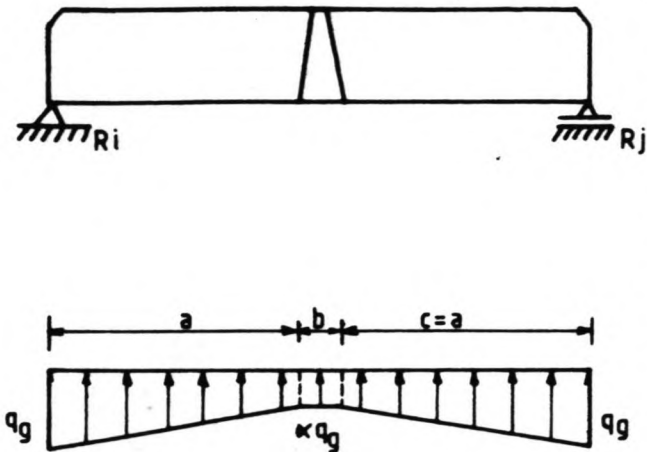
$$q \cdot a + \alpha q \cdot a + \alpha q \cdot b = R_{\text{tot.}} \leftarrow$$

$$q \cdot (a + \alpha a + \alpha b) = R_{\text{tot.}} \leftarrow$$

$$q = R_{\text{tot.}} / ((1 + \alpha) \cdot a + \alpha b).$$

Voor $\alpha=1$ geldt dan:

$$q = R_{\text{tot.}} / (2a + b)$$



figuur 6.10 de algemene schematisatie voor geval 2.

In het programma komt deze waarde overeen met :

$$R_{\text{tot.}} / (16.25 \cdot \alpha + 13.25)$$

6.6 De explosiebelasting.

De constructie kan door een explosie worden belast. Een explosie kan onder andere ontstaan door een verkeersongeval. Voor de grootte van de overdruk is een waarde van een atmosfeer (= 100 kN/m²) aangenomen. Dit belastingsgeval is een grove schematisatie van de werkelijkheid. Bij een explosie zijn drukken van tien atmosfeer en meer denkbaar. Bovendien speelt de factor tijd een essentiële rol.

Uit het T.N.O.-rapport PML 1982-146 "Respons van een tunnel met bovenlaag op een explosiebelasting", volgt:

- * voor de statische belasting 1.9 maal de naar buiten gerichte statische explosiebelasting aan te houden.
- * de naar buiten gerichte belasting wordt gevolgd door een naar binnen gerichte statische belasting, groot 0.4 maal de explosiebelasting.

De waarden uit dit rapport betekenen extreem grote belastingen op de constructie. Daar de tot op heden gebouwde tunnels veelal zijn berekend op een overdruk van één atmosfeer, is dat ook in deze berekening verder aangehouden.

6.7 Vollopen van een tunnelbuis.

Door een calamiteit kan een tunnelbuis vollopen. Voorbeelden zijn een anker vallend op een onbeschermd tunneldak en een explosie in de tunnel. Bij het vollopen van een tunnelbuis zullen de belastingen op de ondergrond sterk toenemen. Bovendien zal de belasting asymmetrisch aangrijpen.

6.8 Ballast.

Omdat de konstruktie drijvend vervoerd moet worden, is er ballast nodig voor het afzinken. Bij de afzinkmethode wordt tijdens het afzinken geballast via ballasttanks. Na plaatsing op de bodem wordt ballastbeton aangebracht en worden de ballasttanks verwijderd. Om voldoende veiligheid tegen opdrijven te krijgen wordt extra ballast aangebracht. In ontwerpberekeningen wordt vaak uitgegaan van 7,5% van het gewicht van het konstruktiebeton.

6.9 Verwaarloosde belastingen.

Een aantal belastingen is voor de verdere berekening verwaarloosd. Deze zijn:

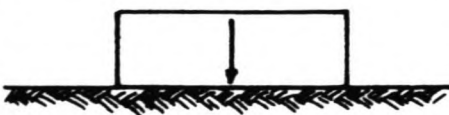
- * de verkeersbelasting. Er wordt vanuitgegaan dat de verkeersbelasting direct wordt overgebracht naar de ondergrond. De belasting heeft dan verder bijna geen effect op de vloer.
- * de zuiging van passerende schepen. Deze fase is alleen van belang tijdens de bouw voor het onderzanden. Er kunnen vrij grote piekbelastingen optreden. De grootte is met name afhankelijk van het scheepstype en de vaarsnelheid.
Voor het wapenen van de doorsnede is deze fase niet van belang
- * het zinken van een schip op de tunnel of het vallen van een anker.

6.10 De mogelijke belastingscombinaties.

Voor de berekening zijn er nu de volgende situaties:

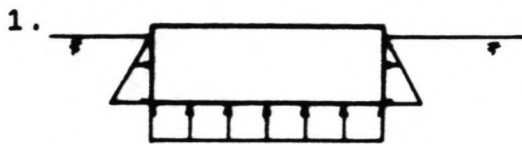
In de bouwfase.

0.



Het eigen gewicht van de konstruktie.

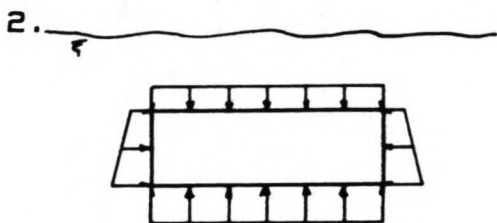
In de transportfase.



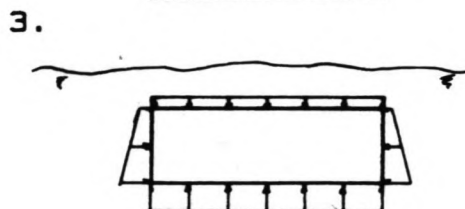
Het drijvend element wordt belast door de waterdruk op wanden en vloer.

In de gebruiksfase.

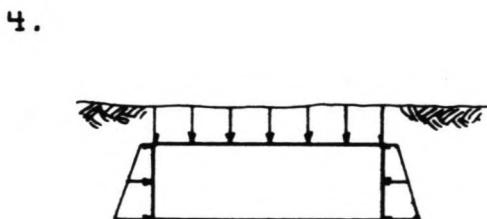
De even getallen duiden hierbij op een maximale belasting, de oneven op een minimale belasting.



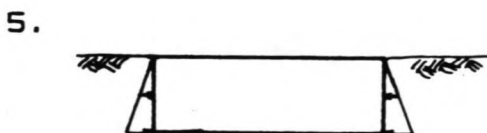
De hoogste waterstand.
De aangehouden extreme waterstand is:
 $H_1 = 3.00 + \text{N.A.P.}$



De laagste waterstand.
De aangehouden extreme waterstand is:
 $H_2 = 1.70 - \text{N.A.P.}$



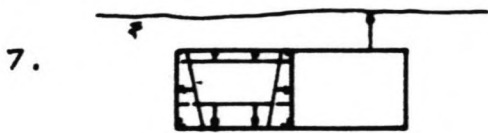
De maximale gronddekking op de bovenzijde van de tunnel. Voor de horizontale gronddruk geldt λ neutraal.
 $D =$ dekking.



De minimale gronddekking op de bovenzijde van de tunnel. Hier is aangenomen $D=0$. Voor de horizontale gronddruk geldt λ neutraal.



Het vollopen van een tunnelbuis bij de hoogste waterstand, $H_1 = 3.00 + \text{N.A.P.}$



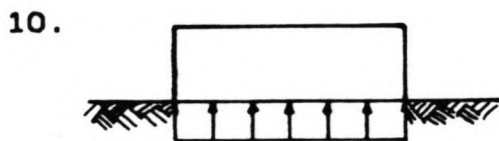
Het vollopen van een tunnelbuis bij de laagste waterstand, $H_2=1.70$ - N.A.P.



Een eenzijdige explosiebelasting met een overdruk van één atmosfeer.



De ballastbelasting.



De lijnbelasting op de vloer van de tunnel als gevolg van het eigen gewicht.

Bij de berekeningen worden de volgende veiligheidscoëfficiënten aangehouden:

- * uitvoering = 1.4
- * gebruiksfase = 1.7
- * calamiteit = 1.0

De diverse belastingsgevallen zijn onderling te combineren. De mogelijkheden zijn:

"E.G." = 0

A	= 0 + 1
B	= 0 + (2 + 9)
C	= 0 + (2 + 9) + 4
D	= 0 + (2 + 9) + 5
E	= 0 + (3 + 9) + 4
F	= 0 + (3 + 9) + 5
G1	= 0 + (2 + 9) + 4 + 6
G2	= 0 + (2 + 9) + 5 + 6
H1	= 0 + (3 + 9) + 4 + 7
H2	= 0 + (3 + 9) + 5 + 7
I1	= 0 + (2 + 9) + 4 + 8
I2	= 0 + (2 + 9) + 5 + 8
J1	= 0 + (3 + 9) + 4 + 8
J2	= 0 + (3 + 9) + 5 + 8

Opm.: Uit praktisch oogpunt (deze belasting niet vergeten) is belastingsgeval 9 direct gecombineerd met belastingsgeval 2 en 3. Belastingsgeval 10 is alleen van belang voor de bouwphase en voor de voorgespannen betonberekening.

Van de bovenstaande combinaties vallen er een aantal meteen af.

Er wordt van uitgegaan dat het vollopen van een tunnelbuis het verlies van de tunnel betekent. De gevallen 6 en 7 komen daarmee te vervallen. De belastingcombinaties G1, G2, H1 en H2 vallen af.

Bij een explosie, belastingsgeval 8, is de belasting naar buiten gericht. De maatgevende belastingcombinatie zal optreden wanneer de waterstand en gronddekking minimaal zijn.
Conclusie: belastingcombinaties I1, I2 en J1 vallen af.

De belastingcombinatie "eigen gewicht" is voor de gewapend betonberekening niet van belang. Voor de voorgespannen beton berekening is deze combinatie echter zeer essentieel.

De transportfase is niet van belang voor de gewapend beton berekening en voorgespannen beton berekening.

De resterende belastingcombinaties kunnen we indelen in combinaties met maximale en minimale waterstand.

Voor de combinaties met maximale waterstand geldt "C" als maatgevend.
Voor de combinaties met minimale waterstand geldt "J2" als maatgevend.

Voor de ontwerpberekeningen wordt dus gebruik gemaakt van de belastingcombinaties "0", "C" en "J2".

De berekeningen worden in eerste instantie tot de dwarsdoorsneden ter plaatse van de rand en het midden van de waterloop beperkt, figuur 6.11.

6.11 De uitvoer.

Met de in paragraaf 6.10 gevonden maatgevende belastingen is een berekening uitgevoerd. De uitkomsten daarvan zijn voor de rand- en middendoorsnede weergegeven in bijlage I. Bij de ULASKO-berekening is de veiligheidscoëfficiënt, γ , op 1.0 gesteld! De veiligheid moet in de betonberekening worden verdisconteerd.

*GENESYS
 *START 'VLASKO/1'
 MINIMISE WORKFILE SIZE
 *TABLES

'COORDINATEN'

KNOOP	X	Y
1	0.0	1.36
2	0.94	0.28
3	0.0	7.16
4	14.17	0.0
5	13.27	7.04
6	15.34	0.0
7	16.24	7.04
8	28.56	0.28
9	29.50	1.36
10	29.50	7.16

'PROFIELGEGEVENS'

NUMMER	DOORSN	TRM
1	1.20E6	1.44E11
2	1.22E6	1.51E11
3	1.53E6	2.98E11
3	1.28E6	1.75E11
4	1.53E6	2.98E11
5	0.50E6	1.04E10
6	1.00E6	8.33E10

'STAVEN'

NUMMER	I	J	PROFIEL	AANSLUITING
1	1	2	1	'VAST'
2	2	4	2	'VAST'
3	4	6	2	'VAST'
4	6	8	2	'VAST'
5	8	9	1	'VAST'
6	9	10	6	'VAST'
7	7	10	3	'VAST'
8	5	7	4	'VAST'
9	3	5	-3	'VAST'
10	1	3	6	'VAST'
11	6	7	5	'VAST'
12	4	5	5	'VAST'

'PUNTONDERSTEUNINGEN'

KNOOP RICHTING

3	'X'
3	'Y'
10	'Y'

'LIJNLASTEN/F'

STAAF	RICHTING	BELGEV	KRACHTEN	AFST
1	'YL'	2	GW*(H1+1.86), GW*(H1+0.28)	0.0
2	'YL'	2	GW*(H1+0.28)	0.0
3	'YL'	2	GW*(H1+0.28)	0.0
4	'YL'	2	GW*(H1+0.28)	0.0
5	'YL'	2	GW*(H1+0.28), GW*(H1+1.86)	0.0
6	'YL'	2	GW*(H1+1.86), GW*(H1+H+0.62)	0.0
7	'YL'	2	A*R2/(16.25*A+13.25), ... R2/(16.25*A+13.25)	0.0
7	'YL'	2	B-GW*(H1+H+1.36)	0.0
8	'YL'	2	A*R2/(16.25*A+13.25)	0.0
8	'YL'	2	-GW*(H1+H+1.36)	0.0

9	'YL'	2	R2/(16.25*A+13.25),...	
			A*R2/(16.25*A+13.25)	0.0
9	'YL'	2	B-GW*(H1+H+1.36)	0.0
10	'YL'	2	-GW*(H1+1.86),-GW*(H1+H+0.62)	0.0
1	'YL'	3	GW*(H2+1.86),GW*(H2+0.28)	0.0
2	'YL'	3	GW*(H2+0.28)	0.0
3	'YL'	3	GW*(H2+0.28)	0.0
4	'YL'	3	GW*(H2+0.28)	0.0
5	'YL'	3	GW*(H2+0.28),GW*(H2+1.86)	0.0
6	'YL'	3	GW*(H2+1.86),GW*(H2+H+0.62)	0.0
7	'YL'	3	A*R3/(16.25*A+13.25),...	
			R3/(16.25*A+13.25)	0.0
7	'YL'	3	B-GW*(H2+H+1.36)	0.0
8	'YL'	3	A*R3/(16.25*A+13.25)	0.0
8	'YL'	3	-GW*(H2+H+1.36)	0.0
9	'YL'	3	R3/(16.25*A+13.25),...	
			A*R3/(16.25*A+13.25)	0.0
9	'YL'	3	B-GW*(H2+H+1.36)	0.0
10	'YL'	3	-GW*(H2+1.86),-GW*(H2+H+0.62)	0.0
1	'X'	4	0.6*LN*DG*(D+1.86),...	
			0.6*LN*DG*(D+0.78)	0.0
1	'Y'	4	0.8*DG*(D+0.28)	0.0
2	'YL'	4	DG*(D+0.28)	0.0
3	'YL'	4	DG*(D+0.28)	0.0
4	'YL'	4	DG*(D+0.28)	0.0
5	'X'	4	-0.6*LN*DG*(D+0.78),...	
			-0.6*LN*DG*(D+1.86)	0.0
5	'Y'	4	0.8*DG*(D+0.28)	0.0
6	'YL'	4	LN*DG*(D+1.86),...	
			LN*DG*(D+H+0.62)	0.0
7	'YL'	4	-A*R4/(16.25*A+13.25),...	
			-R4/(16.25*A+13.25)	0.0
8	'YL'	4	-A*R4/(16.25*A+13.25)	0.0
9	'YL'	4	-R4/(16.25*A+13.25),...	
			-A*R4/(16.25*A+13.25)	0.0
10	'YL'	4	-LN*DG*(D+1.86),...	
			-LN*DG*(D+H+0.62)	0.0
1	'X'	5	0.6*LN*DG*(1.86),...	
			0.6*LN*DG*(0.78)	0.0
5	'X'	5	-0.6*LN*DG*(0.78),...	
			-0.6*LN*DG*(1.86)	0.0
6	'YL'	5	LN*DG*(1.86),LN*DG*(H+0.62)	0.0
10	'YL'	5	-LN*DG*(1.86),-LN*DG*(H+0.62)	0.0
1	'YL'	8	-100.0	0.0
2	'YL'	8	-100.0	0.0
12	'YL'	8	-100.0	0.0
9	'YL'	8	100.0	0.0
10	'YL'	8	100.0	0.0
7	'YL'	10	-A*EG/(16.25*A+13.25),...	
			-EG/(16.25*A+13.25)	0.0
8	'YL'	10	-A*EG/(16.25*A+13.25)	0.0
9	'YL'	10	-EG/(16.25*A+13.25),...	
			-A*EG/(16.25*A+13.25)	0.0

*MASTER "WAARDEN VOOR DOORSNEDE II;MIDDEN
H1 = 20.38 "MAXIMALE WATERDIEPTE BOVEN TUNNELDAK (M)
H2 = 15.68 "MINIMALE WATERDIEPTE BOVEN TUNNELDAK (M)
H = 7.04 "INWENDIGE HOOGTE TUNNEL T.P.V. HART DOORSNEDE (M)
B = 14.40 "BALLASTBETON PER METER BREEDTE (KN/M*2)
DG = 8.00 "OVERGEWICHT GROND = GAMMA GROND - GAMMA WATER (KN/M*3)
GW = 10.00 "GEWICHT WATER (KN/M*3)
LN = 0.50 "LAMBDA NEUTRAAL
D = 3.40 "GRONDDEKKING OP TUNNELDAK (M)
A = 1.00 "ALPHA
R2 = 1998.5 "REACTIE BELGEV 2
R3 = 1998.5 "REACTIE BELGEV 3
R4 = 880.6 "REACTIE BELGEV 4
EG = 2343.8 "EIGEN GEWICHT ALLEEN

CONSTANTEN ALLE PROFIELEN EMOO 28000. SG 24.

RASTERPUNTEN STAAF 1,3,5,8 IS 3
RASTERPUNTEN STAAF 6,10,11,12 IS 8
RASTERPUNTEN STAAF 2,4,7,9 IS 10
COMBINEER STAAF 1,2,3,4,5 TOT 'DAK'
COMBINEER STAAF 6 TOT 'RBU'
COMBINEER STAAF 10 TOT 'LBU'
COMBINEER STAAF 11 TOT 'RBI'
COMBINEER STAAF 12 TOT 'LBI'
COMBINEER STAAF 9,8,7 TOT 'VLOER'

BEREKEN EIGENGEWICHT

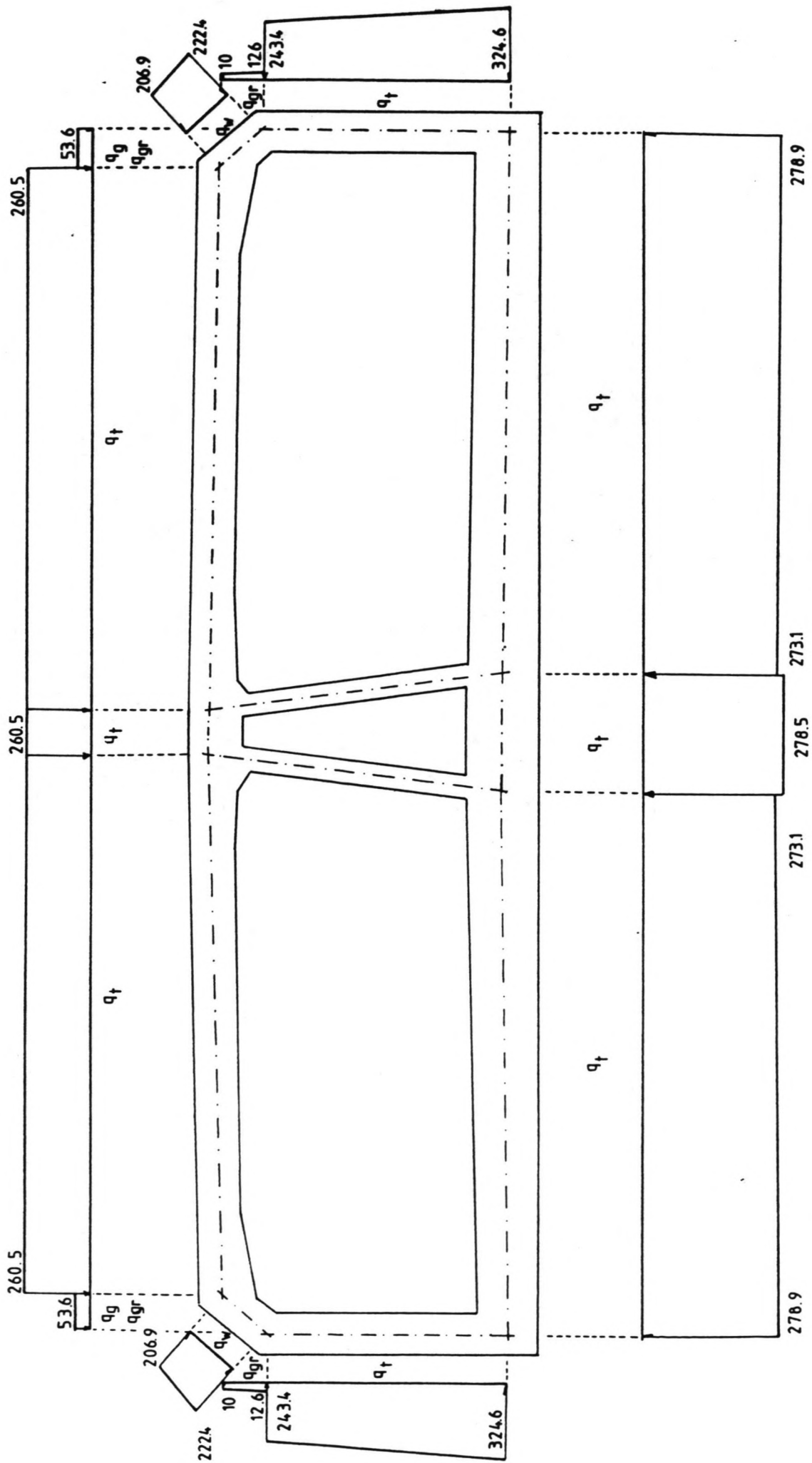
COMBINEER BELGEV 10 MET BELCOMB 'EIGENGEWICHT' ALS 'O'
COMBINEER BELGEV 2,4 MET BELCOMB 'O' ALS 'C'
COMBINEER BELGEV 3,5 MET BELCOMB 'O' ALS 'F'
COMBINEER BELGEV 8 MET BELCOMB 'F' ALS 'J2'
DRUK KRACHTEN COMBSTAAF 'DAK', 'VLOER', 'RBU', 'LBU', 'RBI', 'LBI'...
BELCOMB 'O', 'C', 'J2'
DRUK REACTIES BELCOMB 'O', 'C', 'J2', 'EIGENGEWICHT'

*FINISH
*EXIT

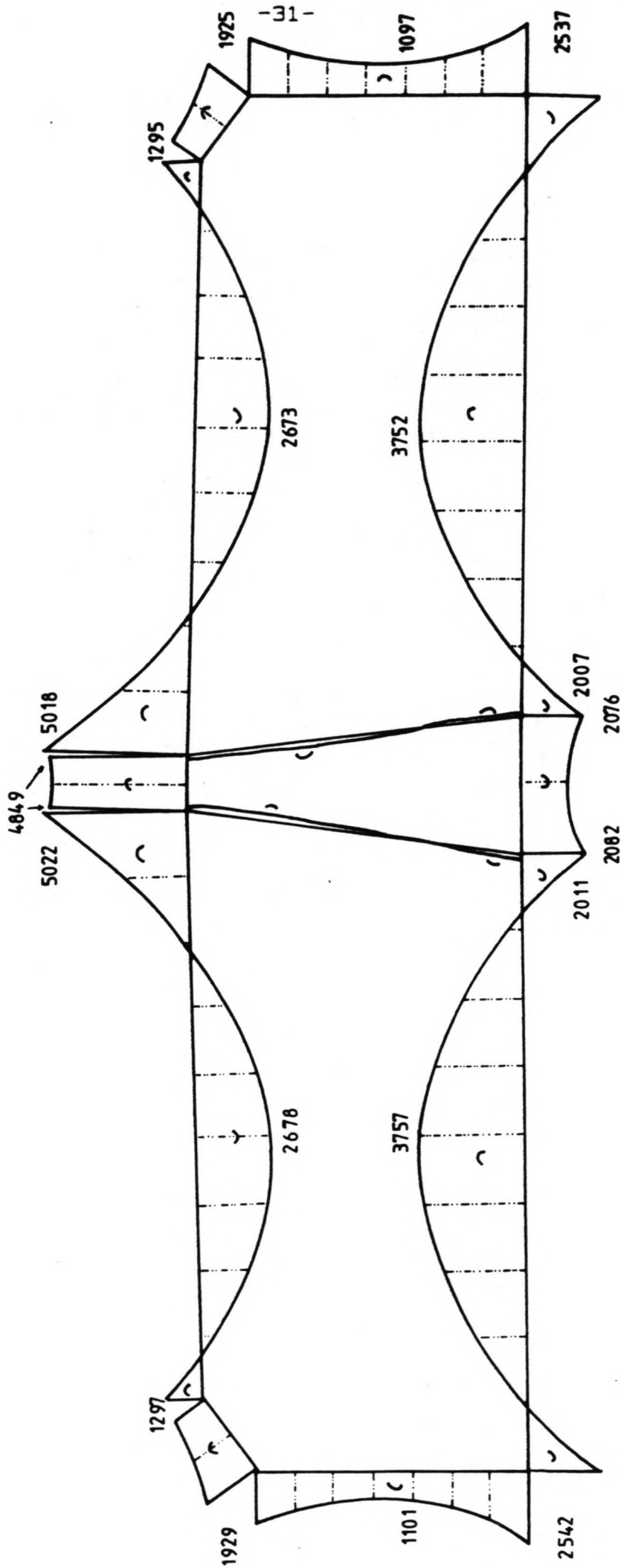
7.0 CONTROLE VAN DE ULASKO-UITKOMSTEN.

7.1 Algemeen.

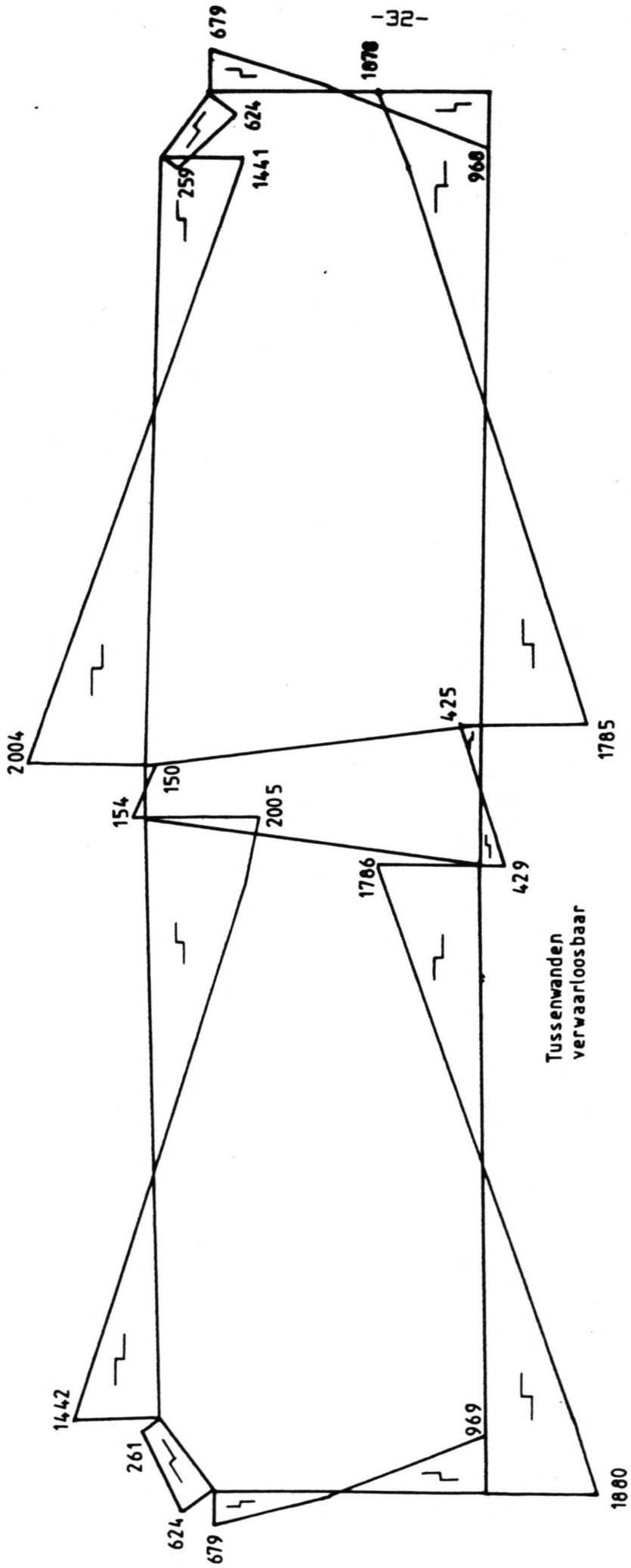
De uitkomsten uit de Ulasko-run moeten op een eenvoudige wijze worden gecontroleerd. Eén van deze controles is het aan de hand van de Ulasko-uitkomsten bepalen van de belasting en deze vergelijken met de werkelijke waarden. Fouten in de invoer kunnen op deze wijze worden opgespoord. De uitkomsten van belastingsgeval "C" voor het oorspronkelijke profiel zijn voor de middendoorsnede weergegeven in figuur 7.1 tot en met 7.4.



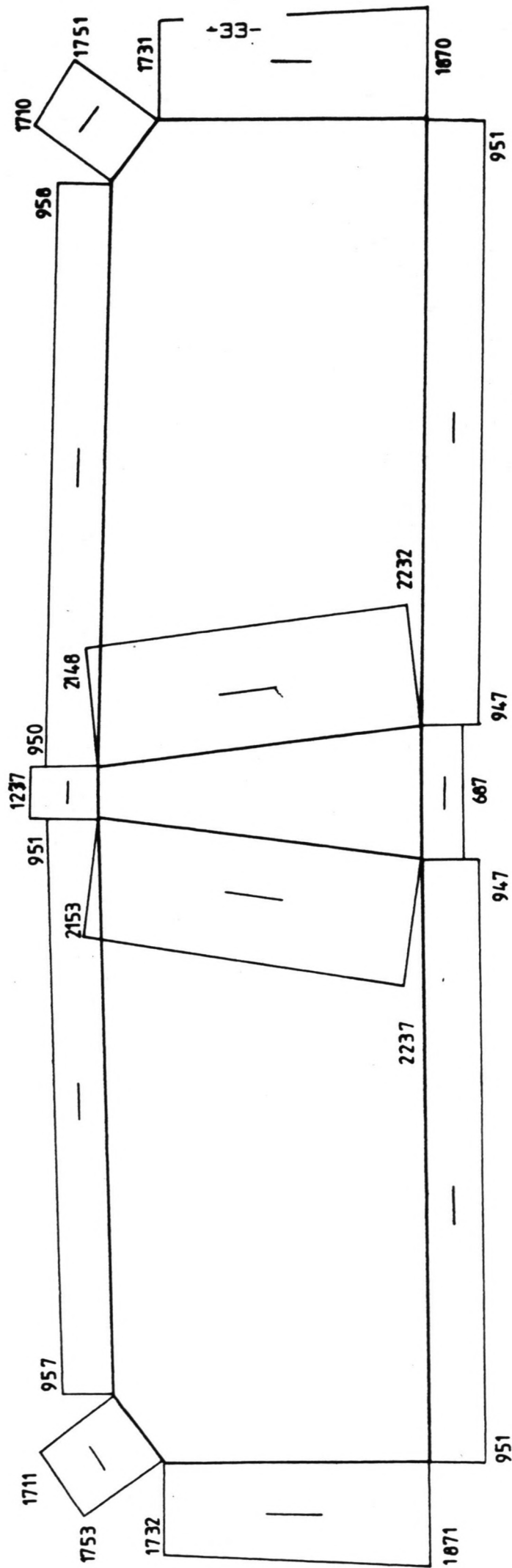
Figuur 7.1 de belastingen op de tunneldoorsnede in het midden van de rivier bij belastingseval C [KN/M].



figuur 7.2 de momentenlijn bij die situatie [KNM/M].



Figuur 7.3 de dwarskrachtenlijn bij die situatie [KN/M].



Figuur 7.4 de normaalkrachtenlijn bij die situatie [KN/M].

7.2 De momenten en de dwarskrachten.

Voor de controle van de invoer is gekozen voor belastingsgeval C in het geval van de middendoorsnede. De belastingen en de momentenlijn zijn weergegeven in figuur 7.1 en 7.2.

Aflezen levert: Moment in het veld is 5700 KNM. (figuur 7.5)

De lengte van de ligger, staaf nummer 2', is 13.23 M.

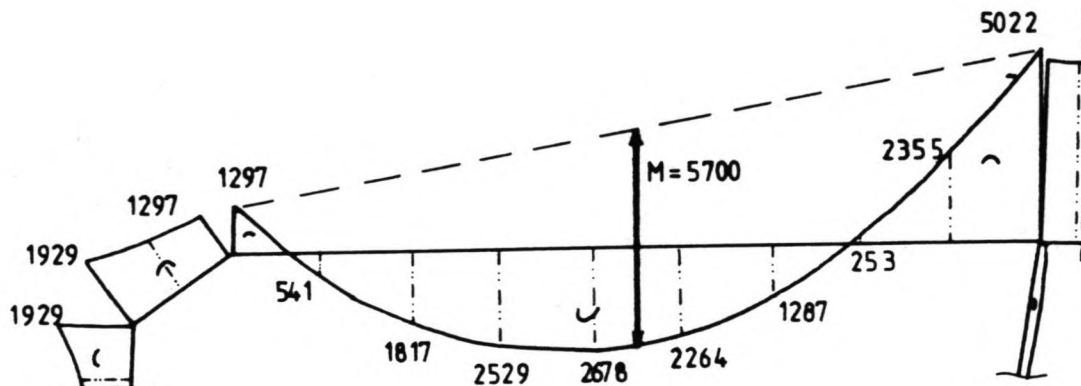
Als we deze waarden invoeren in de formule: $M = 1/8 * q * (l^2)$. Dan vinden we een belasting op de ligger van $q=260.5$ KN/M.

Uitgaande van de hoogste ontwerpwaterstand H1 en de grootste gronddekking vinden we de volgende belasting:

20.38 meter waterkolom	= 206.6 KN/M	(gamma water= 10 KN/M ³)
3.40 meter gronddekking	= 29.4 KN/M	(gamma grond= 8 KN/M ³)
1.22 meter beton	= 29.3 KN/M	(gamma beton= 24 KN/M ³)
totaal=260.5 KN/M		

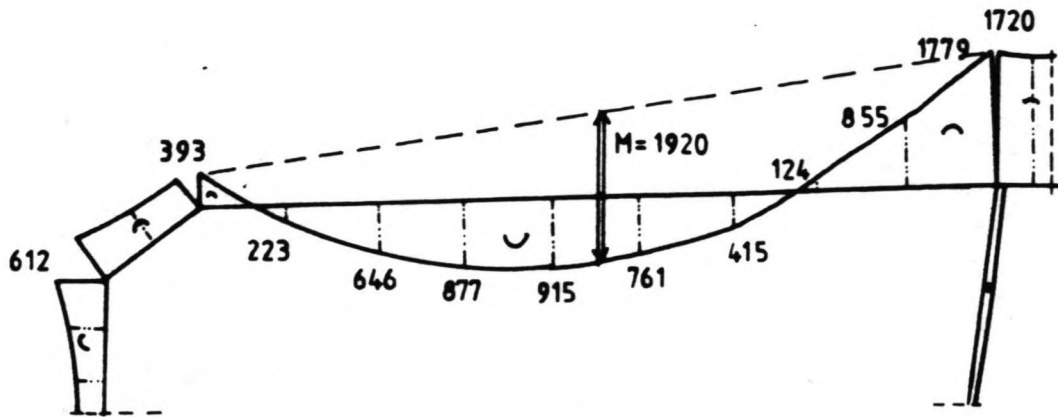
Bij de gamma grond is de gamma water reeds in mindering gebracht.

Vergelijking van de beide waarden geeft aan dat er geen fouten in de invoer zijn gemaakt.



figuur 7.5 detail momentenlijn van het dak met het ingehangen moment.

Deze controle is ook voor de randdoorsnede uitgevoerd, figuur 7.6. In dat geval gaf de Vlasko-uitvoer een waarde voor de belasting van 87.8 KN/M. Uit de situatie ter plaatse volgde een waarde van 89.0 KN/M. Deze waarden komen dus vrij goed overeen.



Figuur 7.6 Detail momentenlijn aan de rand met het ingehangen moment.

Bij de dwarskrachten is de controle als volgt uitgevoerd. De som van de belastingen over de constructie moet nul zijn. De op het dak staande symmetrische belasting is nu te vinden door de som van de twee dwarskrachten te delen door de liggerlengte, figuur 7.3. De uitkomsten kunnen daarna worden vergeleken met q -lasten die bij de momenten reeds zijn bepaald.

Bij belastingsgeval C bij het oorspronkelijke profiel vinden we voor de middendoorsnede: V lasko dwarskracht in knoop 2 = 1442 KN.
dwarskracht in knoop 4 = 2005 KN.

De lengte van de ligger is 13.23 meter.

Voor de gelijkmatig verdeelde belasting vinden we nu $q = 260.5$ KN/M.

Deze waarde is gelijk aan de werkelijk aanwezige belasting.

Voor de randdoorsneden geldt: dwarskracht in knoop 2 = 484 KN
dwarskracht in knoop 4 = 694 KN

De lengte verandert niet, de belasting op de ligger wordt $q = 89$ KN/M.

De invoer is ook in dit geval korrekt geweest.

7.3 De reaktiekrachten.

De reaktiekrachten van het eigen gewicht zijn op een eenvoudige manier te controleren. Een tunnel wordt namelijk drijvend vervoerd waarbij de doorsnede nagenoeg geheel onder water is verdwenen. De reaktiekrachten moeten dus in de buurt liggen van de opwaartse kracht. De opwaartse kracht komt overeen met de gamma water vermenigvuldigd met het in het water stekende deel. In dit geval kunnen we globaal uitgaan van de volgende afmetingen:

de breedte = 30.50 M.
de hoogte = 8.12 M.
de lengte = 1.00 M.

De opwaartsekracht wordt bij een gamma water van 10 KN/M^3 gelijk aan 2475 KN/M . Uit de Vlasko volgt een reaktie kracht van 2339 KN . Het verschil is zo'n 6%. Naar de hoogte gerekend is dat een vrijboord van $0.06 \cdot 8.12 = 0.50$ meter. De reaktie komt dus vrij goed overeen met de gewenste waarde.

B.0 UITKOMSTEN EN CONCLUSIES VAN DE GEWAPEND BETON BEREKENINGEN.

B.1 Algemeen.

Het profiel van de Noord-tunnel alsmede de schematisatie van belastingen en dergelijke zijn in de voorgaande hoofdstukken reeds besproken. In dit hoofdstuk gaan we in op de berekening van de wapening en de bespreking van de uitkomsten.

In bijlage Ia tot en met f zijn de diverse momenten-, normaalkrachten- en dwarskrachtenlijnen weergegeven. Deze dienen als uitgangspunt voor het wapenen van de doorsneden. De waarden uit bijlage I moeten nog wel met een veiligheidscoëfficiënt worden vermenigvuldigd.

De berekeningen zijn uitgevoerd voor de gehele doorsnede van de tunnel. De resultaten zullen echter alleen voor de dakliggers worden besproken. De dakliggers zijn namelijk maatgevend voor de wapening ter plaatse van de lokatie Benelux.

Tevens zijn er een aantal doorsnede berekeningen gemaakt voor delen die niet als ligger kunnen worden berekend.

De plaatsen waar de tunneldoorsnede is doorgerekend zijn in figuur 6.11 reeds weergegeven. De daar aangegeven doorsnede I zal in het vervolg "rand" worden genoemd. Doorsnede II zal worden aangeduid als "midden".

8.2 De opzet van de berekening.

Voor de betonberekeningen worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- * zoveel mogelijk dwarsdoorsnede Noord-profiel
- * betonkwaliteit B30 en staalkwaliteit FEB 400
- * dekking 80mm
- * scheurwijdte eis: $\bar{w} < 0.40\text{mm}$.
- * in verband met de vereiste rotatiecapaciteit mag de hoogte van de betondrukzone niet groter zijn dan $0.55h(\text{FeB400})$

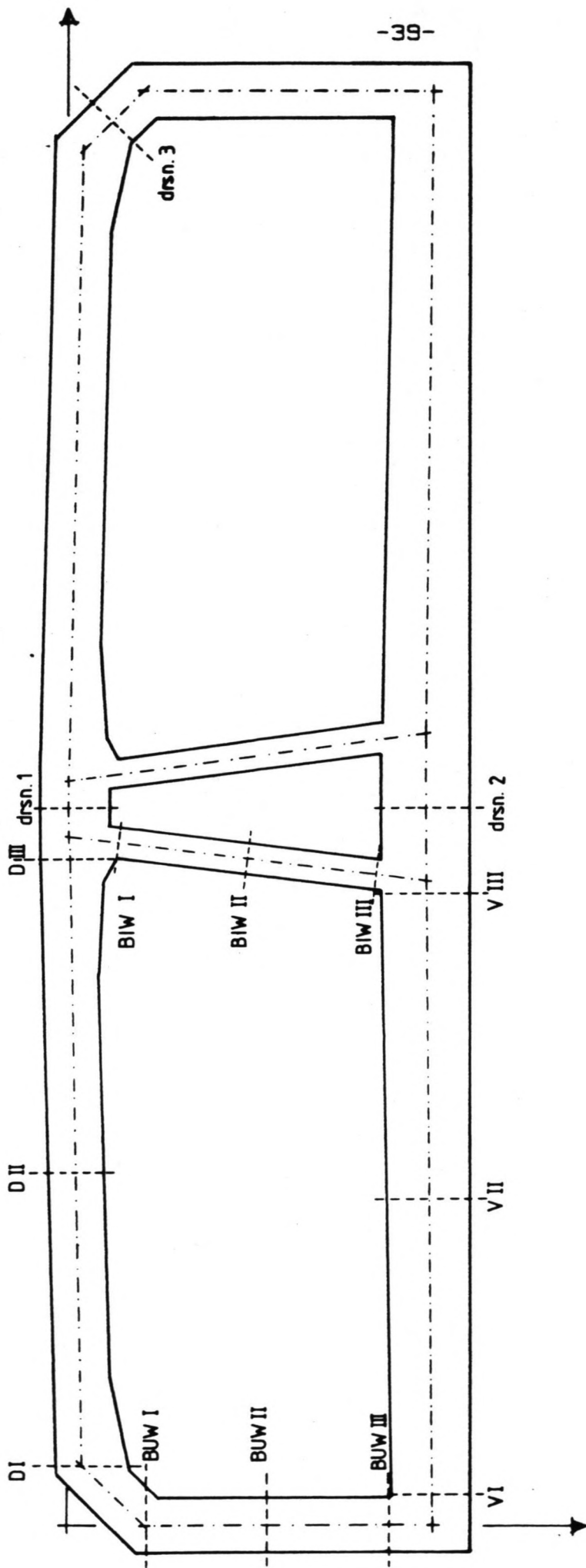
De wapeningsberekening is in hoofdlijnen gebaseerd op de de UB'84. De dwarskrachtenberekening gaat echter uit van de door INO-IBBC, in opdracht van Rijkswaterstaat directie Sluizen en Stuwen, ontwikkelde methode.

Voor de berekening van de wapening is gebruik gemaakt van het programma 'WAPRO' van de directie Sluizen en Stuwen. Dit gebruikersvriendelijke programma rekent naast de hoofdwapening ook de dwarskracht wapening uit volgens de bovengenoemde methode. Met het Wapro-programma kunnen zowel gehele liggers als doorsnede berekeningen worden gemaakt. Een voorbeeld van de wapenings -en dwarskrachtberekening voor een ligger is weergegeven in bijlage Vc. Het programma WAPRO rekent in totaal zo'n 200 punten van de ligger door. Er worden echter maar 20 punten in de uitvoer weergegeven. De berekening is voor het dak, de vloer en de beide wanden uitgevoerd als een liggerberekening. De andere drie aangegeven doorsneden zijn uitgevoerd als doorsnedeberekening. De door ons gekozen schematisatie van de liggers is weergegeven in figuur 8.1.

Aan de hand van de nu gevonden wapeningshoeveelheden kan een praktische wapening worden bepaald. Bij het gebruik van Wapro moet men er op bedacht zijn dat het uitgaat van alle wapening in een vlak. Bij grote hoeveelheden wapening, zo om en nabij de 8750 mm, moet de wapening in meerdere lagen worden aangebracht. In die gevallen moet er worden gecontroleerd of de gewenste veiligheid door het verplaatsen van het zwaartepunt van de wapening wel wordt bereikt. Indien dat niet het geval is moet een nieuwe (Wapro) berekening worden gemaakt met een aangepaste arm. De dekking is in dat geval de afstand tot het zwaartepunt van de wapening!

Na het wapenen aan de hand van de Wapro is een scheurwijdtecontrole noodzakelijk. Deze controle vindt plaats volgens de UB'84.

Uit de berekening van het Noord-profiel, bijlage II, volgde dat dit niet voldeed aan de eisen die door de krachtsoverdracht werden gesteld. Een aanpassing van dak-en vloer was noodzakelijk. De berekeningen van het aangepaste profiel zijn in bijlage III weergegeven.



- D = dak
- V = vloer
- BUW = buitenwand
- BIW = binnenwand
- 1 tot en met 3 zijn extra doorsneden berekeningen.

figuur 8.1.de berekende liggers en doorsneden van de tunnel.

Buiten de hierboven beschreven berekeningen zijn er een aantal berekeningen gemaakt volgens andere berekeningswijzen. De scheurwijdte is gecontroleerd volgens de zogenaamde trekbandmethode. In bijlage IV is de berekening daarvan weergegeven. De dwarskracht is tevens volgens de methode van de VB'84 berekend en vergeleken met de INO-IBBC methode. De uitkomsten van de WAPRO voor de dwarskracht zijn voor de aangepaste doorsnede van het dak na gerekend. In bijlage V zijn de diverse dwarskrachtberekeningen weergegeven.

De opzet van de behandeling van de diverse berekeningen en resultaten is weergegeven in figuur 8.2.

De berekeningsresultaten (hfdst 8)	
Het oorspronkelijke Noord-profiel (par 8.3)	
Uitgangspunten: betonkwaliteit B30 (par 8.3.1) staalkwaliteit FEB400	
	Randdoorsnede: berekening in bijlage IIb conclusie is goed te wapenen
	Middendoorsnede: berekening in bijlage IIc 1 - 4 conclusie is niet te wapenen
Uitgangspunten: betonkwaliteit B37.5 (par 8.3.2) staalkwaliteit FEB400	
	Randdoorsnede: voldoet zonder meer conclusie is goed te wapenen
	Middendoorsnede: berekening in bijlage IIc 5 conclusie is niet goed te wapenen
Uitgangspunten: betonkwaliteit B37.5 (par 8.3.3) staalkwaliteit FEB500	
	Randdoorsnede: voldoet zonder meer conclusie is goed te wapenen
	Middendoorsnede: berekening in bijlage IIc 6 conclusie is niet goed te wapenen
Eindconclusie Noord-profiel (par 8.3.4)	

Het aangepaste Noord-profiel (par 8.4)	
	Uitgangspunten: betonkwaliteit B37.5 (par 8.4.1) staalkwaliteit FEB400
	Randdoorsnede: berekening in bijlage IIIb conclusie is goed te wapenen Middendoorsnede: berekening in bijlage IIIc 1 - 3 conclusie is niet goed te wapenen
	Uitgangspunten: betonkwaliteit B37.5 (par 8.4.2) staalkwaliteit FEB500
	Randdoorsnede: voldoet zonder meer conclusie is goed te wapenen Middendoorsnede: berekening in bijlage IIIc 5 conclusie is te wapenen
	Eindconclusie aangepaste Noord-profiel (par 8.4.3)
Doorsnede berekeningen bij het aangepaste profiel (par 8.5)	
Scheurwijdte vergelijking UB'84 - trekband (par 8.6)	
Dwarskracht vergelijking UB'84 -TNO-IBBC (par 8.7)	

figuur 8.2 schema van de opzet van de berekeningen.

opmerking: de in de doorsneden aangegeven wapening is weergegeven zonder de verankeringslengte!

8.3 De berekeningsresultaten voor het Noord-profiel.

In eerste instantie wordt voor het hele trace van het Noord-profiel gebruik gemaakt. Om te zien in hoeverre dit profiel voldoet worden in principe twee punten in het trace doorgerekend, de rand-en midden-doorsnede. Voor de langswapening wordt in verband met goede krachtoverdracht als eis gesteld dat de minimum h.o.h. afstand $3.5 \cdot \emptyset k$ moet bedragen. Behalve de bepaling van de langswapening, vindt steeds controle van de scheurwijdte in het gebruiksstadium plaats. De scheurwijdte wordt niet gecontroleerd voor de explosiebelasting. Ter afsluiting wordt de dwarskrachtwapening bepaald.

Er worden drie varianten beschouwd, te weten:

- * met uitgangspunt betonkwaliteit B30 en staalkwaliteit FeB400
 - * met uitgangspunt betonkwaliteit B37.5 en staalkwaliteit FeB400
 - * met uitgangspunt betonkwaliteit B37.5 en staalkwaliteit FeB500
- De genoemde varianten zullen nu nader worden uitgewerkt.

8.3.1 uitgangspunt B30 en FeB400

De berekeningen zijn uitgevoerd voor de randdoorsnede, bijlage IIb en het midden, bijlage IIc 1 t/m 4. De belangrijkste resultaten van de berekeningen zijn in tabel 8.1 weergegeven. Uit de tabel blijkt dat de scheurwijdte zelden maatgevend wordt. Figuur 8.3 laat de langswapening voor de rand zien en in figuur 8.4 is de bijbehorende dwarskrachtwapening aangegeven. Het blijkt dat de langswapening goed aan te brengen is en er slechts in de binnenwanden in verband met de explosiebelasting enige beugelwapening is vereist.

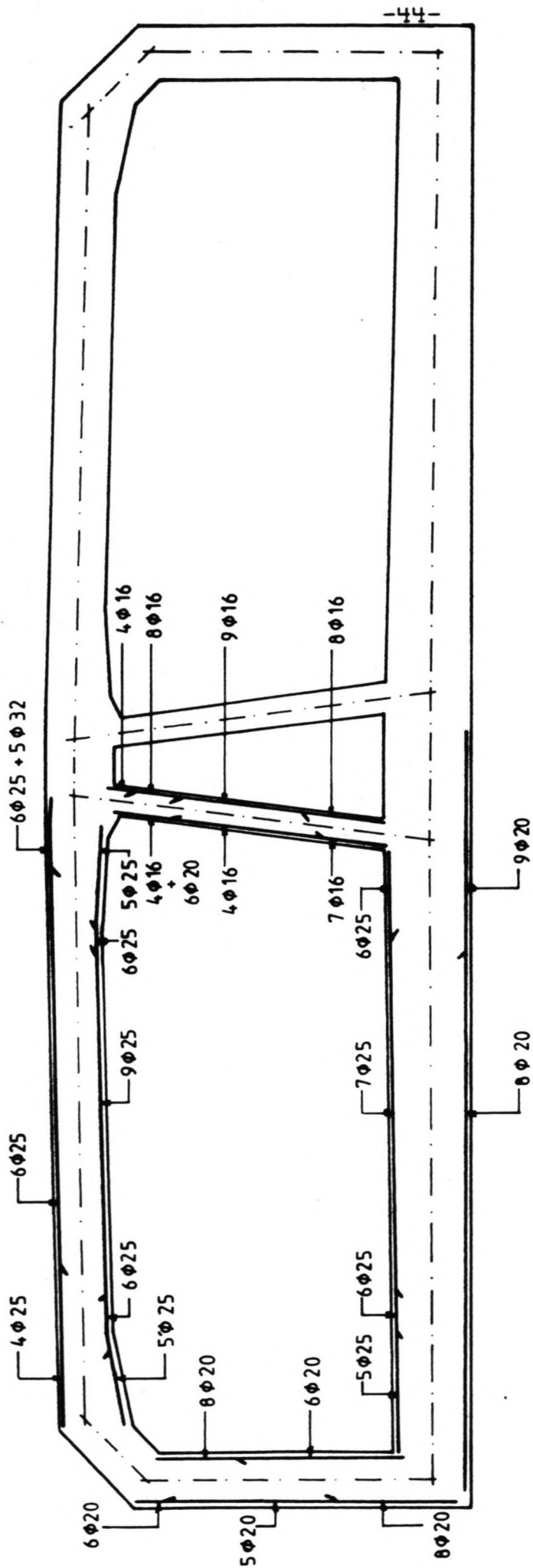
Bij de middendoorsnede doen er zich aanzienlijk meer problemen voor. In tabel 8.2 zijn voor het midden de belangrijkste resultaten bijeen gebracht. Het blijkt voor deze snede onmogelijk het dak goed te wapenen. In doorsnede DIII, de ontmoeting van binnenwand en dak moet de wapening, 22798 mm^2 per m', in drie lagen worden aangebracht uitgaande van de minimum h.o.h. afstand van $3.5 \cdot \emptyset k$. Bovendien is in deze doorsnede een fikse drukwapening nodig. Aan de eis voor de maximaal toelaatbare hoogte van de betondrukzone wordt anders niet voldaan.

	maatgevend	Aaben.	ω_{tben}	Aaanw	\bar{w}	ω_{prak}	hoogte	bijzonderheden.
Dak:								
drsn I	geval C	794	0.06	1964	0.21	0.15	1300	
" II	" C	4018	0.41	4418	0.32	0.45	990	
" III	" C	6435	0.58	6971	0.30	0.63	1110	
vloer:								
drsn I	geval C	1383	0.09	2513	0.22	0.17	1480	
" II	" C	2936	0.18	3436	0.35	0.21	1600	
" III	" C	541	0.03	2827	0.08	0.16	1720	
buwand:								
drsn I	geval C	1592	0.16	1885	0.40	0.19	1000	niet maatgevend
" II	" C	-----	-----	-----	-----	-----	1000	scheurwijdte maatgevend
" III	" C	2119	0.21	2513	0.36	0.25	1000	
biwand:								
drsn I	geval J2	-----	-----	2689	-----	0.54	500	geen scheurwijdte controle
" II	" J2	-----	-----	1809	-----	0.36	500	in verband met de explosie-
" III	" J2	-----	-----	1407	-----	0.28	500	belasting

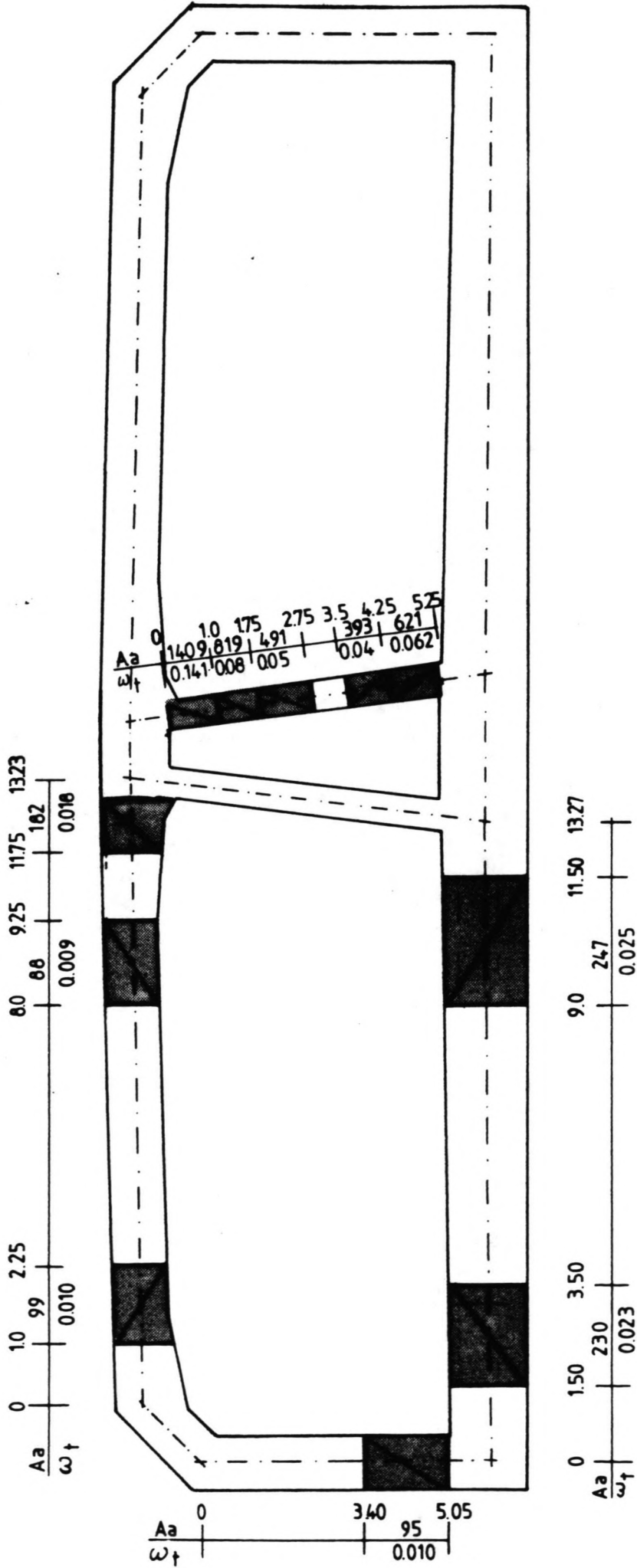
159

tabel B.1 resultaten randdoorsnede oorspronkelijk profiel in de maatgevende doorsneden

waarin: -dekking op hart van de staaf is 60 mm
 -betonkwaliteit B30
 -staalkwaliteit FEB400
 -Bij geval C is gamma 1.7
 -Bij geval J2 is gamma 1.0
 - \bar{w} is de maatgevende scheurwijdte.
 -wt wapeningspercentage



figuur 8.3 de langswapening in de randdoorsnede bij het oorspronkelijke profiel.



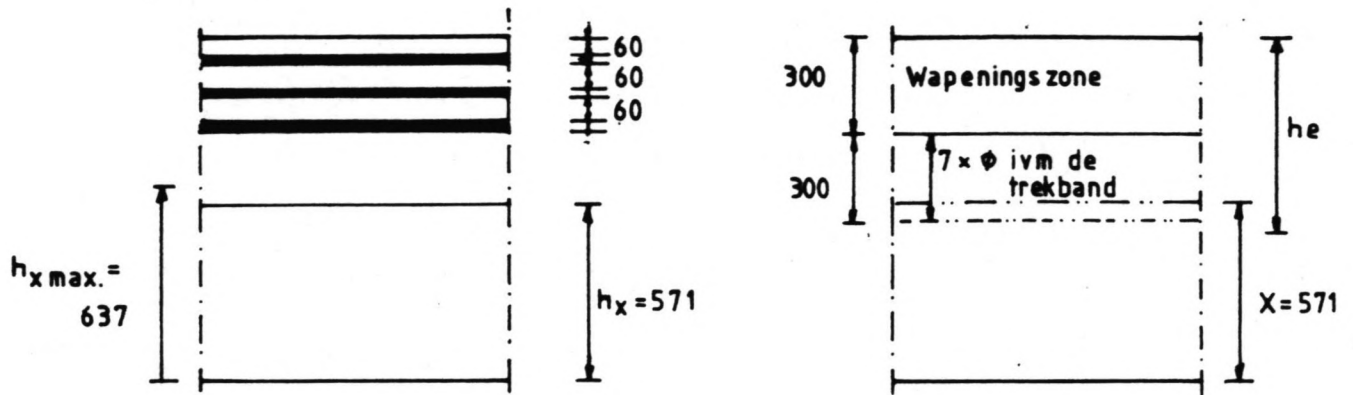
figuur 8.4 de dwarskrachtwapening in de randoorsnede bij het oorspronkelijke profiel.

	maatgevend	Aaben.	w/ben	Aaanw	\bar{w}	w/prak	hoogte	bijzonderheden.
Dak:								
drsn I	geval C	2725	0.21	2945	0.40	0.23	1300	
'' II	'' C	13457	1.36	13823	0.40	1.40	990	
'' III	'' C	22798	2.05	-----	-----	-----	1310	niet te wapenen.
vloer:								
drsn I	geval C	3390	0.23	3436	0.39	0.23	1480	
'' II	'' C	8928	0.56	9024	0.33	0.56	1600	
'' III	'' C	3368	0.20	3436	0.39	0.20	1720	
buwand:								
drsn I	geval C	7804	0.78	8246	0.24	0.82	1000	
'' II	'' C	-----	-----	-----	-----	-----	1000	niet maatgevend
'' III	'' C	7087	0.71	7265	0.38	0.73	1000	
biwand:								
drsn I	geval J2	-----	-----	804	-----	0.16	500	geen scheurwijdte controle
'' II	'' J2	-----	-----	804	-----	0.16	500	in verband met de explosie-
'' III	'' J2	-----	-----	804	-----	0.16	500	belasting

tabel 8.2 resultaten middendoorsnede oorspronkelijk profiel in de maatgevende doorsneden

waarin: -dekking op hart van de staaf is 80 mm bij het dak in de andere delen is de dekking 50 mm.
 -betonkwaliteit B30
 -staalkwaliteit FEB400
 -Bij geval C is gamma 1.7
 -Bij geval J2 is gamma 1.0
 - \bar{w} is de maatgevende scheurwijdte.
 -wt wapeningspercentage

Een scheurwijdteberekening voor het dak volgens de V.B. '84 is niet meer te maken omdat de trekbandhoogte "he" niet meer aan de eis $h_e < h_t - h_x$ voldoet, zie figuur 8.5. Een dwarskrachtberekening voor het dak is niet meer zinvol. De uiteindelijke resultaten zijn in figuur 8.6 en 8.7 weergegeven.



figuur 8.5 de situatie in de zwaarstbelaste doorsnede van de dakligger

8.3.2 uitgangspunt B37.5 en FeB400.

Er wordt gekozen voor B37.5 in plaats van B30 omdat:

- * een verkleining van de betondrukzone een vergroting van de inwendige hefboomsarm geeft, alhoewel deze invloed niet al te groot is. Vooral in het dak kan dit enige winst betekenen.
- * bij voorgespannen beton konstrukties wordt veelal uitgegaan van hogere betonkwaliteiten. Door de mogelijke combinatie van een gewapend en een voorgespannen deel en voor het vergelijken van de uitkomsten tussen de voorspanning en de gewapende doorsnede is voor B37.5 gekozen
- * B37.5 is nog goed op het werk te realiseren.
- * een hogere betonkwaliteit geeft een reductie van de benodigde dwarskrachtwapening.

Voor deze variant is de rand niet meer doorgerekend, de randdoorsnede voldoet zeker.

De berekening van de middendoorsnede is weergegeven in bijlage II.c.5. In tabel 8.3 zijn de uitkomsten van deze berekeningen vergeleken met de voorgaande variant. De in de tabel aangegeven waarden kunnen nog wijzigen door verandering van het zwaartepunt van de wapening en door de scheurwijdte eis. Voor een eerste indicatie van de verschillen is dat echter niet van belang.

snede	DI	DII	DIII
kwaliteit			
B30	2725 mm**2	13457 mm**2	26796 mm**2 #
B37.5	2623 mm**2	12545 mm**2	23185 mm**2
winst tov B30	3.74%	6.78%	13.48%

tabel 8.3 de langswapening voor het dak van het Noord-profiel in de middendoorsnede, belastingscombinatie C, met FEB400.

- inclusief 3998 mm**2 drukwapening.

Het enige grote voordeel ten opzichte van de voorgaande variant is dat nu geen drukwapening meer is benodigd. De detaillering van het dak blijft problematisch.

8.3.3. uitgangspunt B37.5 en FeB500.

De oplossing voor de problemen in het dak wordt gezocht in een verhoging van de staalkwaliteit tot FeB500. Theoretisch is de besparing 20% t.o.v. de vereiste hoeveelheid wapening met FEB400. In werkelijkheid is de besparing minder door het voorkomen van doorsneden en onderdelen waar minimum wapening benodigd is en door de scheurwijdte eis. In geval van toepassing van FEB500 in combinatie met de betonkwaliteit B37.5 vinden we de in tabel 8.4 weergegeven vergelijkbare waarden. Voor de tabel geldt weer dat de aangegeven waarden nog kunnen wijzigen door verandering van het zwaartepunt van de wapening en door de scheurwijdte eis. Voor een eerste indicatie van de verschillen is dat echter niet belangrijk. Voor de berekeningen wordt verder verwezen naar bijlage II.c.6.

snede	DI	DII	DIII
kwaliteit			
FEB400	2623 mm**2	12545 mm**2	23185 mm**2
FEB500	2098 mm**2	10036 mm**2	18548 mm**2

winst tov FEB400 in alle gevallen 20%.

tabel 8.4 de wapening bij verschillende staalkwaliteiten, met B37.5 voor het Noord-profiel, voor het dak in de middendoorsnede

Uit tabel 8.4 blijkt dat in de zwaarst belaste doorsnede DIII is uitgaande van een h.o.h. afstand van minimaal 4*Øk wapening in twee lagen in het dak nog steeds niet mogelijk.

8.3.4. eindconclusie Noord-profiel.

Uit de voorgaande berekeningen kunnen een aantal conclusies worden getrokken. De randdoorsnede geeft geen problemen en is eenvoudig te wapenen. Voor de middendoorsnede is de situatie heel anders. Zelfs na aanpassing van beton- en staalkwaliteit blijven er problemen met de detaillering van snede DIII, de ontmoeting van het dak met de binnenwand, bestaan. De oplossing wordt gezocht in een aanpassing van het profiel.

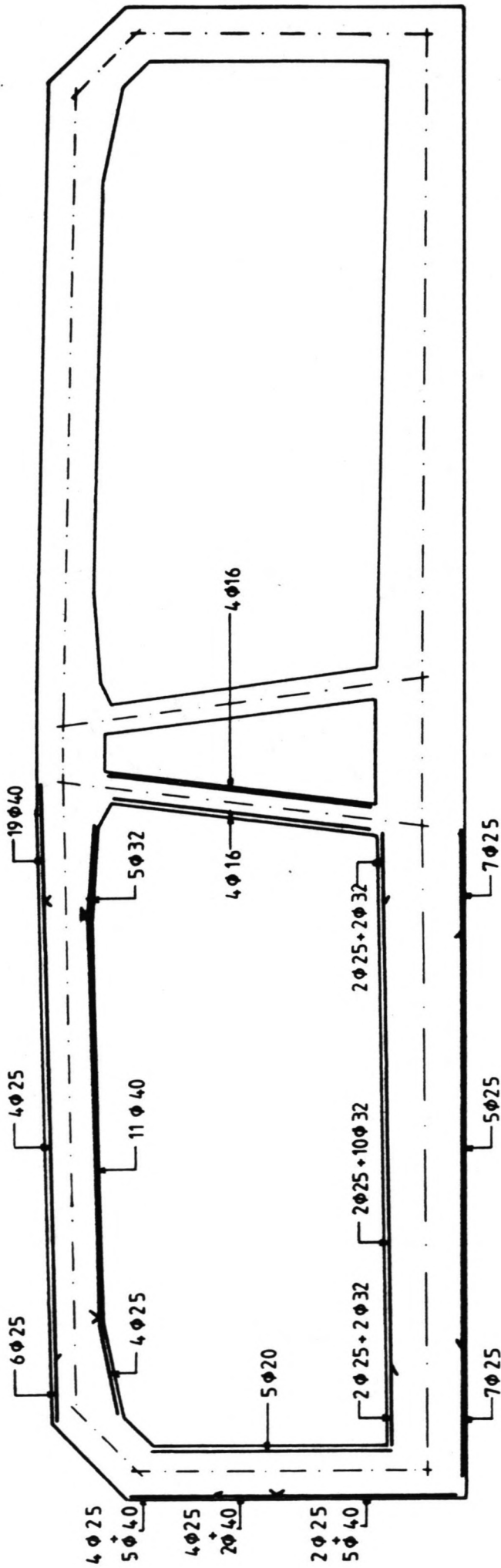
8.4 De berekeningsresultaten voor het aangepaste Noord-profiel.

Om de problemen met de detaillering op te lossen wordt nu het dak 0.2m dikker en de vloer 0.2m dunner uitgevoerd dan het normale Noord-profiel. Een tweetal varianten wordt nader onderzocht, te weten:

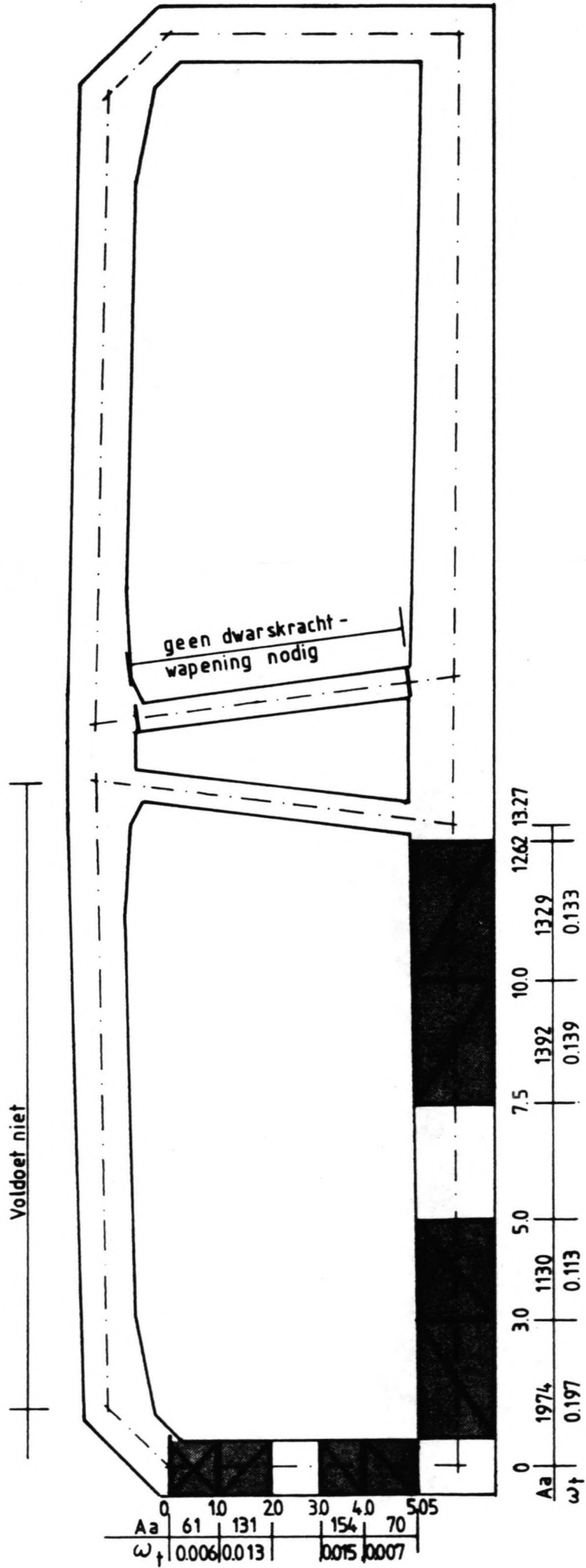
- * met uitgangspunt betonkwaliteit B37.5 en staalkwaliteit FeB400
 - * met uitgangspunt betonkwaliteit B37.5 en staalkwaliteit FeB500
- De genoemde varianten worden nu nader uitgewerkt.

8.4.1 uitgangspunt B37.5 en FeB400.

Voor deze variant zijn zowel het midden en de rand doorgerekend. In tabel 8.5 zijn de belangrijkste uitkomsten voor de rand opgenomen. Het blijkt dat de scheurwijdte op een aantal plaatsen maatgevend wordt. De detaillering van de langswapening geeft geen problemen. Evenals bij het normale Noord-profiel is er nauwelijks dwarskrachtwapening nodig. De wapening is in figuur 8.8 en 8.9 ingetekend. Voor de middendoorsnede blijven detailleringsproblemen aanwezig. Met minimum h.o.h. afstanden van de langswapening van $3.5 \cdot \emptyset$ zijn nog steeds drie lagen vereist ter plaatse van snede DIII. Verder is voor diverse doorsneden de scheurwijdte maatgevend, zie tabel 8.6. De langs- en dwarskrachtwapening zijn in figuur 8.10 en 8.11 weergegeven. De berekeningen zijn te vinden in bijlage IIIc 1 t/m 3.



figuur 8.6 de langswapening in de middendoorsnede bij het oorspronke-
lijke profiel.

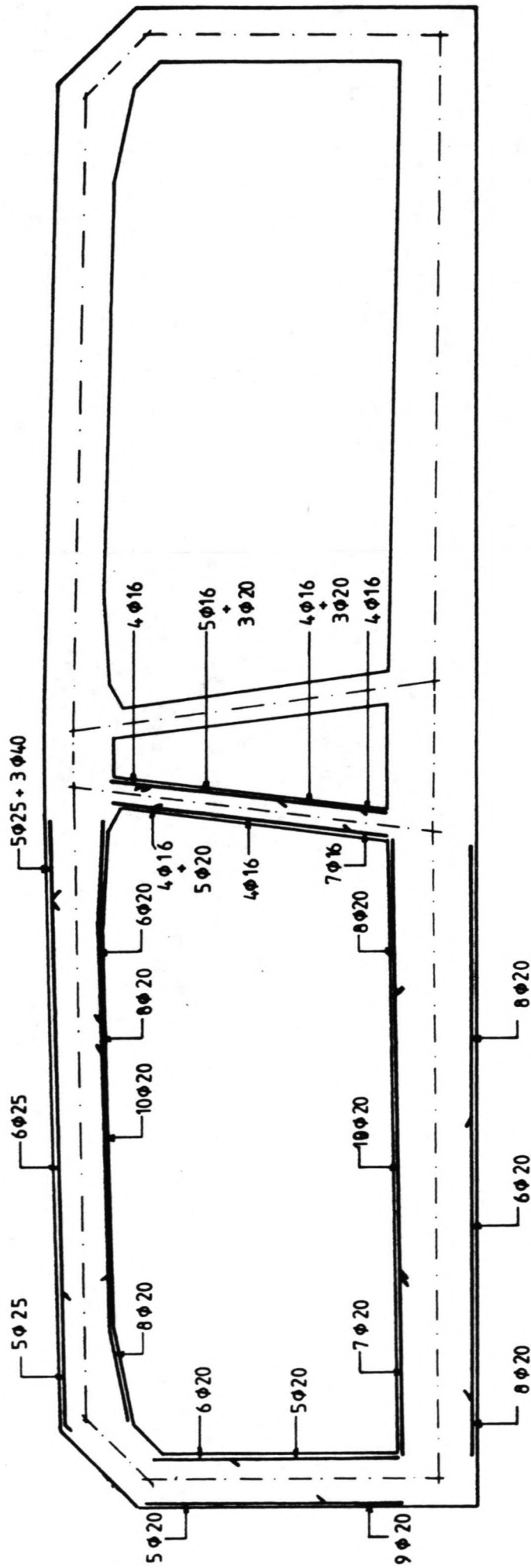


Figuur 8.7 de dwarskrachtwapening in de middendoorsnede bij het oorspronkelijke profiel.

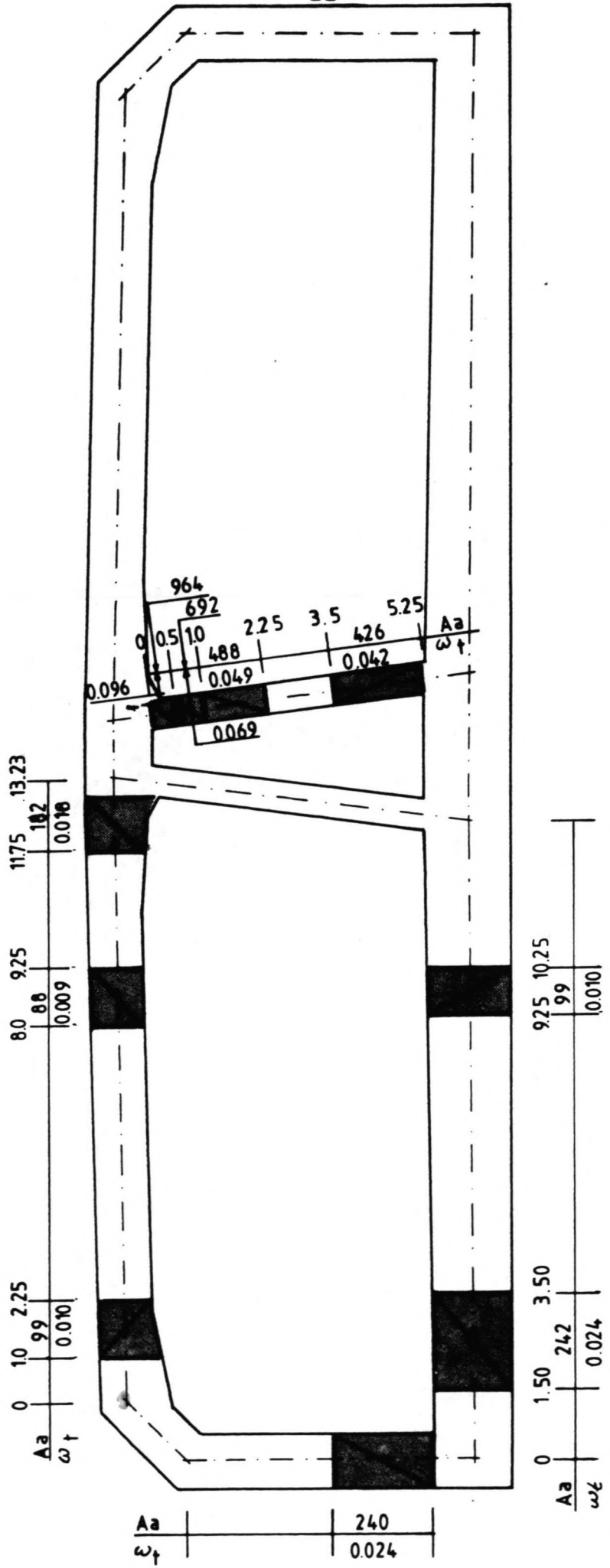
	maatgevend	Aaben.	ω_{\perp} ben	Aaanw	\bar{w}	ω_{\perp} prak	hoogte	bijzonderheden.
Dak:								
drsn I	geval C	794	0.05	2454	NVT	0.16	1500	
" II	" C	3039	0.26	3140	0.31	0.26	1190	
" III	" C	6236	0.48	6715	0.37	0.51	1310	
vloer:								
drsn I	geval C	1990	0.16	2513	0.40	0.20	1280	scheurwijdte maatgevend
" II	" C	2615	0.19	2827	0.40	0.20	1400	
" III	" C	2049	0.13	2513	0.37	0.17	1520	scheurwijdte maatgevend
buwand:								
drsn I	geval C	862	0.09	1571	0.30	0.16	1000	niet maatgevend
" II	" C	-----	-----	-----	-----	-----	1000	scheurwijdte maatgevend
" III	" C	2344	0.23	2827	0.38	0.28	1000	geen scheurwijdte controle in verband met de explosiebelasting
biwand:								
drsn I	geval J2	-----	-----	2375	-----	0.48	500	
" II	" J2	-----	-----	1947	-----	0.39	500	
" III	" J2	-----	-----	2147	-----	0.43	500	

tabel 8.5 resultaten randdoorsnede aangepast profiel in de maatgevende doorsneden

waarin: -dekking op hart van de staaf is 80 mm
 -betonkwaliteit B37.5
 -staalkwaliteit FEB400
 -Bij geval C is gamma 1.7
 -Bij geval J2 is gamma 1.0
 - \bar{w} is de maatgevende scheurwijdte.
 - ω_{\perp} wapeningspercentage



figuur 8.8 de langswapening in de randdoorsnede bij het aangepaste profiel.

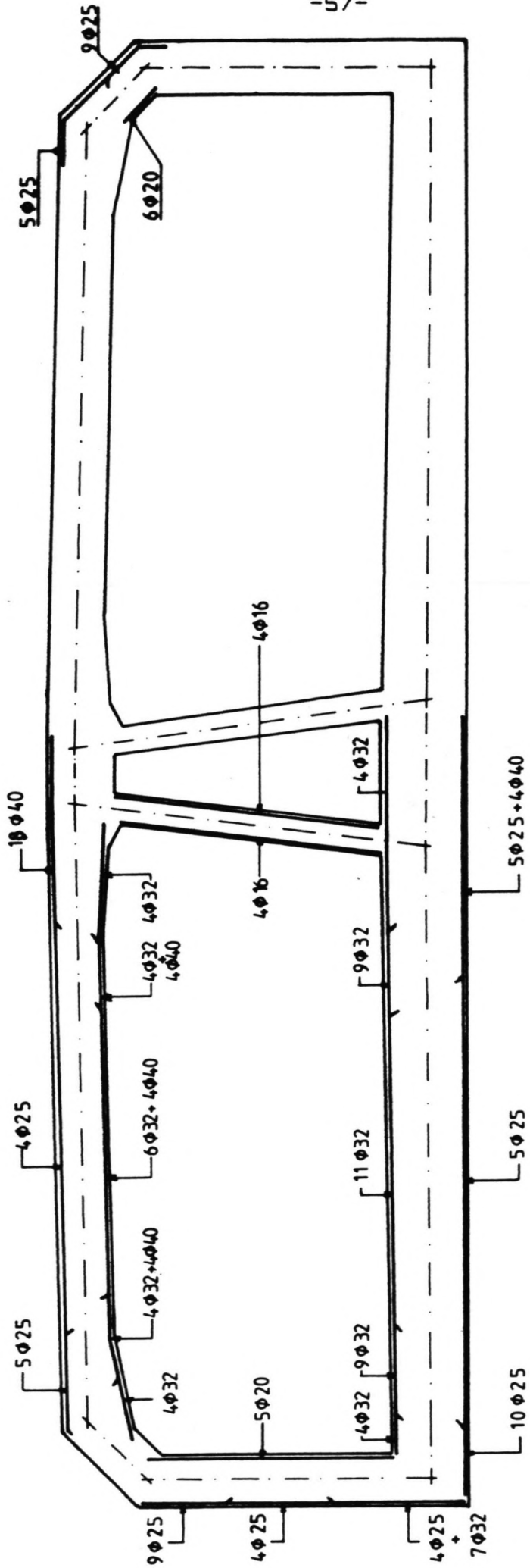


figuur 8.9 de dwarskrachtwapening in de randdoorsnede bij het aangepaste profiel.

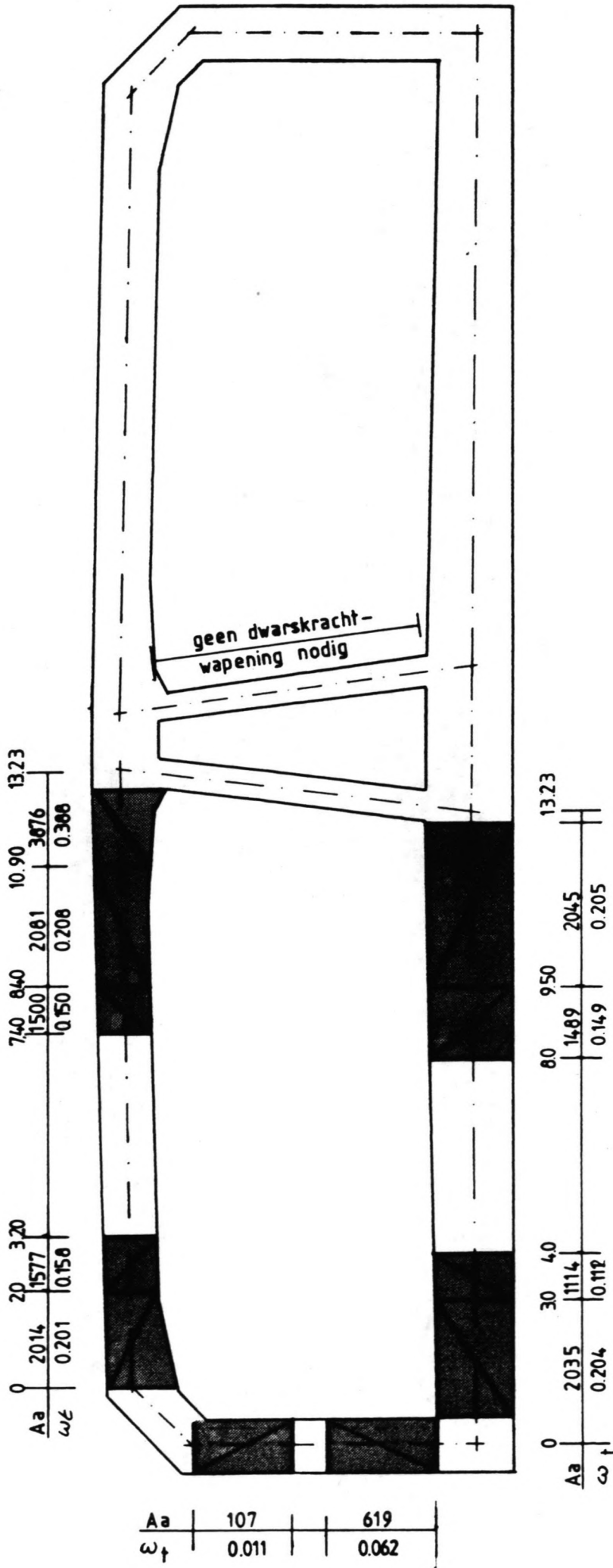
Dak:	maatgevend	Aaben.	Wtben	Aaanw	\bar{w}	W/prak	hoogte	bijzonderheden.
drsn I	geval C	580	0.04	2454	0.13	0.16	1500	
'' II	'' C	9656	0.81	11108	0.37	0.93	1190	
'' III	'' C	18517	1.41	22620	0.35	1.73	1310	
vloer:								
drsn I	geval C	4854	0.38	5399	0.38	0.42	1280	scheurwijdte maatgevend
'' II	'' C	8337	0.60	8846	0.37	0.63	1400	
'' III	'' C	7356	0.48	7972	0.40	0.52	1520	scheurwijdte maatgevend
buwand:								
drsn I	geval C	4069	0.41	4909	0.36	0.49	1000	scheurwijdte maatgevend
'' II	'' C	448	0.04	1963	0.13	0.20	1000	
'' III	'' C	6994	0.70	7593	0.36	0.76	1000	
biwand:								
drsn I	geval J2	-----	-----	804	-----	0.16	500	geen scheurwijdte controle
'' II	'' J2	-----	-----	804	-----	0.16	500	in verband met de explosie-
'' III	'' J2	-----	-----	804	-----	0.16	500	belasting

tabel 8.6 resultaten middendoorsnede aangepaste profiel in de maatgevende doorsneden

waarin: -dekking op hart van de staaf is 80 mm
 -betonkwaliteit B37.5
 -staalkwaliteit FEB400
 -Bij geval C is gamma 1.7
 -Bij geval J2 is gamma 1.0
 - \bar{w} is de maatgevende scheurwijdte.
 -wt wapeningspercentage



Figuur 8.10 de langswapening in de middendoorsnede bij het aangepaste profiel.



figuur 8.11 de dwarskrachtwapening in de middendoorsnede bij het aangepaste profiel.

8.4.2 uitgangspunt B37.5 en FeB500.

De problemen met de detaillering van de langswapening in het dak zijn nog steeds niet opgelost. Vandaar dat nog een variant met FeB500 is doorgerekend. Het rekenwerk is echter wel beperkt tot de het dak van de middendoorsnede. In tabel 8.8 zijn de resultaten weergegeven. Het blijkt dat de langswapening nu wel in twee lagen aangebracht kan worden met h.o.h. afstand $3.5 \cdot \emptyset k$ in horizontale richting. In verticale richting $2.5 \cdot \emptyset k$. De definitieve langs- en dwarswapening in het dak voor de middendoorsnede zijn weergegeven in figuur 8.12 respectievelijk figuur 8.13. In de onderstaande tabel 8.7 zijn nogmaals de belangrijkste verschillen met de vorige variant aangegeven.

snede	DI	DII	DIII
kwaliteit			
FeB400	1963 mm**2 #	9656 mm**2	18517 mm**2
FeB500	1963 mm**2 #	7725 mm**2	14824 mm**2
winst FeB500	--	20 %	20 %

tabel 8.7 hoeveelheid wapening in het aangepaste dak bij twee verschillende staalkwaliteiten.

8.4.3 eindconclusie aangepast profiel.

Uit de berekeningen blijkt dat de problemen die ontstaan bij de detaillering van het dak bij het Noord-profiel verholpen kunnen worden. Om dat te bereiken moet naast een verdikking van het dak met 0.2m staalkwaliteit FeB500 en betonkwaliteit B37.5 worden toegepast. De langswapening is dan ter plaatse van de ontmoeting dak-binnenwand aan te brengen in twee lagen $\emptyset 40$ met h.o.h. afstand in horizontale respectievelijk verticale richting van $3.5 \cdot \emptyset k$ en $2.5 \cdot \emptyset k$. De dwarskrachtwapening geeft geen problemen, alhoewel er wel een aanzienlijk aantal beugels benodigd blijft.

tabel 8.8 resultaten van het aangepaste dak bij de staalkwaliteit FEB500 in plaats van FEB400

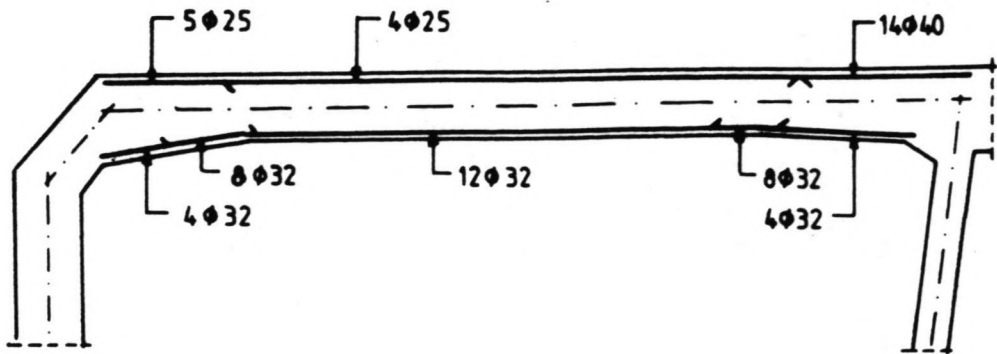
	maatgevend	Aaben.	w_{tben}	Aaanw	\bar{w}	w_{tprak}	hoogte
Dak:							
drsn I	geval C	464	0.03	2454	0.13	0.15	1500
,, II	,, C	7725	0.65	9650	0.41	0.81	1190
,, III	,, C	14814	1.13	17594	0.41	1.34	1310

De dwarskrachtwapening

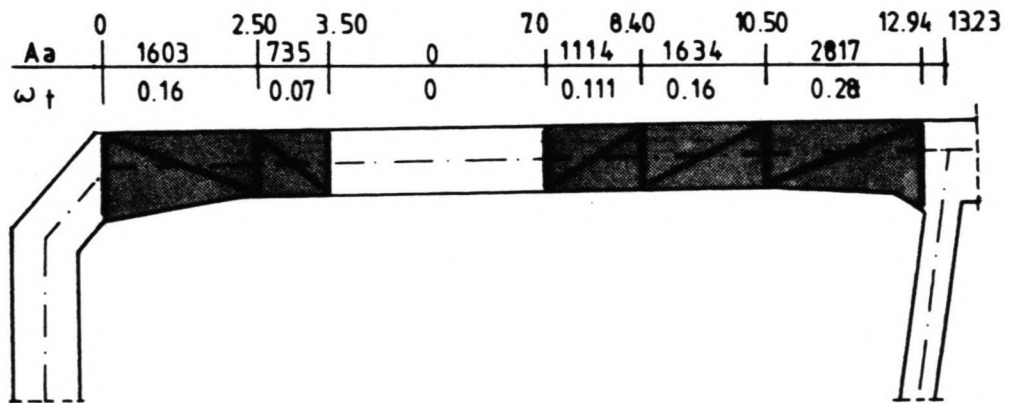
afstanden	Aa	w_t
0.00 - 2.50	1603	0.160
2.50 - 3.50	735	0.073
7.00 - 8.40	1114	0.111
8.40 - 10.50	1634	0.163
10.50 - 12.94	2817	0.282

beugels ook FEB500!

Opmerkingen:-De scheurwijdte benadering is een orde van grootte benadering. De eis van 0.40 mm wordt iets overschreden. De overschrijding is aanvaardbaar.
-Ter plaatse van doorsnede III resulteert een veiligheid van gamma is 1.71. Verhoging van de tussenruimte tussen de twee lagen zal tot gevolg hebben dat er dan drie lagen wapening benodigd zijn!



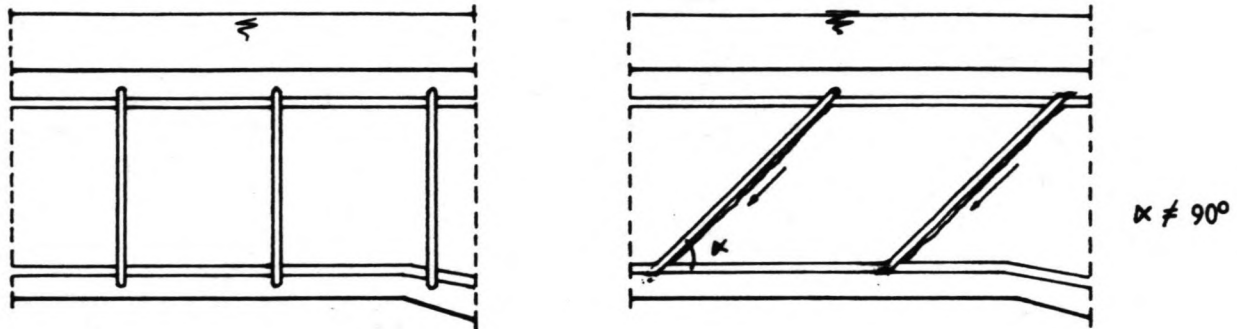
figuur 8.12 de langswapening in de aangepaste dakligger bij FEB500



figuur 8.13 de dwarskrachtwapening in de aangepaste dakligger bij FEB500

8.4.4 detaillering definitieve dwarskrachtwapening.

Voor de dwarskrachtwapening wordt er uit gegaan van beugels die een hoek van 90 graden maken met de hoofdwapening, zie figuur 8.14. Een scheve beugel of opgebogen wapening is niet wenselijk. De reden daarvoor is dat door het nazakken van beton de kans op lekkage wordt vergroot. Er kan namelijk langs de scheve beugel een kanaaltje ontstaan. Een dergelijke situatie moet worden voorkomen.



figuur 8.14 mogelijke plaatsing van de beugels.

De hoeveelheid benodigde dwarskrachtwapening wordt per meter aangegeven. Zeer lage dwarskrachtwapeningspercentages mogen om die reden worden verwaarloosd. Het heeft immers geen zin om af en toe een lichte beugel te plaatsen. Als grens is een waarde van $\omega t = 0.1\%$ aangehouden. De minimum hoeveelheid wapening per vierkante meter wordt nu: $A_a = \omega t * b * h * 1/100 \text{ in } (\text{mm}^2)$

Wanneer als grens voor het wel of niet wapenen 0.1% wordt aangehouden, is er voor de randdoorsnede alleen wapening in de tussenwand benodigd. De rest van de dwarskrachtwapening kan dan vervallen.

Bij de middendoorsnede behoeven alleen delen van het dak en de vloer van dwarskrachtwapening te worden voorzien. Ter plaatse van de aansluiting dak - binnenwand is de grootste hoeveelheid wapening zo'n 3572 mm^2 ($t=0.357\%$).

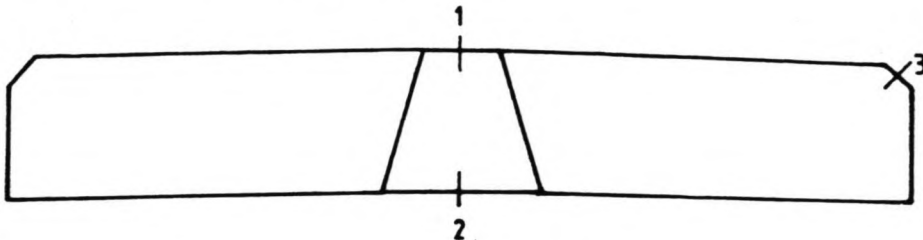
8.5 De doorsnede berekeningen bij het aangepaste profiel in de middendoorsnede.

De uitgangspunten voor de doorsnede berekening zijn:

- * aangepaste profiel
- * beton kwaliteit B37.5
- * staal kwaliteit FEB 400

Alle genoemde momenten zijn inclusief een veiligheid gamma van 1.7.

De in figuur 8.15 aangegeven doorsneden kunnen niet als liggers worden berekend. Het zijn gedrongen konstrukties waarbij aangenomen kan worden dat de vlakke doorsneden niet meer vlak blijven. Bij de berekening is er aangenomen dat de doorsneden nog wel vlak zijn en de wet van Hooke geldt.



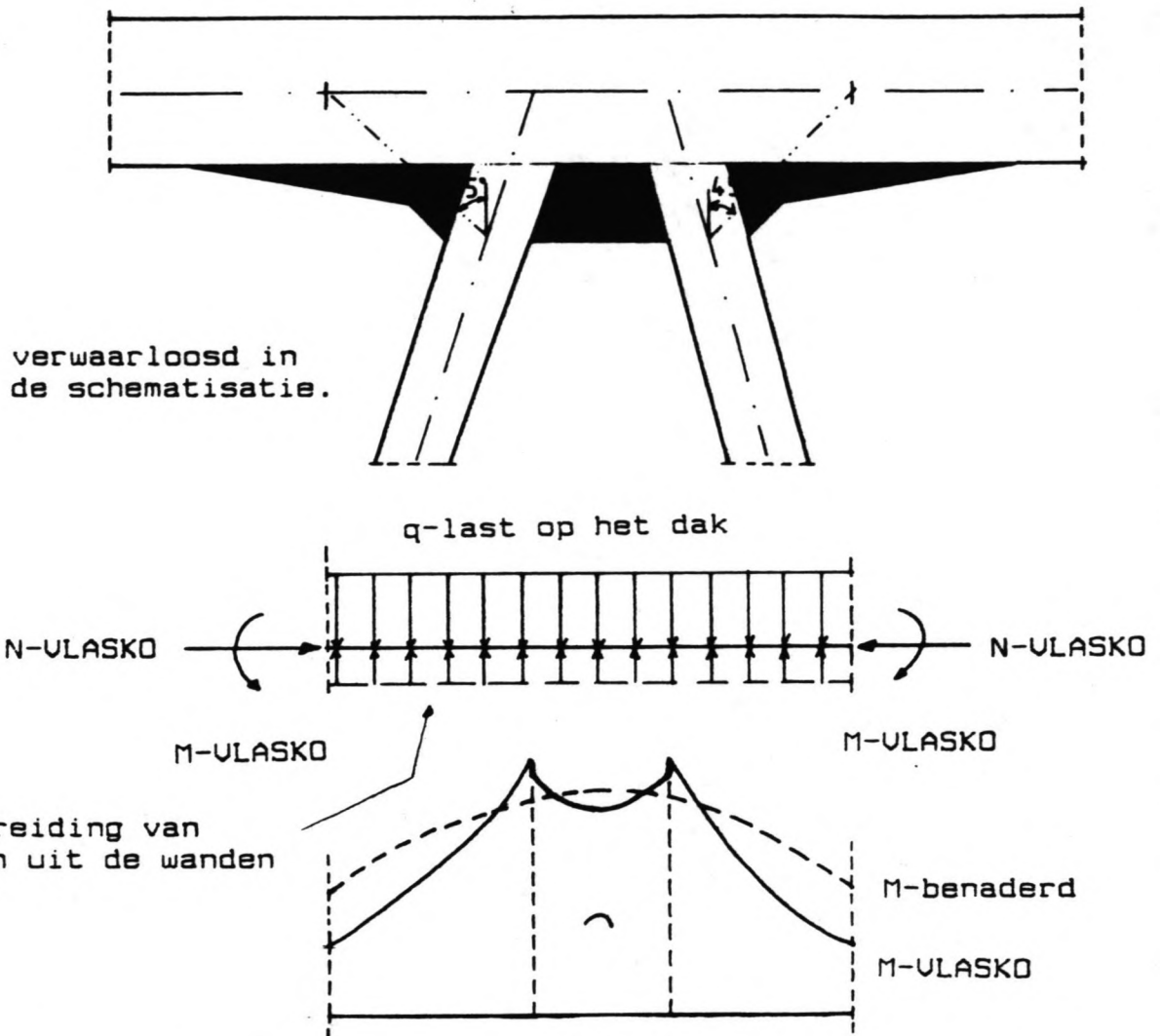
figuur 8.15 de plaats van de doorsneden 1 tot en met 3.

8.5.1 doorsnede 1

Als we kijken naar de momentenlijn van de maatgevende belasting, bijlage Ibl, dan zien we dat ter plaatse van de aansluiting van de tussenwand aan het dak er een piek zit in de momentenlijn. In werkelijkheid zal de situatie anders zijn. Voor de berekening van de wapening gaan we uit van een benaderd moment, figuur 8.16.

De puntlasten uit de wanden worden omgezet in een gelijkmatig verdeelde q-last. Daarbij wordt er uitgegaan van een spreiding onder 45 graden over het dak. De resulterende belasting, door de q-last en de normaalkrachten zorgen voor het afvlakken van de pieken in de momentenlijn.

Voor doorsnede 1 resulteert deze benadering tot een moment van 9393 KNM. De normaalkracht in de doorsnede is 1999 KN. Voor het wapenen is er dan 20370 mm² wapening benodigd.



de last door de spreiding van de normaalkrachten uit de wanden

figuur 8.16 de situatie bij samenkomst van dak en binnenwand.

Deze hoeveelheid resulteerd in 3 lagen wapening van elk 6 staven $\varnothing 40\text{mm}$ ($=22620 \text{ mm}^2$). Dit komt overeen met een wapeningspercentage van 1.84%. Deze hoeveelheid is praktisch niet goed aan te brengen in de doorsnede.

We zullen de uitgangspunten bij moeten stellen om tot een verantwoorde wapening te komen.

De uitgangspunten worden nu:

- * aangepast profiel
- * betonkwaliteit B37.5
- * staalkwaliteit FEB 500

Door deze verhoging van de staalkwaliteit vind er een reductie plaats van de wapeningshoeveelheid plaats van 20%. Er is dan 16296 mm² benodigd. Praktisch geeft dit 2 lagen wapening van elk 7 staven $\varnothing 40$ mm (=17592 mm²). Dit komt overeen met een wapeningspercentage van 1.43%. Deze wapening is gelijk aan aan die van doorsnede III van de dakligger.

De tussenruimte tussen de staven in de horizontale richting is dan 2.5 * de diameter. De verticale tussenruimte is dan 1.5 * de diameter

Bij de aangepaste arm blijft de veiligheid groter dan de gestelde namelijk 1.76.

De scheurwijdte wordt volgens de benadering van de VB'84 0.36 mm. Deze voldoet aan de eis van $\bar{w}=0.40$ mm.

Voor de krachtsoverdracht zou het beter zijn als de verticale tussenruimte vergroot kon worden. Dit houdt een plaatselijk extra verdikken van het profiel in.

8.5.2 doorsnede 2

Deze doorsnede moet in staat zijn om een moment van 4610 KNM en een normaaldrukkracht van 1271 KN over te brengen.

Dit resulteert bij de uitgangspunten van B37.5 voor de betonkwaliteit en FEB 400 voor de staalkwaliteit in een benodigde wapening van 6765 mm². Door de vloerwapening van doorsnede III door te laten lopen is hier aan te voldoen.

Dit geeft praktisch 5 staven $\varnothing 25$ en 4 staven $\varnothing 40$ mm. Het wapeningspercentage wordt dan $\omega_L=0.52\%$. De scheurwijdte voldoet en is gelijk aan de genoemde vloerdoorsnede.

8.5.3 doorsnede 3

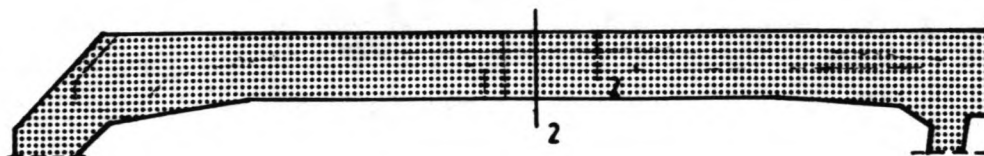
Deze doorsnede moet in staat zijn om een moment van 2093 KNM en een normaaldrukkracht van 2812 KN over te brengen.

Dit resulteert bij de uitgangspunten van B37.5 voor de betonkwaliteit en FEB 400 voor de staalkwaliteit in een benodigde wapening van 1370 mm². Deze hoeveelheid wapening komt overeen met een wapeningspercentage ω_L van 0.11%. De hoeveelheid wapening moet worden verhoogd tot minimaal 1800 mm in verband met het minimum wapeningspercentage van 0.15%.

Toepassen van 9 staven $\varnothing 25$ mm ($=4419$ mm³) voldoet. Dit kan praktisch worden gerealiseerd door de staven uit het dak en de buitenwand door te laten lopen.

8.6 Vergelijking van de scheurwijdte berekening volgens de UB'84 en de trekbandmethode voor de aangepaste dakligger in de middendoorsnede.

De trekbandberekening is toegepast op doorsnede 2 van de liggerberekening, figuur 8.17.



figuur 8.17 aanduiding van de doorsnede voor de berekening van de scheurwijdte.

Bij de UB'84 methode gelden bij de aangepaste doorsnede de volgende uitgangspunten:

- * betonkwaliteit B37.5
- * staalkwaliteit FEB 400
- * benodigde hoeveelheid wapening 11108 mm³
- * aanwezige hoeveelheid wapening 10398 mm³
(6 staven $\varnothing 32$ mm. en 5 staven $\varnothing 40$ mm.)

Na de controle van de bezwijkveiligheid in verband met de gelaagde ligging van de wapening vinden we een scheurwijdte van 0.39 mm deze waarde is kleiner dan de eis van 0.40 mm.

Als met de bovenstaande uitgangspunten nu een zogenaamde trekbandberekening uitvoeren, zie voor de werking van deze methode het collegedictaat g20 deel A, dan vinden we een veel kleinere scheurwijdte (0.12mm). In bijlage IV zijn de berekeningen voor de midden- en randdoorsnede weergegeven.

De afwijking tussen de uitkomsten van de UB'84-en trekbandmethode kunnen onder andere worden toegeschreven aan de beperkte invloed van de betondekking in de trekbandmethode. In de UB'84-methode heeft deze faktor namelijk veel meer invloed op het uiteindelijke resultaat.

Bij vergelijking van de uitkomsten voor de randdoorsnede vinden we dezelfde verschillen.

8.7 De dwarskrachtwapening

De dwarskracht veroorzaakt schuifspanningen. De schuifspanningen kunnen tot een bepaald maximum door het beton worden opgenomen. Voor niet al te dikke konstrukties wordt voor de berekening de methode van de VB'84 aangehouden. Bij die methode wordt het effect van de aanwezige langswapening niet meegenomen. In het geval van tunnels en andere zware konstrukties wordt een andere methode gebruikt. Dit is de rekenmethode van INO-IBBC die ontwikkeld is voor Rijkswaterstaat directie Sluizen en Stuwen. In die methode wordt wel rekening gehouden met de hoeveelheid langswapening in de doorsnede. Voor de werking van de methode zie bijlage Va.

8.7.1 vergelijking van de hand-en wapro berekening voor de dwarskrachtwapening volgens de INO-IBBC methode.

Ter verduidelijking is het aangepaste dak van de middendoorsnede met de hand doorgerekend, bijlage Vb. De resultaten van de handberekening zijn weergegeven in tabel 8.9. Voor de momenten en de dwarskrachten is daarbij uitgegaan van de waarden gevonden met de "Ulasko" voor het belastingsgeval C. De momenten, dwars- en normaalkrachten ter plaatse van knoop 3 en 12 uit deze run, alsmede de belasting zijn ingevoerd in de Wapro-berekening. De resultaten van de wapro berekening zijn weergegeven in tabel 8.9. De beide berekeningen komen qua orde van grootte vrij goed met elkaar overeen. Een probleem voor de interpretatie van de uitkomsten is het niet samenvallen van de doorsneden van de Ulasko en de Wapro berekening. Bij het vergelijken is er door ons gekeken naar een aantal dichtbij elkaar gelegen doorsneden. Het maximale verschil in ligging was 0.28 meter voor doorsnede 10, figuur 8.18. De vergelijkbare uitkomsten zijn weergegeven in tabel 8.11.

Uit tabel 8.4 blijkt dat de waarden in veel gevallen goed overeenkomen. Afwijkingen ontstaan vooral door afwijkingen in de faktor $[(I_x \cdot h_x) / M_x]$ en door het rekenen met vouten. Opvallend is de afwijking in de doorsneden 3, 11 en 12. Het wapro-programma past daarbij een reductie van de dwarskracht toe. Bij de handberekening bleek echter dat aan de eis voor de reductie $0.5 \cdot h \leq X_u \leq 2.0 \cdot h$ niet werd voldaan. In het Wapro-programma wordt namelijk altijd afgesnoten over een gebied van $0.5 \cdot h$. Dus ook als "Xu" niet binnen de eis van het INO-rapport valt. In de handberekening is echter de formele tekst van het INO-IBBC rapport aangehouden.

De afwijking ter plaatse van knoop 11 is de grootste die optreedt. De oorzaak daarvan moet hoofdzakelijk worden gezocht in de rasterindeling. Door deze indeling valt bij de handberekening de knoop buiten het af te snuiten gebied. Tevens rekent de "ULASKO" voor de momenten dwars- en normaalkrachten met een met het profiel verlopende eigen-gewichtsverdeling. Bij de Wapro daar in tegen wordt een continue q-belasting gebruikt. Daardoor ontstaan er kleine verschillen in de momenten, dwars- en normaalkrachten in de diverse doorsneden. Door het afsnuiten van de dwarskracht worden de afwijkingen versterkt.

doorsnede	tau11	tau12	tau12 gered	tau12 max	tau12 maxred	tau12 -<7.5	taud gered	Δ tau	wt%	Aa	plaats
3 vout	0.85	3.07	2.60	1.24	1.05	1.68	1.68	0.63	0.175	1750	0.00
4 vout	0.79	2.25	1.90	1.86	1.57	1.49	1.49	0.70	0.194	1940	1.47
5	0.49	0.65	0.65	2.04	2.04	0.95	0.95	0.46	0.128	1280	2.94
6	0.40	0.18	0.18	2.04	2.04	0.36	0.36	----	----	----	4.41
7	0.38	0.12	0.12	2.04	2.04	0.24	0.24	----	----	----	5.88
8	0.47	0.53	0.53	2.04	2.04	0.84	0.84	0.37	0.103	1030	7.35
9	0.68	1.61	1.61	1.94	1.94	1.44	1.44	0.76	0.211	2110	8.82
10	2.04	7.88	7.88	2.23	2.23	2.03	2.03	----	----	----	10.27
11 vout	0.74	1.67	1.59	2.23	2.12	2.74	2.74	1.15	0.319	3190	11.76
12 vout	0.60	1.04	0.99	2.21	2.10	2.71	2.57	1.58	0.440	4400	13.23

tabel 8.9 resultaten handberekening dwarskracht volgens de
IND-IBBCmethode, in het dak bij het aangepaste profiel.

waarin: -alle tau's in N/MM**2
-wapening Aa in MM**2
-plaats in M.

** DWARSKRACHT: BESCHIKBARE CAPACITEIT OPTREDENDE SCHUIFSPANNINGEN **

Plaats	tau11	tau12	optredende tau (afgesloten)	tau wapening	tau wapening (verschoven)	
[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
0.00	0.855	1.061	1.491	0.430	0.430	-1
0.66	1.164	1.164	1.584	0.420	0.542	
1.32	0.930	1.576	1.472	0.542	0.725	2
1.98	0.612	1.100	1.340	0.727	0.568	
2.65	0.542	0.829	1.074	0.532	0.371	
3.31	0.476	0.516	0.805	0.329	0.150	
3.97	0.432	0.306	0.536	0.104	0.000	
4.63	0.398	0.143	0.267	0.000	0.000	
5.29	0.368	0.001	0.002	0.000	0.000	
5.95	0.398	0.145	0.271	0.000	0.000	7
6.61	0.433	0.309	0.540	0.107	0.000	
7.28	0.477	0.519	0.809	0.332	0.153	
7.94	0.501	0.771	1.078	0.576	0.375	
8.60	0.614	1.311	1.346	0.732	0.613	
9.26	0.930	1.945	1.615	0.685	0.749	
9.92	1.440	1.440	1.884	0.444	0.590	9
10.58	1.281	2.233	2.153	0.000	0.197	10
11.25	0.852	2.116	2.363	0.247	0.998	
11.91	0.715	1.497	2.531	1.034	1.259	11
12.57	0.645	1.189	2.466	1.277	1.391	
13.23	0.603	1.004	2.404	1.400	1.400	12

tabel 8.10 resultaten wapro

knoop	type	afstand	tau11	tau12	tau.d	Δ tau	opmerkingen.
3	wapro hand	0.00 0.00	0.855 0.850	1.061 1.050	1.491 1.680	0.430 0.630	afgesnoten Id! niet afgesnoten
4	wapro hand	1.32 1.47	0.930 0.790	1.576 1.570	1.472 1.490	0.542 0.700	
7	hand wapro	5.88 5.95	0.380 0.398	0.120 0.145	0.240 0.271	0.000 0.000	geen beugels geen beugels
9	wapro hand	8.60 8.82	0.614 0.680	1.311 1.610	1.346 1.440	0.732 0.760	
10	hand wapro	10.29 10.58	2.040 1.281	2.230 2.233	2.030 2.150	0.000 0.000	
11	hand wapro	11.76 11.91	0.740 0.715	1.590 1.497	2.740 2.531	1.150 1.030	niet afgesnoten afgesnoten Id!
12	hand wapro	13.23 13.23	0.600 0.603	0.990 1.004	2.910 2.404	1.580 1.400	afgesnoten Id! afgesnoten Id!

tabel 8.11 vergelijking van de hand -en de Waproberekening.

De afwijking bij 12 komt door een kleine afwijking in de afgesnoten dwarskracht.

Concluderend kan er worden gesteld dat de met de hand berekende waarden ondanks de kleine verschillen in ligging qua orde van grootte overeenkomen. In de delta tau-figuur van de wapro zijn de diverse met de handberekende waarden uitgezet, figuur 8.18.

8.7.2 vergelijking van de INO-IBBC-methode met de methode volgens de UB'84.

De methode volgens de UB'84 is volledig afwijkend van de in het voorgaande beschreven INO-IBBC-methode. Bij zware konstrukties als tunnels wordt de UB'84 methode dan ook niet meer toegepast. Om nu eens te kijken of de verschillen nu werkelijk zo groot zijn is er een dwarskrachtberekening volgens deze methode gemaakt, zie bijlage Ud. De resultaten van de handberekening zijn weergegeven in tabel 8.12. De resultaten van de berekening worden in tabel 8.13 vergeleken met de uitkomsten van de overeenkomende handberekening en de wapro-berekening. Ook in dit geval zijn de Vlasko doorsneden aangehouden.

Resultaten handberekening dwarskracht in dak UB'84.

doorsnede	taud	taul toel.	Δ taud	Aa	$\omega t\%$	plaats
3 vout	1.68	0.90	0.78	2160	0.216	0.00
4 vout	1.49	0.90	0.59	1640	0.164	1.47
5	0.95	0.90	0.05	140	0.014	2.94
6	0.36	0.90	-----	-----	-----	4.41
7	0.24	0.90	-----	-----	-----	5.88
8	0.84	0.90	-----	-----	-----	7.35
9	1.44	0.90	0.54	1500	0.150	8.82
10	2.03	0.90	1.13	3139	0.314	10.29
11 vout	2.74	0.90	1.84	5111	0.511	11.76
12 vout	2.91	0.90	2.01	5583	0.558	13.23

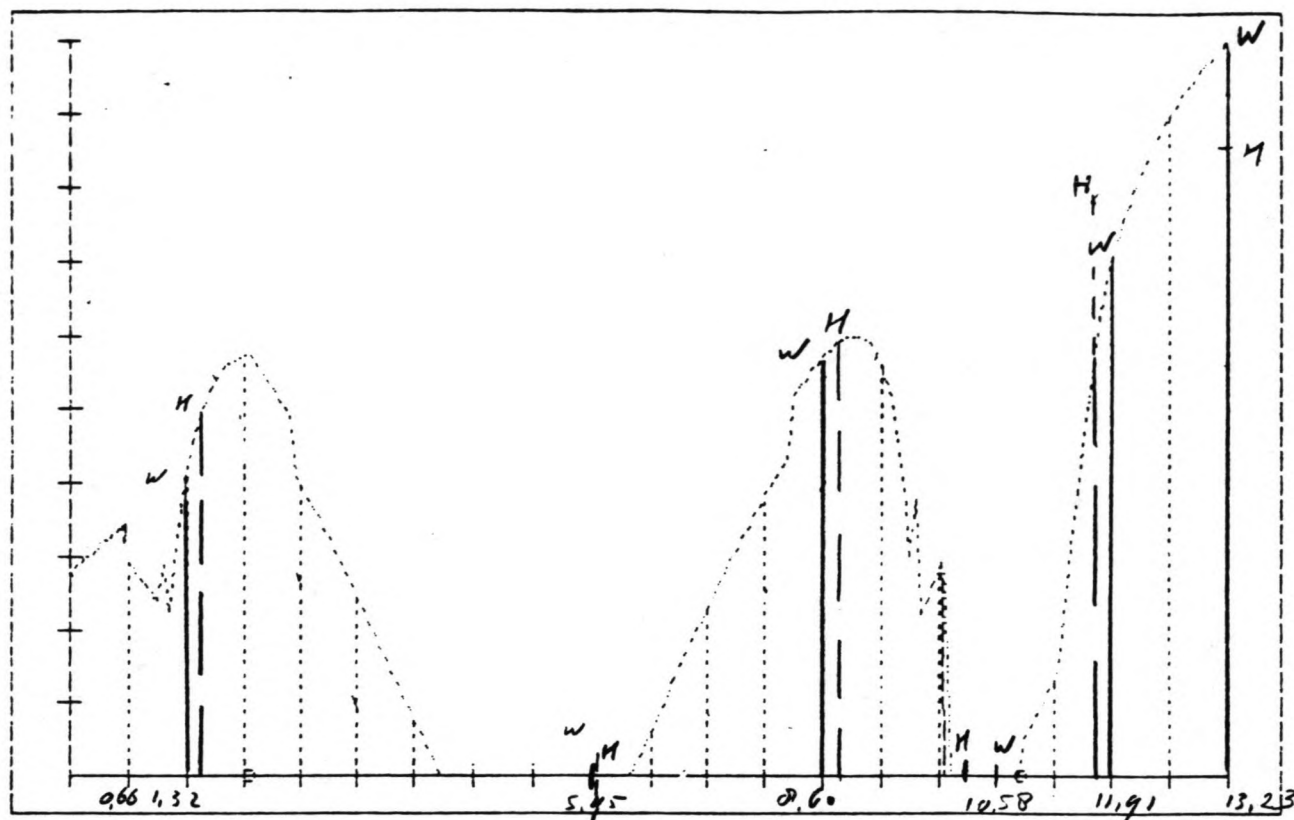
tabel 8.12 resultaten handberekening dwarskrachtwapening volgens de UB'84.

waarin: -de tau's in N/M^{**2} .

-de plaats in M

-taul toel. is de grens waar onder geen beugels nodig zijn.

-de beugels staan onder 90° met de langswapening.



H = handberekening
W = wapro-berekening

Figuur 8.18 de handberekende tau waarden uitgezet in de Wapro-uitvoer.

Uit tabel 8.13 blijkt dat er vrij grote verschillen optreden tussen de methode van TNO-IBBC en de VB'84. Vooral ter plaatse van de inklemmingen zijn deze verschillen aanzienlijk. De methoden op zich zijn moeilijk vergelijkbaar. Wij zullen ons dan ook beperken tot de bij deze konstruktie gevonden resultaten. De werking van de TNO-IBBC-methode is weergegeven in bijlage Va. Dit zelfde is in bijlage Ud gedaan voor de VB'84-methode. [In de laatst genoemde wordt tevens de wt-formule afgeleid.]

Het deel van de schuifspanning dat door wapening moet worden opgenomen is voor de beide methoden in absolute zin weergegeven in figuur 8.19. Uit de figuren blijkt duidelijk het verschil van de beide methoden.

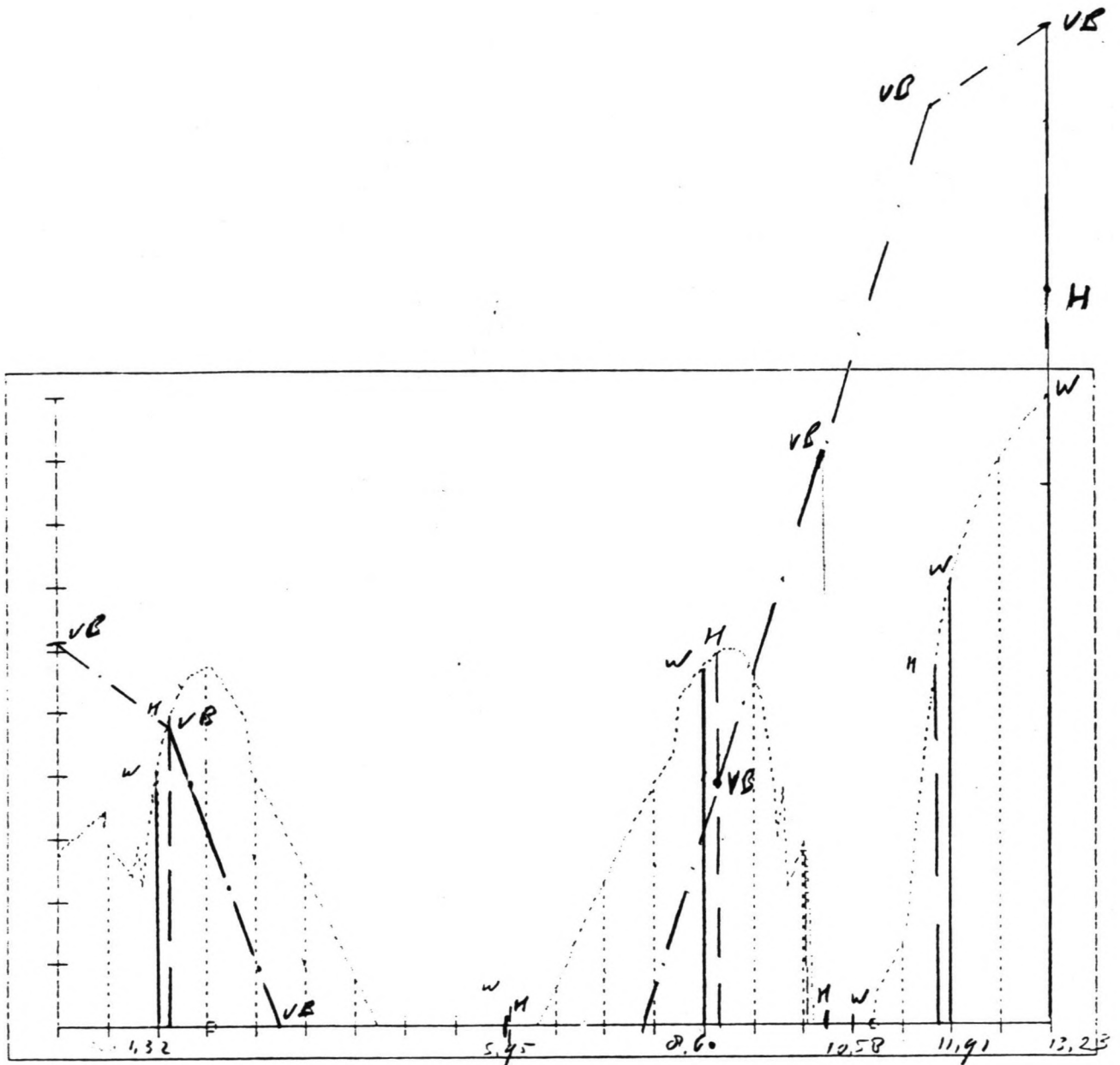
Bij de VB'84 is de meeste wapening ter plaatse van de opleggingen benodigd. Er vindt geen reductie van de optredende schuifspanningen plaats en het effect van de aanwezige wapening wordt hierbij ook verwaarloosd.

knoop	Type	afstand [m]	Δ tau [N/mm**2]
3	wapro	0.00	0.430
	H-TNO	0.00	0.630
	H-UB	0.00	0.780
4	wapro	1.32	0.542
	H-TNO	1.47	0.700
	H-UB	1.47	0.590
5	wapro	-----	-----
	H-TNO	2.94	0.460
	H-UB	2.94	0.050
6	wapro	-----	-----
	H-TNO	4.41	0.000
	H-UB	4.41	0.000
7	wapro	5.95	0.000
	H-TNO	5.88	0.000
	H-UB	5.88	0.000
8	wapro	-----	-----
	H-TNO	7.35	0.370
	H-UB	7.35	0.000
9	wapro	8.60	0.732
	H-TNO	8.82	0.760
	H-UB	8.82	0.540
10	wapro	10.58	0.000
	H-TNO	10.29	0.000
	H-UB	10.29	1.130
11	wapro	11.91	1.030
	H-TNO	11.76	1.150
	H-UB	11.76	1.840
12	wapro	13.23	1.400
	H-TNO	13.23	1.580
	H-UB	13.23	2.010

tabel 8.13 vergelijking van de diverse methoden.

Bij de INO-IBBC-methode wordt de dwarskracht wel gereduceerd en de hoeveelheid aanwezige langwapening is van belang. Tevens speelt de verhouding tussen het moment en de dwarskracht een rol bij deze methode. Dit resulteert ter plaatse van de opleggingen in zo'n 30% minder wapening. Tevens neemt de benodigde hoeveelheid wapening ter plaatse van de tussenwand snel af. In het veld is plaatselijk echter meer wapening nodig dan bij de UB'84-methode.

De totale hoeveelheid beugelwapening zal in het geval van wapenen volgens de UB'84 meer wapening vereisen. Voor het wapenen van de konstruktie zal dan ook gebruik gemaakt worden van de resultaten van de Wapro-berekening.



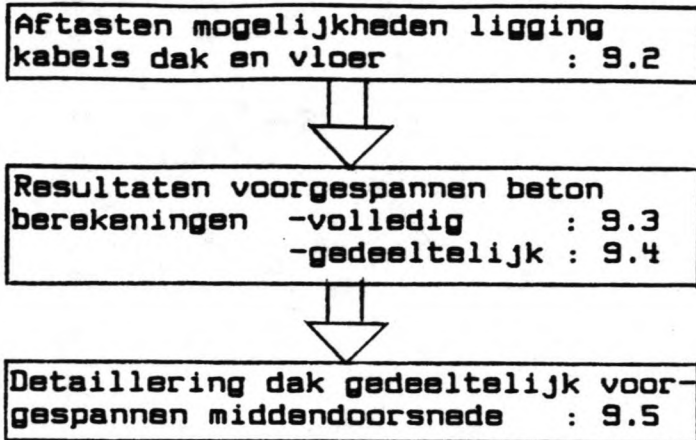
W = wapro
H = handberekening
UB = UB'84

figuur 8.19 de door wapening op te nemen dwarskracht volgens de INO-IBBC en UB'84 methode

9.0. BEREKENING VOORGESPANNEN BETON.

9.1. Algemeen.

In het onderstaande schema is de opbouw van hoofdstuk 9 weergegeven.



figuur 9.1: Opbouw hoofdstuk 9

Zoals in het schema is te zien is het hoofdstuk opgesplitst in drie gedeelten. Eerst worden de mogelijkheden voor de ligging van de voorspankabels in dak en vloer onderzocht en wordt een keuze gemaakt. Met het gekozen kabelverloop worden varianten doorgerekend voor volledig voorgespannen beton. Na een kleine wijziging in de kabelligging is tevens een variant in gedeeltelijk voorgespannen beton doorgerekend. Van deze laatste variant is vervolgens de wapening in het dak van de middendoorsnede volledig gedetailleerd.

9.2. Kabelligging.

Er wordt getracht een zo groot mogelijke voorspanbelasting loodrecht op de balkas te introduceren. Dit is te bereiken door het pijl f, zie figuur 9.2 en 9.3 een zo groot mogelijke waarde aan te laten nemen. Voorlopig wordt daarbij aangenomen dat de kabel tussen de twee binnenwanden recht blijft.

Als uitgangspunt geldt dat zoveel mogelijk het momentenverloop door voorspanning en belastingen in de gebruikstoestand overeenkomen.

Voor zowel dak als vloer worden een aantal kabelverlopen aangenomen. De bijbehorende krachtswerkingen zijn in bijlage VIa weergegeven. De krachten, momenten en belastingen die uit de berekening volgen, vormen samen een evenwichtssysteem. De voor diverse kabelverlopen berekende evenwichtssystemen, worden vervolgens als belastinggevallen in het raamwerkprogramma Vlasko ingevoerd. Er wordt steeds uitgegaan van een eenheidsvoorspankracht, $P_0 = 1000 \text{ KN}$. Omdat het systeem per kabelverloop in evenwicht moet zijn, is de som van de oplegreacties in de ondersteuning gelijk aan nul. Dit is meteen een controle of het belastinggeval goed is ingevoerd.

De krachtswerking voor het dak, zie bijlage VIa, bestaat uit:

- a. puntlasten door de knik in de systeemlijn
- b. puntlasten door vouten aan de balkuiteinden
- c. puntlasten aan de uiteinden van de ligger door de voorspanning
- d. kopmomenten aan de uiteinden van de ligger door de voorspanning
- e. q-lasten door voorspanning.

De krachtswerking voor de vloer, bijlage VIa, bestaat uit:

- a. puntlasten door de knik in de systeemlijn
- b. q-lasten door voorspanning.
- c. puntlasten aan de uiteinden van de ligger door de voorspanning
- d. kopmomenten aan de uiteinden van de ligger door de voorspanning

Na het aftasten van de mogelijkheden, onder verwaarlozing van wrijvingsverliezen, is gekozen voor het kabelverloop als aangegeven in figuur 9.2 en 9.3. Met dit kabelverloop wordt een eerste, eenvoudige berekening gemaakt. Voor alle volgende berekeningen wordt de wrijving wel verdisconteerd. De optimale ligging van de kabels zal niet veel veranderen. In bijlage VIb zijn de berekeningen nu inclusief wrijving weergegeven. In figuur 9.4 en 9.5 zijn de kabelverlopen aangegeven waarvan het momentenverloop het best overeen komt met het momentenverloop veroorzaakt door de gebruiksbelastingen. Er is daarbij aangenomen dat de kabeluiteinden in verband met de uitvoering centrisch worden geplaatst. In figuur 9.6 is tenslotte te zien welke verschillen optreden tussen de kabelligging en de druklijn voor het dak. De verschillen tussen beide lijnen worden veroorzaakt doordat de konstruktie statisch onbepaald is.

9.3. Volledig voorgespannen beton berekeningen.

Voor het aftasten van de mogelijkheden in voorgespannen beton worden een aantal vereenvoudigingen aangebracht, te weten:

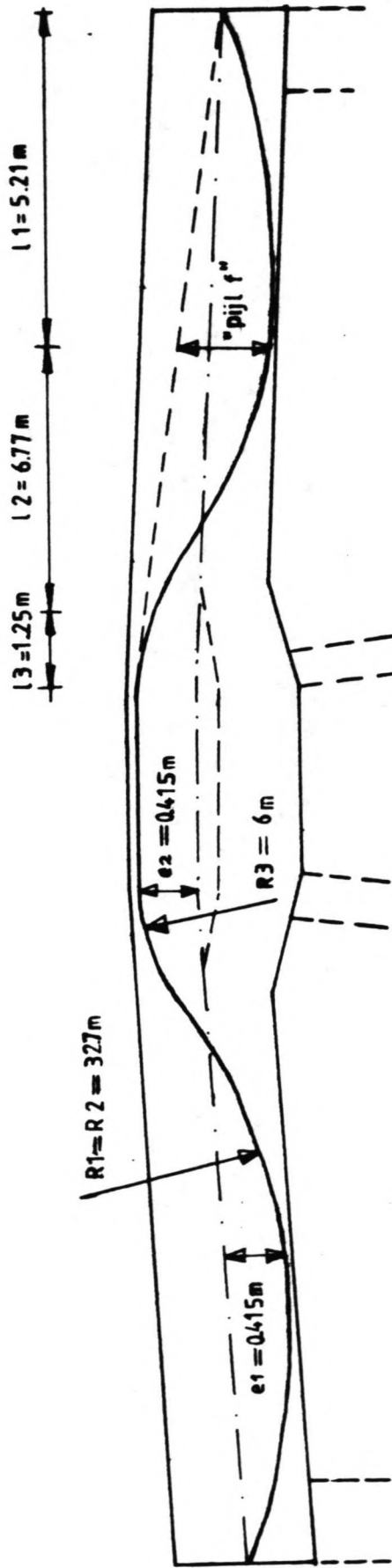
- * alleen de middendoorsnede in het lengteprofiel wordt beschouwd
- * in feite hebben we te maken een statisch onbepaalde konstruktie. Voorspannen van het dak veroorzaakt ook een krachtswerking in de vloer en vice versa. Deze wederzijdse beïnvloeding van dak en vloer wordt verwaarloosd.
- * wrijving verwaarloosd.

Vervolgens zal de dwarsdoorsnede worden aangepast. Met het aangepaste profiel zal een berekening worden gemaakt waarin de voornoemde invloeden wel worden meegenomen. Deze berekening wordt afgerond met een aantal controles. De controles hebben betrekking op bezwijkveiligheid, hoogte betondrukzone, verliezen en wapening in bouwstadium

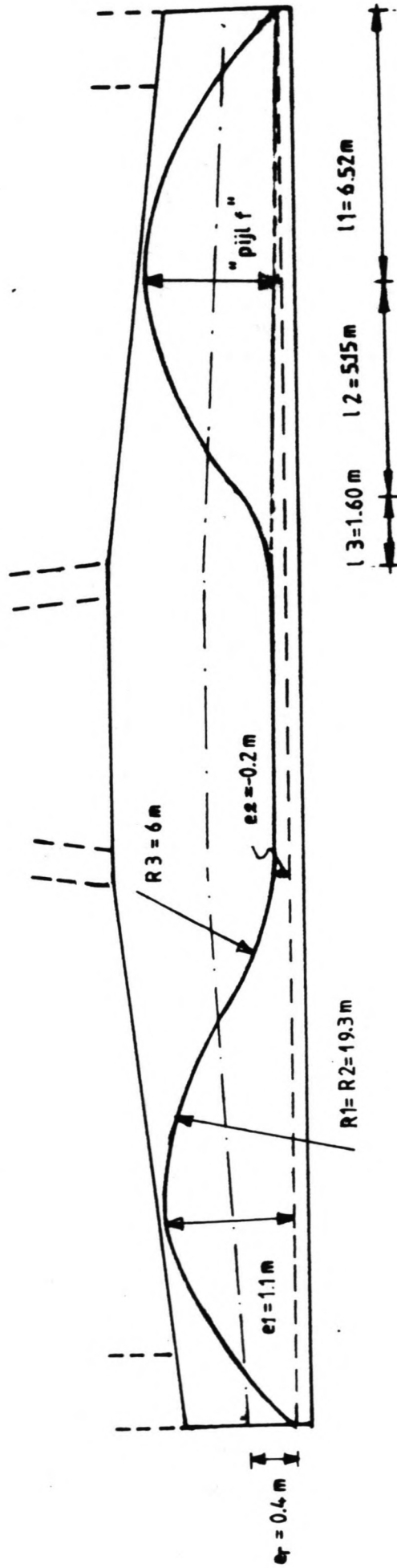
Uitgangspunten voorgespannen beton berekeningen

De berekeningen hebben als algemene uitgangspunten:

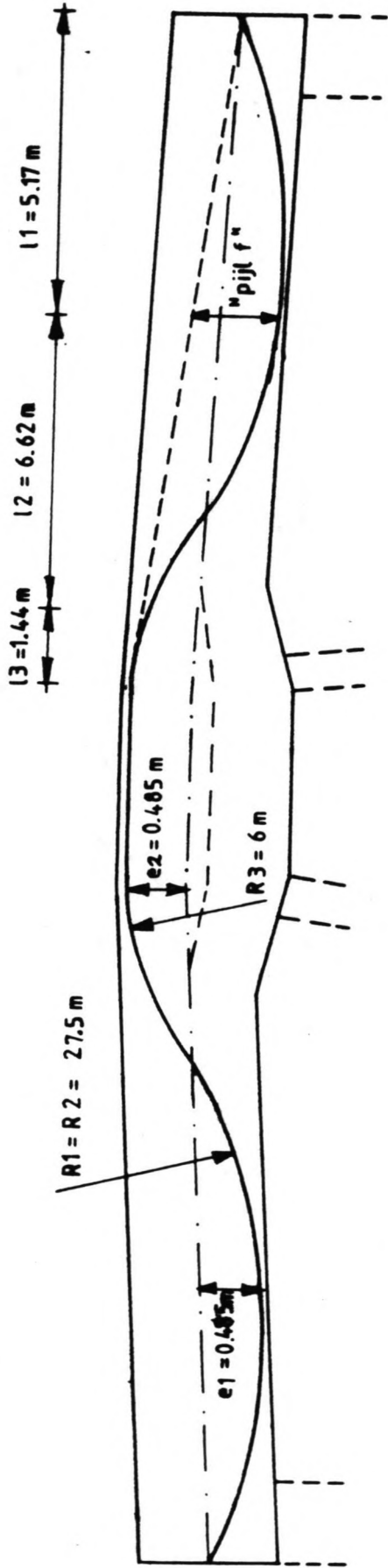
- * zoveel mogelijk dwarsdoorsnede Noord-profiel aanhouden
- * bij de langdurig aanwezige belasting in gebruikstoestand zijn scheuren ontoelaatbaar (volledige voorspanning vereist).
- * in bouwstadium scheuren toegestaan.
- * $G_{p,0} = 0.75 \cdot f_{pk}$ en $G_{p\infty} = 0.65 \cdot f_{pk}$
- * spannen na 28 dagen
- * veiligheid tegen bezwijken groter of gelijk aan 1.7
- * hoogte betondrukzone kleiner of gelijk aan $0.47 \cdot h$ in verband met de vereiste rotatiecapaciteit
- * dimensionering grenstoestanden gebruik volgens de UB'84



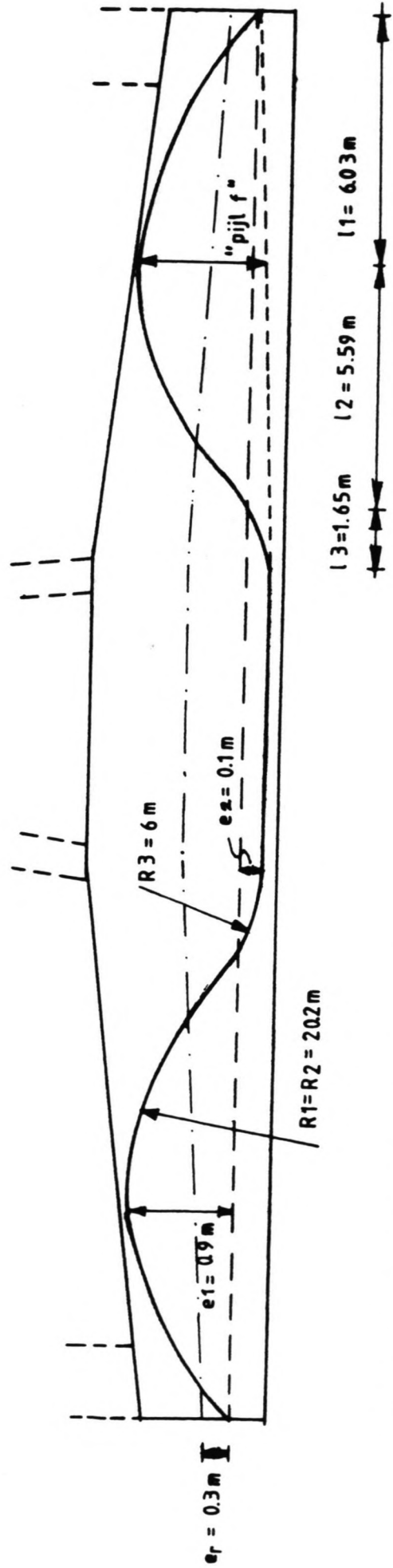
figuur 9.2: Gekozen kabelverloop dak onder verwaarlosing van wrijving, Noord-profiel.



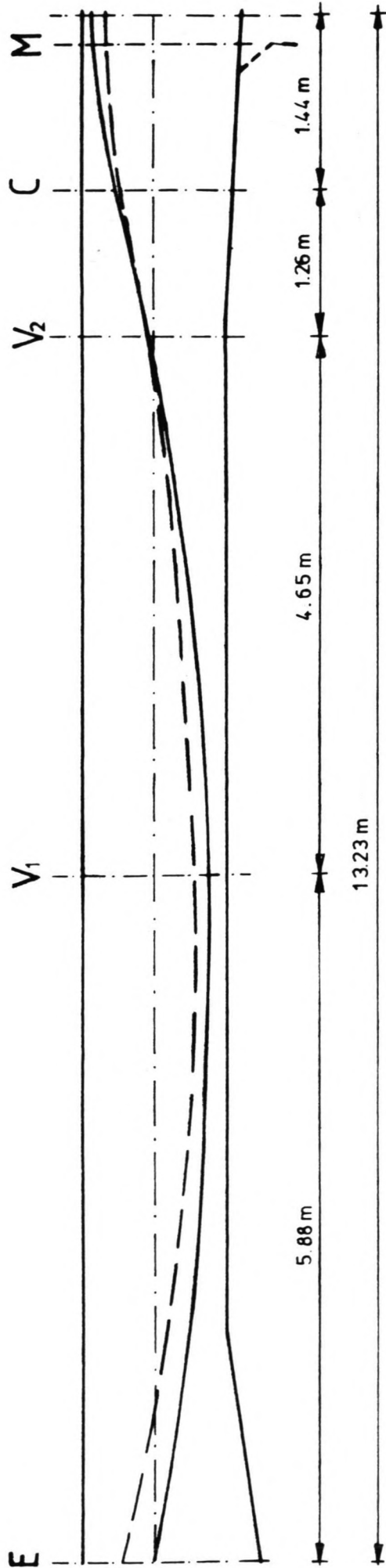
figuur 9.3: Gekozen kabelverloop vloer onder verwaarlosing van wrijving, Noord-profiel.



figuur 9.4: Gekozen kabelligging dak inclusief wrijvingsverliezen, aangepast Noord-profiel.



figuur 9.5: Gekozen kabelligging vloer inclusief wrijvingsverliezen, aangepast Noord-profiel.



	E	V1	V2	C	M
Po [KN]	1000	944	862	839	
Mpo [KNM]	315	310	238	349	
e-ber [m]	0.32	0.33	0.28	0.42	
e-kab [m]	0.00	0.48	0.31	0.48	

Opmerkingen: e-ber - de berekende excentriciteit - - - in tekening
 e-kab - de kabelligging - - - in tekening

figuur 9.6: Kabelligging en druklijn voor het tunneldak.

De eisen uit de VB luiden:

voorgedrukte trekzone: 1. $f^{(g+r)1} * \left[\frac{M(g+r) - N(g+r)}{W_o} \right] - \frac{P_o}{A_b} + \frac{M_{p_o}}{W_o} \leq 0.5 * f_b$

2. $f^{(g+r)2} * \left[\frac{M(g+r) - N(g+r)}{W_o} \right] - \frac{P_o}{A_b} + \frac{M_{p_o}}{W_o} \leq 2.5 * f_b$

voorgetrokken drukzone: 3. $\frac{M_g}{W_b} + \frac{N_g}{A_b} - \frac{P_o}{A_b} + \frac{M_{p_o}}{W_b} \leq 1.25 * f_b$

4. $\frac{M_g}{W_b} + \frac{N_g}{A_b} - \frac{P_o}{A_b} + \frac{M_{p_o}}{W_b} \leq 0.75 * f_b$

aanvangsdruk

voorgedrukte trekzone: 5. $\frac{M_g}{W_o} + \frac{N_g}{A_b} - \frac{P_o}{A_b} + \frac{M_{p_o}}{W_o} \geq -0.45 * f_c$

9.3.1 Noord-profiel zonder wrijvingsverliezen.

Naast de algemene uitgangspunten gelden bij deze berekening als uitgangspunten:

- * wederzijdse beïnvloeding dak-vloer verwaarloosd
- * wrijving verwaarloosd
- * betonkwaliteit B30 en staalkwaliteit FEP1860
- * dekking: vloer 110mm; dak 80mm

Met $(g+r)1 = 1.0$ en $(g+r)2 = 1.1$ volgt dat van de eisen 1 en 2, eis 1 maatgevend wordt. Verder is direct in te zien dat eis 4 nooit maatgevend kan zijn door het grote verschil tussen de belasting in bouw- en gebruiksfase. Er blijven zodoende drie te controleren eisen over, te weten eis 1, 3 en 5. Voor de bepaling van de minimaal benodigde voorspanning is eis 1 maatgevend.

Resultaten

Voor het dak blijkt bij uitwerking van eis 1 dat het middensteunpunt M, maatgevend is. De vereiste minimum voorspanning is voor het dak, $P_o, \text{dak} = 8770 \text{ KN}$. Invullen van de gevonden P_o in de diverse punten voor de eisen 1, 3 en 5 geeft als resultaat de spanningen aangegeven in tabel 9.1. Er ontstaan scheurwijdteproblemen in het bouwstadium in het punt U1 en M. In beide punten wordt tevens de aanvangsdruk overschreden.

Voor de vloer geeft eis 1 in het veld U de grootste minimum voorspanning. Uitwerken levert: $P_o \text{ vloer} = 5330 \text{ KN}$. Invullen van de gevonden P_o geeft de spanningen als aangegeven in tabel 9.2. Er doen zich in de vloer alleen scheurwijdteproblemen voor in de bouw fase ter plaatse van het middensteunpunt, M.

DAK	E			V1			V2			II			OPMERKING				
	A=1.30E6 N	w=2.82E8 Gb	w=1.63E8 Go	A=0.99E6 N	w=1.63E8 Gb	w=1.63E8 Go	A=0.99E6 N	w=1.63E8 Gb	w=1.63E8 Go	A=1.11E6 N	w=2.05E8 Gb	w=2.05E8 Go					
belastinggeval	35	67	-0.21	0.27	38	288	-1.73	1.81	40	174	1.11	-1.03	42	548	2.71	-2.63	geval "O"
a.eigen gewicht(g)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	geval "F"
b.g+rustende belasting(r)	-957	1046	2.97	-4.45	-954	2679	-17.36	15.44	-952	1114	5.86	-7.78	-951	4643	21.79	-23.51	geval "C"
c.g+r+veranderlijke belasting(q)	-943	179	-1.36	-0.10	-943	275	0.74	-2.64	-943	101	-1.57	-0.33	-943	394	-2.77	1.07	geval "11"
d.voorspanning dak en eenheid Po,E=1000KN	-817	155	-1.18	-0.09	-817	238	0.64	-2.29	-817	88	-1.36	-0.29	-817	341	-2.40	0.93	ξ -1.15
e.voorspanning dak en eenheid Po,E= 870KN			-7.38					-4.64			-6.07				0.75		<0.5fb -0.75
1. "c+e" en $f_d(g+r)=-1.0$																	<2.5fb -3.75
2. "c+e" en $f_d(g+r)=-1.1$																	<1.25fb-1.88
3. "a+d" en $f_d(g) = -1.0$				-0.61			4.75					-3.92				6.75	<0.75fb-1.13
4. "b+d" en $f_d(g+r)=-1.0$																	>0.45fck=-13.50
5. "a+d" en $f_d(g) = -1.0$			-12.14					-21.34			-12.66				-21.58		
EXTRA DOOR INVULOED VLOER:																	
f.voorspanning vloer Po,E = 530KN	niet meegenomen in berekening;1 ste benadering																
g.voorspanning vloer Po,E = 4620KN																	

verklaring gebruikte symbolen:

- A = oppervlak (mm²)
- w = weerstandsmoment (mm⁴)
- N = normaalkracht (KN)
- M = moment (KNM)
- Gb= spanning in bovenvezel (N/mm²)
- Go= spanning in ondervezel (N/mm²)

Tabel 9.1: Berekening dak Noord-profiel zonder wrijvingsverliezen.

Uit de eisen volgt: • middensteunpunt M is maatgevend: Po uit eis 1: 21.79 - 2.40 * X < 0.75, waarin X het aantal maal de eenheidsvoorspankracht is.

• uit eis 1 volgt X = 8.77 oftewel Po = 8770 KN. Met deze voorspankracht wordt in de met rood aangegeven punten de eisen overschreden.

VLOER	sneds	E						V						M						OPMERKING		
		A=1.48EG			W=3.65EB			A=1.60EG			W=4.27EB			A=1.73EG			W=4.93EB					
		N	M	Go	N	M	Go	N	M	Go	N	M	Go	N	M	Go	N	M	Go			
belastinggeval																						
a. eigen gewicht (g)	-34	237	-0.67	0.63	-32	611	1.41	-1.45	-30	202	-0.43	0.39	-30	202	-0.43	0.39				geval "0"		
b. g+rustende belasting (r)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	geval "f"	
c. g+r+veranderlijke belasting (q)	-951	1719	-5.35	4.07	-949	3753	8.21	-9.39	-947	2007	-4.63	3.53	-947	2007	-4.63	3.53				geval "C"		
d. voorspanning vloer eenheid Po, E=1000KN	-917	384	0.46	-1.70	-917	442	-1.61	0.57	-917	522	0.53	-1.59	-917	522	0.53	-1.59				geval "13"		
e. voorspanning vloer eenheid Po, E= 870KN	-795	341	0.40	-1.47	-795	383	-1.40	0.49	-795	452	0.46	-1.38	-795	452	0.46	-1.38				ξ -1.15		
1. "c+e" en j (g+r)=1.0				-3.77			0.75														<0.5fb =0.75	
2. "c+e" en j (g+r)=1.1				--			--														<2.5fb =3.75	
3. "a+d" en j (g) =1.0			1.78					1.59													2.39	
4. "b+d" en j (g+r)=1.0			--					--													<0.75fb=1.13	
5. "a+d" en j (g) =1.0				-8.43			-7.17															>0.45fck = -13.50
EXTRA DOOR INVLOED DAK:																						
f. voorspanning dak Po, E = 8770KN		niet meegenomen in berekening; 1 benadering																				
g. voorspanning dak Po, E = 7600KN																						

Tabel 9.2: Berekening vloer Noord-profiel zonder wrijvingsverliezen.

Uit de eisen volgt: • punt in het veld, V is maatgevend: Po uit eis: 8.21 - 1.40*x < 0.75, waarin x het aantal maal de eenheidsvoorspankracht is.

• uit eis 1 volgt x = 5.33 oftewel Po = 5330 KN. Met deze voorspankracht wordt in de met rood aangegeven punten de eisen overschreden.

verklaring gebruikte symbolen:

- A = oppervlak (mm²)
- W = weerstandsmoment (mm³)
- N = normaalkracht (KN)
- M = moment (KNM)
- Gb = spanning in bovenvezel (N/mm²)
- Go = spanning in ondervezel (N/mm²)

9.3.2 Aangepast profiel inclusief wrijvingsverliezen.

Gewijzigde uitgangspunten voorgespannen beton berekening

De uitgangspunten die ten opzichte van de voorgaande berekening veranderen zijn:

- * dwarsdoorsnede aangepast Noord-profiel met 0.2m dikker dak en 0.2m dunnere vloer
- * wederzijdse beïnvloeding dak-vloer in rekening gebracht
- * wrijving verdisconteerd met $\mu = 0.22$ en $\phi_1 = 0.01$ rad/m'
- * betonkwaliteit B37.5, om met name de problemen met de aanvangsdruk in de voorgedrukte trekzone te verhelpen.
- * dekking vloer en dak 110mm

Met betrekking tot de eisen uit de UB'84 blijkt dat de eisen 1,3 en 5 maatgevend zijn.

Voor de bepaling van de minimaal benodigde voorspanning is eis 1 maatgevend.

Resultaten.

Door de wederzijdse beïnvloeding van dak en vloer wordt de werkwijze wat complexer. Onder verwaarlozing van de wederzijdse beïnvloeding geeft eis 1 voor het dak bij het middensteunpunt M de grootste minimum voorspanning. Uitwerken levert: $P_{o,dak} = 10000$ KN. De gevonden $P_{o,dak}$ wordt gebruikt voor de bepaling van $P_{o,vloer}$. Voor de vloer blijkt eis 1 in het veld U maatgevend te zijn voor de bepaling van de mininimale $P_{o,vloer}$. Dit levert een $P_{o,vloer} = 4130$ KN. De gevonden $P_{o,vloer}$ wordt gebruikt voor de bepaling van een nieuwe $P_{o,dak}$. De afwijking van de oude waarde blijkt marginaal te zijn. De nieuwe $P_{o,dak}$ wordt 10025 KN. Aanpassing van de $P_{o,vloer}$ ("nieuwe iteratieslag") blijkt door de geringe verschil in $P_{o,dak}$, niet meer nodig. De gevonden waarden zijn $P_{o,dak} = 10025$ KN en $P_{o,vloer} = 4130$ KN. De bijbehorende $P_{e,dak}$ en $P_{e,vloer}$ zijn respectievelijk 8690 KN en 3580 KN. Met de gevonden voorspankrachten worden de spanningen berekend als aangegeven in tabel 9.3 en 9.4.

De gevonden $P_{o,dak}$ en $P_{o,vloer}$ zijn beiden groter dan berekend voor het Noord-profiel. Voor $P_{o,dak}$ mag dit vreemd lijken, gezien de grotere excentriciteit in het dak bij de aangepaste doorsnede. De verklaring hiervoor ligt in het meenemen van de wrijvingsverliezen in de berekening van het aangepaste profiel.

DAK	E												U2						U1						M						OPMERKING
	A-1.50E6			W-3.75E8			A-1.19E6			W-2.36E8			A-1.19E6			W-2.36E8			A-1.31E6			W-2.86E8			A-1.31E6			W-2.86E8			
	N	M	Go	Gb	M	Go	N	M	Go	Gb	M	Go	N	M	Go	Gb	M	Go	N	M	Go	Gb	M	Go	N	M	Go	Gb	M	Go	
belastinggeval	53	106	-0.25	0.32	57	353	-1.45	1.54	59	243	1.08	-0.98	61	713	2.54	-2.45	geval "0"														
a. eigen gewicht (g)	-642	573	1.10	-1.96	-638	2022	-9.10	8.03	-635	1067	3.99	-5.05	-634	3526	11.85	-12.81	geval "F"														
b. g+rustende belasting (r)	-857	806	1.64	-2.72	-854	2858	-12.83	11.39	-850	1333	4.93	-6.36	-849	5058	17.07	-18.37	geval "C"														
c. g+r+veranderlijke belasting (q)	-915	315	-1.45	0.23	-915	310	0.54	-2.08	-915	109	-1.23	-0.31	-915	328	-1.85	0.45	geval "11"														
d. voorspanning dak en eenheid Po,E=1000KN	-793	273	-1.26	0.20	-793	269	0.47	-1.80	-793	94	-1.07	-0.27	-793	284	-1.63	0.39	ζ -1.15														
e. voorspanning dak en eenheid Po,E= 870KN			-10.62					-6.61			-5.56				0.90		<0.5fb -0.90														
1. "c+e+g"; j _d (g+r)=1.0			--					--			--				--		<2.5fb -4.50														
2. "c+e+g"; j _d (g+r)=1.1																	<1.25fb-2.25														
3. "a+d+(f)"; j _d (g) -1.0																	<0.75fb-1.35														
4. "b+d+g"; j _d (g+r)=1.0																	>0.45fck=-17.00														
5. "a+d+(f)"; j _d (g) -1.0			-14.75								-11.22				-15.82																
EXTRA DOOR INVLOED VLOER:																															
f. voorspanning vloer Po,E = 4130KN	-117	158	0.34	-0.50	-114	116	0.40	-0.59	-114	79	0.24	-0.43	-114	64	0.14	-0.31	geval "13"														
g. voorspanning vloer Po,E = 3590KN	-99	137	0.29	-0.43	-99	101	0.34	-0.51	-99	68	0.21	-0.37	-99	55	0.12	-0.27	ζ -1.15														

Tabel 9.3: Berekening dak aangepast profiel met wrijvingsverliezen.

Uit de eisen volgt: * middensteunpunt M is maatgevend: Po uit eis 1:
 $17.07 - 1.63 \cdot X + 0.12 < 0.90$, waarin X het aantal maal de eenheidsvoorspankracht is.

* uit eis 1 volgt $X = 10.0$ oftewel $Po = 10000$ KN.
 Met deze voorspankracht wordt in de met rood aangegeven punten de eisen overschreden.

verklaring gebruikte symbolen:
 A = oppervlakte (mm²)
 W = weerstandsmoment (mm³)
 N = normaalkracht (KN)
 M = moment (KNM)
 Gb = spanning in bovenvezel (N/mm²)
 Go = spanning in ondervezel (N/mm²)

VLOER	snede	E						U						M			OPMERKING
		A-1.28E6		W-2.73E8		A-1.40E6		W-3.27E8		A-1.53E6		W-3.90E8		N	M	Go	
		N	M	Go	Gb	N	M	Go	Gb	N	M	Go					
belastinggeval																	
a. eigen gewicht (g)		-52	281	-1.07	0.99	-50	568	1.70	-1.77	-48	445	-1.17	1.11				geval "O"
b. g+rustende belasting (r)		-848	1457	-6.00	4.67	-847	2355	6.60	-7.81	-844	2145	-6.05	4.95				geval "F"
c. g+r+veranderlijke belasting (q)		-1051	1893	-7.76	6.11	-1049	3263	9.23	-10.73	-1047	3049	-8.50	7.13				geval "C"
d. voorspanning vloer eenheid Po, E=1000KN		-932	318	0.44	-1.89	-932	403	-1.90	0.57	-932	531	0.71	-1.92				geval "13"
e. voorspanning vloer eenheid Poo, E=870KN		-808	276	0.38	-1.64	-808	349	-1.65	0.49	-808	445	0.61	-1.66			ξ	-1.15
1. "c+e+g"; δ(g+r)=1.0					2.80			0.90					-1.58				<0.5fb -0.90
2. "c+e+g"; δ(g+r)=1.1					--			--					--				<2.5fb -4.50
3. "a+d+(f)"; δ(g)=1.0				0.75					(1.42)								<1.25fb-2.25
4. "b+d+g"; δ(g+r)=1.0				--					--				--				<0.75fb-1.35
5. "a+d+(f)"; δ(g)=1.0					-6.81												>0.45fck-17.00
EXTRA DOOR INVULOED DAK:																	
f. voorspanning dak Po, E = 10000KN		-635	1225	-4.98	3.99	-635	424	-1.75	0.84	-635	667	1.30	-2.13				geval "11"
g. voorspanning dak Poo, E = 8670KN		-550	1062	-4.32	3.48	-550	367	-1.52	0.73	-550	578	1.13	-1.85			ξ	-1.15

Tabel 9.4: Berekening vloer aangepast profiel met wrijvingsverliezen

Uit de elsen volgt: • punt in het veld, U is maatgevend: Po uit eis :
 $9.23 - 1.65 \cdot X - 1.52 < 0.90$, waarin X het aantal maal de eenheidsvoorspankracht is.

• uit eis 1 volgt $X = 4.13$ oftewel $Po = 4130$ KN.
 Met deze voorspankracht wordt in de met rood aangegeven punten de elsen overschreden.

verklaring gebruikte symbolen:

- A = oppervlak (mm²)
- W = weerstandsmoment (mm³)
- N = normaalkracht (KN)
- M = moment (KNM)
- Gb = spanning in bovenvezel (N/mm²)
- Go = spanning in ondervezel (N/mm²)

Uit de berekeningen blijkt dat:

- * in het dak ter plaatse van het veld U1, problemen ontstaan in de bouwphase. Zowel de toelaatbare trek als aanvangsdruk worden overschreden.
- * in het dak ter plaatse van de rand E, scheurwijdteproblemen ontstaan in de bouwphase zolang de vloer nog niet is aangespannen. Dit pleit voor een werkvolgorde waarbij eerst de vloer wordt aangespannen.
- * in de vloer wordt in de bouwphase alleen de toelaatbare trek overschreden ter plaatse van het middensteunpunt M.
- * in de vloer wordt in de gebruiksfase de toelaatbare trek overschreden ter plaatse van de randdoorsnede E.
- * ondanks het verdikken van het dak is een grotere P_0 dak vereist dan voorheen. Dit wordt veroorzaakt door het in rekening brengen van de wrijving.
- * de gemiddeld q-last door voorspanning is gelijk aan $P_{vv}/l = 186.5 \cdot 10/13.23 = 141 \text{ KN/m}$, of 14 meter waterkolom. Dat de q-last geen problemen geeft in het bouwstadium is te verklaren door de grote normaaldrukkracht die tegelijkertijd aanwezig is.
- * bij de ontwerpberekening is in het computerprogramma de normaalkracht door voorspanning konstant verondersteld. In werkelijkheid is dat niet juist door de aanwezigheid van wrijving. De gevolgen zullen nog nader worden toegelicht.

Om een compleet beeld te geven zijn nog een aantal punten onder de aandacht gebracht. Deze punten zullen nu achtereenvolgens worden besproken.

Bezwijkveiligheid en betondrukzone

In bijlage VII is voor een aantal doorsneden de bezwijkveiligheid en de hoogte van de betondrukzone berekend. De aanpak van de berekeningen wordt in de bijlage uiteengezet. De resultaten van de berekeningen zijn in tabel 9.5 weergegeven. Hierbij worden de volgende symbolen gebruikt:

- β - veiligheid tegen bezwijken in gebruikstoestand
- h_{xu} - hoogte betondrukzone bij bezwijken
- h - nuttige hoogte ligger
- $h_{xu, \max}$ - maximaal toegestane hoogte betondrukzone bij bezwijken

	β	h_{xu} (mm)	h (mm)	$h_{xu, \max}$ (mm)
snede				
U1 ,dak	2.9	680	1080	518
M ,dak	2.3	720	1200	576
E, vloer	2.7	376	940	451
U, vloer	2.0	378	1290	619
M, vloer	2.1	378	1160	557

Tabel 9.5: Bezwijkveiligheid en betondrukzone

Uit de tabel blijkt dat er zich in de vloer geen problemen voordoen. Met dak geeft wel problemen. De toelaatbare hoogte van de drukzone wordt overschreden. De veiligheid tegen bezwijken is echter groter dan 1.7

Verliezen

De directe verliezen door wrijving zijn in bijlage VIb al aan de orde geweest. Voor de bepaling van $G_{p,0}$ is van de gegevens uit de voornoemde bijlage uitgegaan. Daarnaast treden indirecte verliezen op door krimp, kruip en relaxatie. Voor de berekening en de daarbij gedane aannamen wordt verwezen naar bijlage VII. De resultaten zijn in tabel 9.6 opgesomd. Daarbij wordt uitgegaan van de volgende

symbolen:

- $G_{p,}$ - verlies door kruip
- $G_{p,r}$ - verlies door krimp
- G_p - relaxatieverlies
- Gtotaal - totaal verlies
- $G_{p,0}$ - aanvangsspanning
- $G_{p,\infty}$ - spanning in gebruiksstadium
- ξ - $G_{p,0}/G_{p,\infty}$

	$G_{p,0}$ (N/mm**2)	$G_{p,r}$ (N/mm**2)	G_p (N/mm**2)	Gtotaal (N/mm**2)	$G_{p,0}$ (N/mm**2)	$G_{p,\infty}$ (N/mm**2)	ξ
snede							
U1 ,dak	73	2	120	195	1383	1187	117
M ,dak	7	-	119	126	1229	1103	111
E,vloer	9	-	141	150	1465	1315	111
V,vloer	4	-	124	128	1279	1151	111
M,vloer	23	-	115	138	1181	1043	113

Tabel 9.6: Verliezen

De aanname voor de berekeningen was $G_{p,0}=0.75*f_{pk}$ en $G_{p,\infty}=0.65*f_{pk}$. De bijbehorende waarde van $\xi = 1.15$. Uit de tabel blijkt dat het een goede aanname was. Alleen in snede U1,dak treedt een grotere waarde op. Snede M is maatgevend voor de dimensionering van de voorspanning in het dak. Uitgaande van de vereiste $P_{\infty,dak} = 8690KN$ [#] en $P_{\infty,vloer} = 3580 KN$ [#] volgt voor de benodigde voorspanning:

- * het dak: $P_{\infty}/G_{p,\infty} = A_p = 7907mm^2 \rightarrow P_{u,dak} = 14707 KN$. Neem bijvoorbeeld VSL type 5-37,40strengen $\phi 12.9mm$ (FeP1860) h.o.h.500mm
- * de vloer: $P_{\infty}/G_{p,\infty} = A_p = 3119mm^2 \rightarrow P_{u,vloer} = 5801 KN$. Neem bijvoorbeeld VSL type 5-16,16strengen $\phi 12.9mm$ (FeP1860) h.o.h.500mm.

Het in rekening brengen van de wrijvingsverliezen blijkt bij de detaillering het dak uitvoeringsproblemen te geven. De vereiste breukkracht in het dak, $P_{u,dak}$, vraagt om kabels die minimaal 530mm uiteen moeten liggen. Er zijn echter kabels benodigd h.o.h.500mm.

[#] - Door de wrijving verandert ook de normaalkracht. In werkelijkheid zal daardoor de benodigde P_{∞} nog groter zijn. Dit verschil is niet meer in rekening gebracht.

Wapening bouwstadium.

In de doorsneden U1, dak en M, vloer kunnen problemen ontstaan door te grote trekspanningen in de bouwfase. Voor de berekeningen wordt verwezen naar bijlage IX. De resultaten zijn in de tabel 9.7 weergegeven, waarin: f = veiligheid tegen bezwijken in bouwstadium
 w = scheurwijdte

	f	w (mm)	wapening (mm**2)
snede			
U1 ,dak	1.9	0.17	1571 + 10632(druk)
M, vloer	1.7	0.15	1571
eis:	>1.4	<0.50	

Tabel 9.7: Wapening sneden U1, dak en M, vloer in bouwfase

Uit de tabel blijkt dat bij een minimum wapening van $\phi 20-200$, geen problemen optreden. Wel is aangenomen dat in het dak ter plaatse van snede U1 drukwapening wordt toegepast. Er is veel drukwapening nodig, die echter de veiligheid in het bezwijkstadium vergroot.

9.3.3 Eindconclusies volledig voorgespannen beton berekeningen.

Aan de hand van de uiteindelijke resultaten kan worden geconcludeerd dat door het in rekening brengen van wrijving de genomen maatregelen (aangepast profiel, B37.5) onvoldoende zijn om aan de eisen van de UB'84 te beantwoorden. De vloer kan wel worden uitgevoerd in volledig voorgespannen beton. Het dak voorspannen is echter door de grote wrijvingsverliezen uitvoeringstechnisch niet mogelijk. Bovendien treden in het dak problemen op met betrekking tot de aanvangsdruk en de onvoldoende rotatiecapaciteit in de bezwijkfase.

Oplossingen kunnen zijn:

1. verhogen betonkwaliteit tot B45
2. verder vergroten van de dakdikte (opletten met stabiliteit tijdens transport)
3. gedeeltelijk voorgespannen beton toepassen
 - a. in gebruiksfase geen oplossing door het zeer geringe verschil tussen langdurig aanwezige en maximale belasting in gebruikstoestand. Als uitgangspunt geldt dat onder de langdurig aanwezige belasting in tunnels scheurvorming in principe ontoelaatbaar is.
 - b. in de bouwfase is gedeeltelijk voorgespannen beton wel mogelijk.
4. profiel wijzigen; niet langer vasthouden aan het Noord-profiel
5. ter plaatse van het middensteunpunt in het dak enkele kortere voorspankabels aanbrengen en het dak ter plaatse verdikken
6. aanbrengen van kabels tussen vloer en dak. In de bouwfase wordt daardoor de uitbuiging van vloer en dak verhinderd. De rekstijfheid EA van de kabels staat daarbij tegenover de buigstijfheid EI van de liggers. Er zal met een geringe kabeldoorsnede al een flinke invloed kunnen worden uitgeoefend. Voor de vereiste grootte van P_0 , dak is dit echter geen oplossing omdat die wordt bepaald door de belastingsituatie in de gebruikstoestand..
7. loslaten van het uitgangspunt dat in de gebruikstoestand onder langdurig aanwezige belasting scheurvorming ontoelaatbaar is in combinatie met gedeeltelijk voorgespannen beton.

Keuze voor de laatste oplossing lijkt het meest interessant om verder te onderzoeken. Er moeten dan wel eisen worden gesteld met betrekking tot de scheurwijdte in de gebruiksfase. Aan de hand van deze eisen kan dan nader onderzoek plaatsvinden naar de mogelijkheden in gedeeltelijk voorgespannen beton.

9.4. Gedeeltelijk voorgespannen beton berekening.

9.4.1. Algemeen.

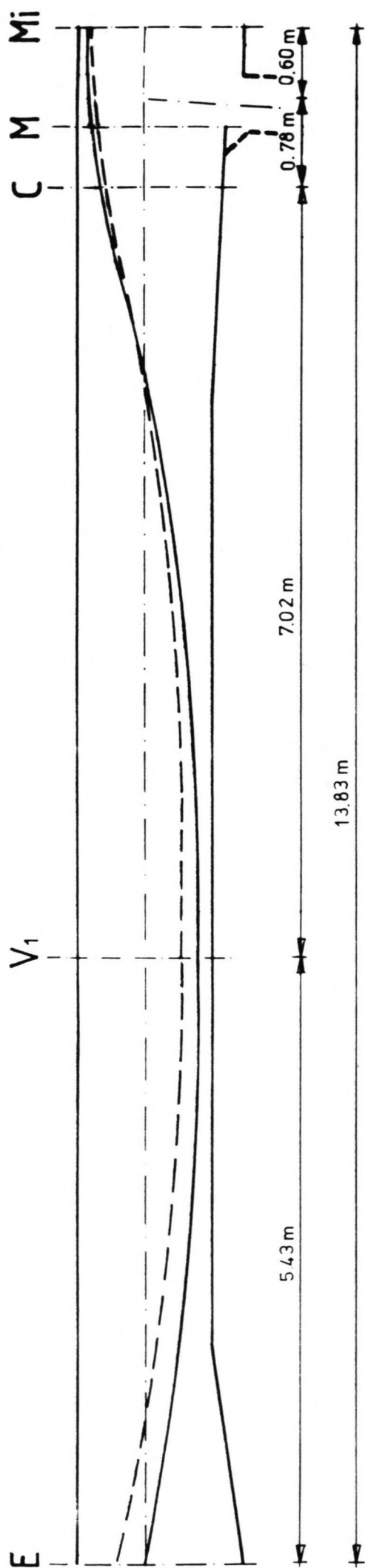
Bij deze berekening zal alleen aandacht worden geschonken aan het tunneldak. Er moet echter wel rekening gehouden worden met een (geringe) toename van de vereiste voorspanning in de vloer wanneer de voorspanning in het dak afneemt.

De gedeeltelijk voorgespannen beton berekening heeft als uitgangspunten:

- * dwarsdoorsnede aangepast Noord-profiel met 0.2m dikker dak
- * wederzijdse beïnvloeding dak-vloer verwaarloosd
- * wrijving verdisconteerd met $\mu = 0.22$ en $\phi_1 = 0.01$ rad/m'
- * betonkwaliteit B37.5 met name in verband met grote aanvangsdruk in bouwstadium en staalkwaliteit FEP1860
- * dekking dak 110mm
- * $G_{p,0} = 0.75 \cdot f_{pk}$ en $G_{p^*} = 0.65 \cdot f_{pk}$ (eerste indicatie!)
- * na scheurvorming in gebruiksstadium moet gelden $G_{p,0} < 0.65 \cdot f_{pk}$
- * de veiligheid tegen bezwijken groter of gelijk aan 1.7
- * de hoogte van de betondrukzone kleiner of gelijk aan $0.47 \cdot h$, in verband met de vereiste rotatiecapaciteit
- * bij de langdurig aanwezige belasting in gebruikstoestand is beperkte scheurvorming toelaatbaar. Als eis wordt gesteld $w < 0.1$ mm.
- * een minimum wapening van $\phi 20-200$.
- * minimale beugelwapening
- * spannen na 28 dagen

Tot dusver is aangenomen dat de voorspankabels in het dak tussen de binnenwanden recht lopen. De gevolgen van deze aanname zijn voor het aftasten van de mogelijkheden niet van al te grote betekenis. Het is echter van belang uiteindelijk een zo optimaal mogelijk kabelverloop te kiezen. Om deze reden is nog een kabelverloop doorgerekend voor het dak waarbij de top van de kabel zich niet in snede M maar in het midden van het tunneldak, snede M_i , bevindt. Dit kabelverloop geeft gunstigere uitkomsten voor het verloop van momenten en dwarskrachten. Voor de nog te maken berekeningen is dan ook van dit kabelverloop uitgegaan. In figuur 9.7 is de nieuwe kabelligging met de bijbehorende druklijn weergegeven.

Bij de variant in gedeeltelijk voorgespannen beton is het belangrijkste uitgangspunt een minimale beugelwapening. Er wordt daarom getracht een P_0 te vinden waarbij geen beugelwapening meer nodig is. De grenswaarde waarbij beugelwapening nodig is wordt evenals bij gewapend beton gesteld op $\omega_t = 0.10$ %



	P_o	M_{po}	$e\text{-ber}$	$e\text{-kab}$	E	U_1	M	M_i
	[KN]	[KNM]	[m]	[m]	1000	945	885	843
					324	292	328	388
					0.32	0.31	0.37	0.46
					0.00	0.48	0.42	0.48

Opmerkingen: e-ber - de berekende excentriciteit - - - in tekening
 e-kab - de kabelliging - - - in tekening

figuur 9.7: Kabelliging en druklijn voor het tunneldak.

9.4.2. Berekening op dwarskracht.

De dwarskrachtberekening geschiedt voor zover mogelijk aan de hand van de U.B.'84 waarbij de gunstige invloed van de voorspanning wordt verdisconteerd. De invloed van de voorspanning op de dwarskracht bestaat uit twee componenten, te weten:

- * de drukkracht veroorzaakt een grotere τ_1 .
De waarde van $\tau_1 = 0.5 \cdot f_b + (0.15 \cdot P_0 / A_b)$
- * De q-last veroorzaakt door voorspanning geeft een reductie van de dwarskracht waarop moet worden gewapend.

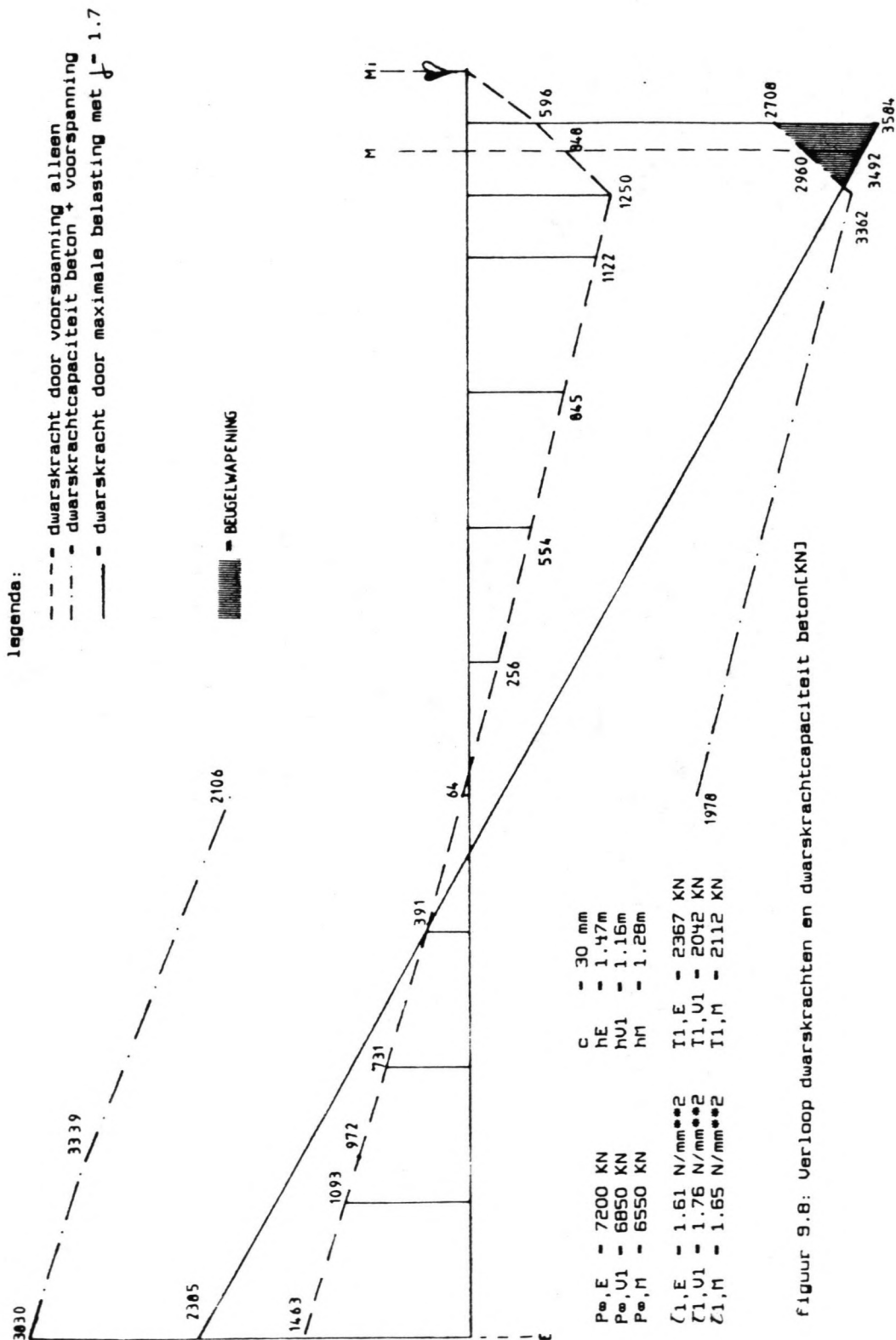
Wanneer voor $P_0, E = 7200$ KN wordt genomen ontstaat als resultaat de grafiek van figuur 9.8. Het blijkt dat voor de gekozen P_0 en met als grenswaarde voor beugelwapening 0.10 %, er geen beugels nodig zijn in het dak.

Nu P_0, E bekend is kunnen de gevolgen hiervan worden onderzocht voor optredende spanningen in de diverse sneden, de scheurwijdte, de hoogte van de betondrukzone en de bezwijkveiligheid.

9.4.3. Uitwerking variant gedeeltelijk voorgespannen beton.

Met de gevonden $P_0, E = 7200$ KN oftewel $P_0, E = 8300$ KN worden voor de middendoorsnede de spanningen verkregen als weergegeven in tabel 9.8. Het blijkt dat de gevonden waarde voor P_0 overeen komt met het toelaten van een trek van 4 N/mm^2 in de gebruiksfase in de voorgedrukte trekzone bij snede M. Dit is het enige punt waar in de gebruiksfase problemen met de scheurwijdte ontstaan. De optredende trek en aanvangsdruk in de bouwphase geven in geen enkel punt in het dak problemen. De spanningen blijven in alle sneden zelfs binnen de grenzen die aan volledig voorgespannen beton volgens de U.B.'84 worden gesteld.

Wat in tabelvorm is weergegeven kan ook via een grafische methode zichtbaar worden gemaakt, zie figuur 9.9. Het voordeel van het werken met grafieken is dat snel is in te zien wat de gevolgen zijn van een verandering in de hoeveelheid voorspanning. Ook is snel duidelijk te maken wat de gevolgen zijn van een geringere belasting in het gebruiksstadium. Daarom is van de grafische methode gebruik gemaakt om de gevolgen voor de randdoorsnede te bekijken, zie figuur 9.10. Met klem wordt er echter op gewezen dat deze methode geen inzicht geeft omtrent de benodigde beugelwapening.



figuur 9.8: Verloop dwarskrachten en dwarskrachtcapaciteit beton[KN]

DAK	sneede	E						U1						M						OPMERKING
		A-1.50E6			W-3.75E8			A-1.19E6			W-2.36E8			A-1.31E6			W-2.86E8			
		N	M	Go	N	M	Go	N	M	Go	N	M	Go	N	M	Go	N	M	Go	
belastinggeval																				
a. eigen gewicht (g)		53	106	-0.25	0.32	0.32	57	353	-1.45	1.54	1.54	61	713	2.54	-2.45	-2.45				geval "0"
b. g+rustende belasting (r)		-642	573	1.10	-1.96	-638	2022	-9.10	8.03	8.03	-634	3526	11.85	-12.81	-12.81					geval "F"
c. g+r+veranderlijke belasting (q)		-857	806	1.64	-2.72	-854	2858	-12.83	11.39	11.39	-849	5068	17.07	-18.37	-18.37					geval "C"
d. voorspanning dak en eenheid Po, E=1000KN		-1000	324	-1.53	0.22	-945	292	0.44	-2.03	-2.03	-885	328	-1.82	0.47	0.47					geval "11"
e. voorspanning dak en eenheid Po, E= 870KN		-867	282	-1.33	0.17	-822	254	0.38	-1.77	-1.77	-770	285	-1.58	0.41	0.41					
1. "c+e"; (g+r)=1.0				-9.36					-3.24				4.00							4.0 N/mm ² :
2. "c+e"; (g+r)=1.1				--					--				--							controle op
3. "a+d"; (g) =-1.0					1.98			2.19							1.44					scheurwijdte
4. "b+d"; (g+r)=1.0					--			--					--							--
5. "a+d"; (g) =-1.0				-12.90											-15.25					

Tabel 9.8: Berekening dak in gedeeltelijk voorgespannen beton middendoorsnede met Po,E = 8300 KN.

verklaring gebruikte symbolen:
 A = oppervlak (mm²)
 W = weerstandsmoment (mm³)
 N = normaalkracht (KN)
 M = moment (KNM)
 Gb = spanning in bovenvezel (N/mm²)
 Go = spanning in ondervezel (N/mm²)

Uit de eisen volgt: • sneede M is maatgevend, met Po,E = 8300 KN
 volgt: 17.07 - 1.55*8.3 = 4.00

De grafiek is als volgt opgebouwd:

- * op de verticale as worden de spanningen in de diverse sneden bij verschillende belastingen weergegeven. De sneden zijn M, E en U. Het eerste cijfer achter de letter staat voor het belastingsgeval, te weten 1-eigen gewicht en 2-maximale belasting. Het tweede cijfer staat voor de plaats in de ligger, te weten o-onderzijde en b-bovenzijde ligger. De gegeven spanningen gelden voor $P/P_0=0$ oftewel voor het geval dat geen voorspanning aanwezig is
- * op de horizontale as staat de voorspangraad P/P_0 aangegeven
- * in de kleine grafiek rechtsonder in de figuur staan de spanningen weergegeven die optreden voor $P_0=1000$ KN. In deze waarden is het wrijvingsverlies verdisconteerd
- * door nu uit de kleine grafiek de getekende lijnen over te nemen in de grote grafiek kunnen direct de spanningen worden afgelezen bij een bepaalde voorspangraad in de verschillende doorsneden.

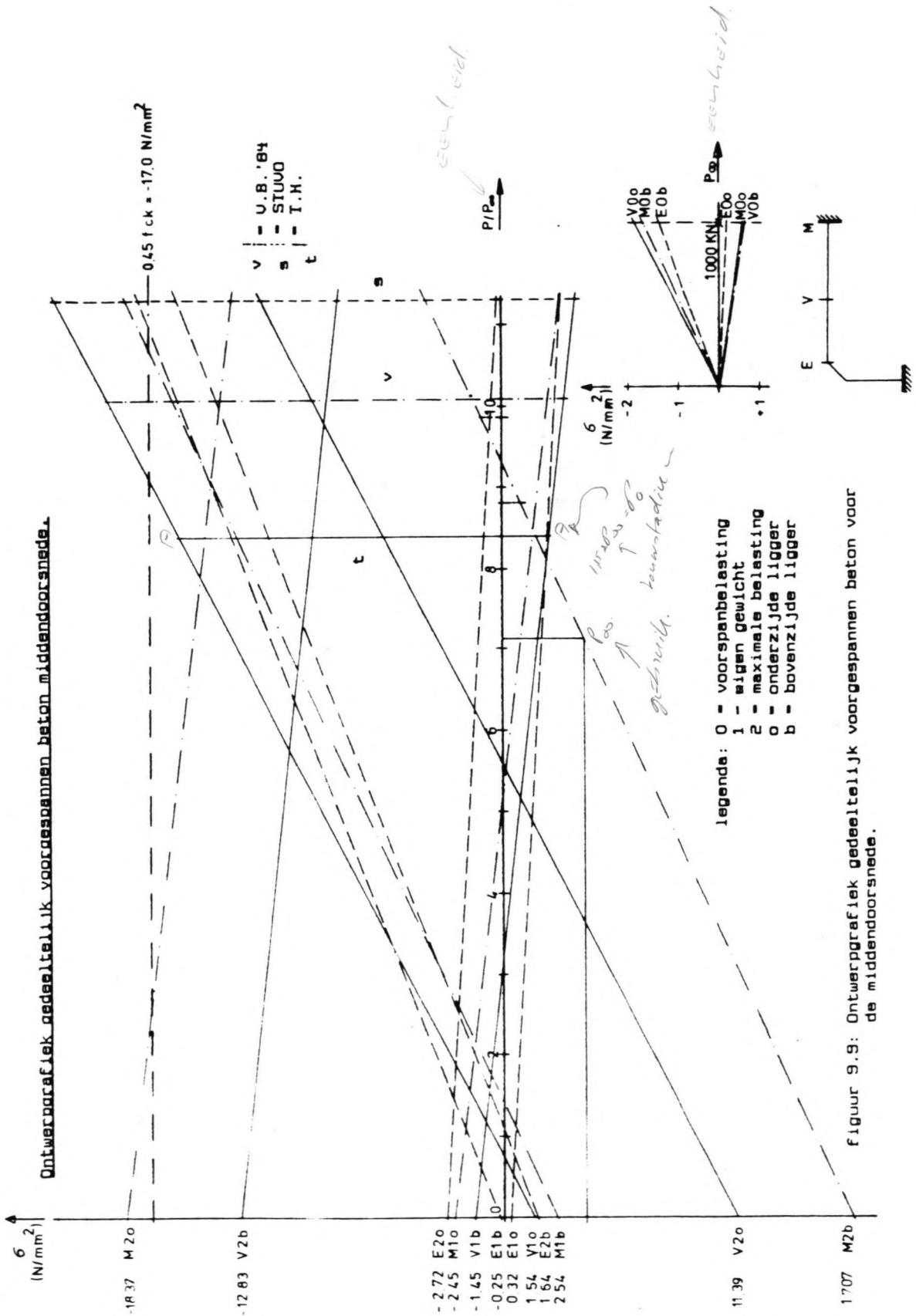
Het aflezen geschiedt nu als volgt, uitgaande van figuur 9.7:

- * het is bekend dat snede M maatgevend is. Dit is direct te zien in de grafiek: snede M geeft de hoogste waarde voor P_0 . Wanneer een trek van 4N/mm^2 wordt toegelaten betekent dat voor snede M een $P/P_0=7.2$, de lijn A-A in de grafiek. De $P_0=7200$ kN. Deze waarde was ook gevonden in de tabel.
- * door omrekening via $P_0=1.15 \cdot P_0$ kunnen ook de extreme spanningen in het bouwstadium direct worden afgelezen, lijn A'-A' in de grafiek. De extreme spanningen zijn trek in $U_{1b}=3\text{N/mm}^2$ en druk in $U_{1o}=-16.2\text{N/mm}^2$. Deze waarden zijn eveneens in tabel 9.8 terug te vinden.

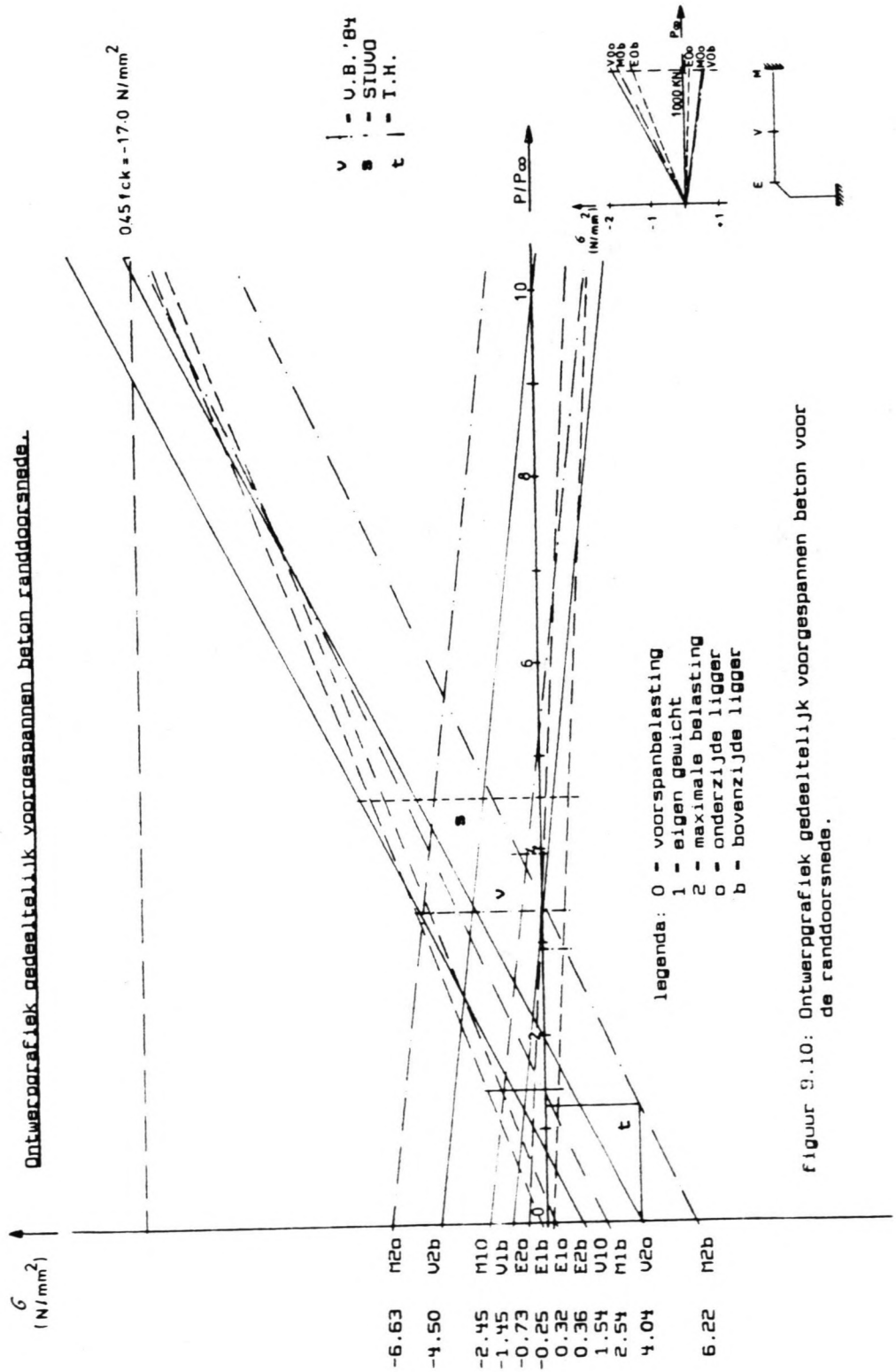
In figuur 9.9 en 9.10 zijn aangegeven:

- * de voorspanning die vereist is en de daarbij optredende spanningen wanneer wordt uitgegaan van de maximaal toelaatbare trekspanning van $+4\text{N/mm}^2$ in de voorgedrukte trekzone. Maatgevend is eis 1 voor snede M.
- * de benodigde voorspanning en optredende spanningen wanneer de eisen van de U.B. '84 worden gebruikt. Maatgevend is daarbij eis 1 ter plaatse van snede M, waarvoor geldt dat de optredende trek kleiner is dan $0.5 \cdot f_b$
- * de vereiste voorspanning en optredende spanningen wanneer de Stuvo-eisen worden gebruikt. Opnieuw geldt dat eis 1 ter plaatse van snede M maatgevend is. Nu geldt echter dat de optredende trek ten gevolge van de langdurig aanwezige belasting kleiner moet zijn dan $-0.5 \cdot f_b$

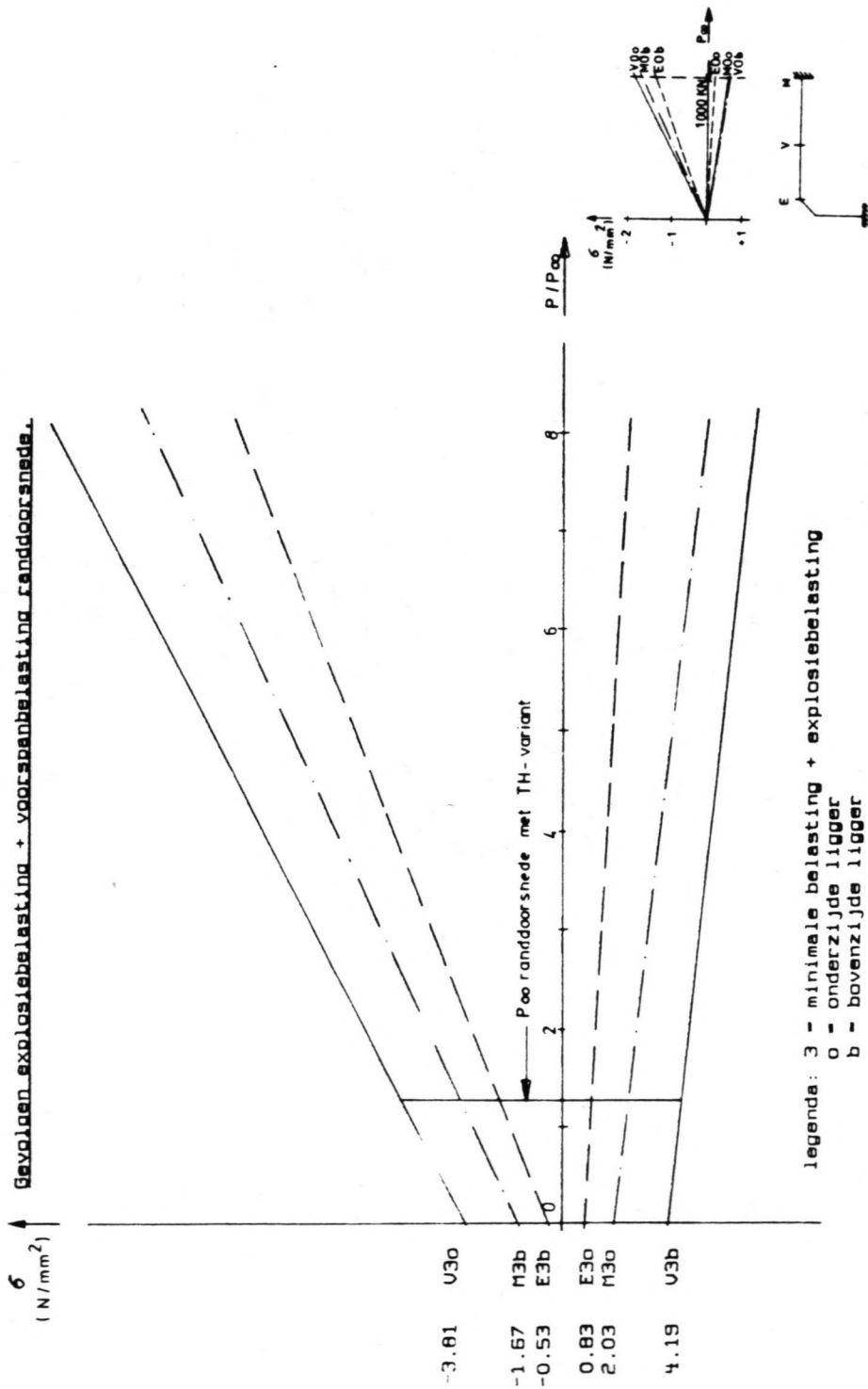
Voor de randdoorsnede kan ook een explosiebelasting een rol spelen. Daarom is tot slot in figuur 9.11 het gevolg van de combinatie explosie+voorspanning voor de diverse sneden aangegeven. De figuur laat duidelijk zien dat voorspanning en explosiebelasting elkaar versterken. Door de voorspanning is dus extra wapening vereist.



figuur 9.9: Ontwerpprofiel gedeeltelijk voorgespannen beton voor de middendoorsnede.



figuur 9.10: Ontwerpprografiek gedeeltelijk voorgespannen beton voor de randdoorsnede.



De grafieken laten duidelijk zien dat de Stuvo-eis voor de Benelux-tunnel om nog meer voorspanning vraagt dan de U.B.'84. De oplossing met een toelaatbare trek van $+4\text{N/mm}^2$ biedt wel mogelijkheden. Deze variant, van nu af aan aangeduid als T.H.-variant, zal verder worden uitgewerkt.

De berekening die nu is gemaakt voor de T.H.-variant liet de gevolgen zien welke spanningen globaal optreden bij $P_{\infty, E} = 7200 \text{ KN}$. De resultaten moeten verder worden aangevuld door bepaling van de werkelijk optredende verliezen (gedeeltelijk voorgespannen!) en scheurwijdteberekeningen. Bovendien moeten de bezwijkveiligheid en de hoogte van de betondrukzone worden bepaald. Deze berekeningen worden nu gepresenteerd.

Verliezen

De directe verliezen door wrijving zijn voor dit geval in bijlage X berekend. Voor de bepaling van $G_{p,0}$ is van de gegevens uit de voornoemde bijlage uitgegaan. Daarnaast treden indirecte verliezen op door krimp, kruip en relaxatie in doorsnede U1. Deze doorsnede is namelijk in het gebruiksstadium als volledig voorgespannen op te vatten. Snede M is echter gescheurd in de gebruiksfase. Verondersteld dat bij scheuren onder de langdurend aanwezige belasting krimp- en kruipverliezen mogen worden verwaarloosd, zie lit[], hoeft alleen met relaxatie rekening te worden gehouden. Voor de berekening en de daarbij gedane aannamen wordt verwezen naar bijlage XI. De resultaten zijn in tabel 9.9 opgesomd. Daarbij wordt uitgegaan van de volgende symbolen:

- $G_{p,}$ - verlies door kruip
- $G_{p,r}$ - verlies door krimp
- G_p - relaxatieverlies
- G_{totaal} - totaal verlies
- $G_{p,0}$ - aanvangsspanning
- $G_{p,\infty}$ - spanning in gebruiksstadium
- $G_{p,0}/G_{p,\infty}$

	$G_{p,}$ (N/mm ²)	$G_{p,r}$ (N/mm ²)	G_p (N/mm ²)	G_{totaal} (N/mm ²)	$G_{p,0}$ (N/mm ²)	$G_{p,\infty}$ (N/mm ²)	ξ
snede							
U1, dak	35	-	128	163	1384	1223	113
M, dak	-	-	126	126	1296	1170	111

Tabel 9.9: Verliezen

De aanname voor de berekeningen is $G_{p,0} = 0.75 \cdot f_{pk}$ en $G_{p,\infty} = 0.65 \cdot f_{pk}$ met als bijbehorende waarde voor $\xi = 1.15$. Uit de tabel blijkt dat dit een veilige waarde is. Uitgaande van $P_{0,E} = 8300 \text{ KN}$ wordt gevonden voor $P_{0,M} = 0.885 \cdot P_{0,E} = 7300 \text{ KN}$ en $P_{\infty,M} = P_{0,M} / \xi = 6400 \text{ KN}$. Omdat snede M maatgevend is voor de dimensionering is met $P_{\infty,M}$ de benodigde voorspanning te bepalen, als volgt:

$$A_p = P_{e,m} / \sigma_{p_e,M} = 6400000 / 1170 = 5470 \text{ mm}^2$$

Gekozen wordt voor VSL type 5-22 met 28 strengen ϕ 12.9mm h.o.h. 500mm met een breukkracht $P_u = 5208 \text{ KN}$ per voorspankabel. De minimaal vereiste h.o.h. afstand voor betonkwaliteit B37.5 is 420mm.

Scheurwijdte, hoogte drukzone en bezwijkveiligheid.

In bijlage XII is de berekening van de scheurwijdte uitgevoerd. Het resultaat is in onderstaande tabel opgenomen.

In bijlage XIII zijn de hoogte van de betondrukzone en de bezwijkveiligheid berekend voor snede U1 en M. Hier worden in tabel 9.10 de resultaten weergegeven. Hierbij worden de volgende symbolen gebruikt:

- σ - veiligheid tegen bezwijken in gebruikstoestand
- $\epsilon_{pu,max}$ - optredende rek in het voorspanstaal bij bezwijken
- w - scheurwijdte in gebruikstoestand

	$\epsilon_{pu,max}$	σ	w (mm)	wapening (mm ²)
snede				
U1	$8.5 \cdot 10^{-3}$	2.8	----	1571
M	$8.5 \cdot 10^{-3}$	1.9	0.05	1571
eis:	$> 9.1 \cdot 10^{-3}$	> 1.7	< 0.10	

Tabel 9.10: Scheurwijdte, drukzone en bezwijkveiligheid sneden U1 en M

Uit de tabel blijkt dat er, afgezien van beperkte scheurvorming bij snede M in de gebruiksfase, minder problemen zijn dan bij volledig voorgespannen beton.

9.4.4. Conclusies.

Wanneer een beperkte scheurwijdte onder gebruiksbelasting wordt toegelaten biedt gedeeltelijk voorgespannen beton inderdaad mogelijkheden. Voor de uitgewerkte variant is het mogelijk de dwarskrachtwapening geheel te laten vervallen. Bovendien blijkt op vrij eenvoudige wijze met $\phi 20-200$ als langswapening dat de scheurwijdte $w < 0.1 \text{ mm}$ kan worden gehouden. De rotatiecapaciteit is bij benadering voldoende terwijl de veiligheid tegen bezwijken nog enige reserve bevat.

Door de geringere voorspanning zijn er tijdens de bouwphase minder problemen aanwezig met betrekking tot de aanvangsdruk- en trek dan bij volledig voorgespannen.

Dichter naar de randdoorsnede toe wordt het toepassen van voorspanning minder interessant. De redenen zijn :

- * de doorsneden zijn in gewapend beton uit te voeren
- * geen problemen met dwarskrachtwapening bij de randdoorsnede
- * extra wapening vereist doordat de voorspanbelasting een eventuele explosiebelasting zal versterken.

9.5. Detaillering dak gedeeltelijk voorgespannen middendoorsnede.

Voor de berekeningen van de dwarskrachtwapening is er uitgegaan van de onderzoeksresultaten van Walraven als weergegeven in lit[1]. Volgens Walraven mag het gunstige effect van de voorspanbelasting in rekening worden gebracht indien er een goede trekband aan de trekzijde aanwezig is. De eisen die aan de trekband moeten worden gesteld zijn:

$$(1) A = A_p \cdot f_{po} \cdot 2 + A_s \cdot f_a > I_d, \text{terwijl}$$

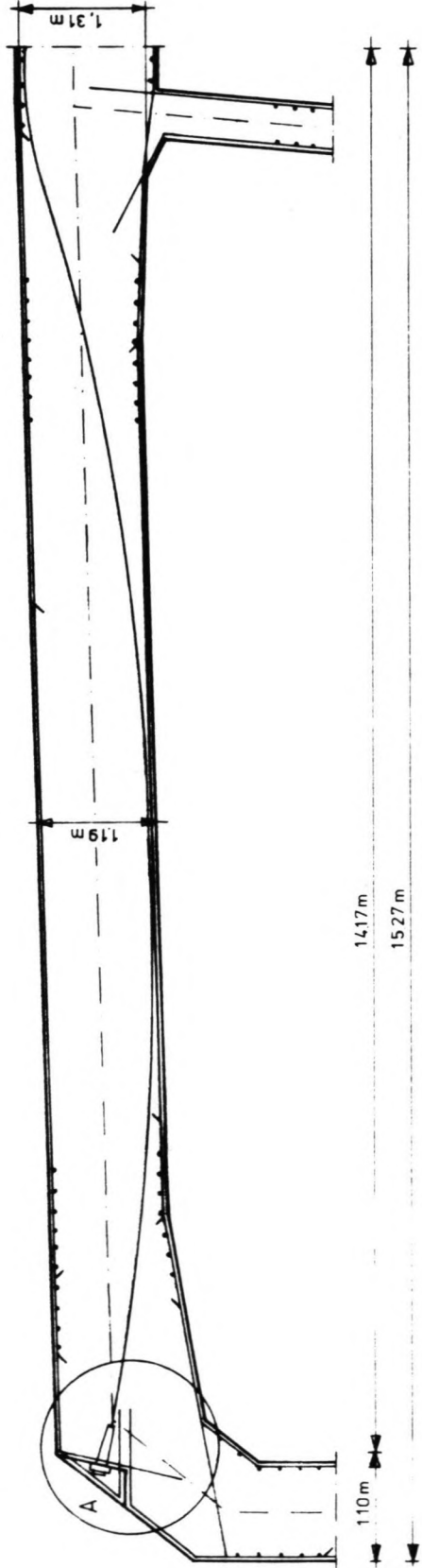
$$(2) A_s \cdot f_a > 0.5 \cdot I_d$$

Wanneer bovendien het gunstige effect van de aanwezige voorspandruk in rekening wordt gebracht blijkt met $P_o, E = 8300 \text{ KN}$ geen beugelwapening nodig te zijn in het dak, zie bijlage XIU. Wel is door de eisen (1) en (2) extra langswapening vereist.

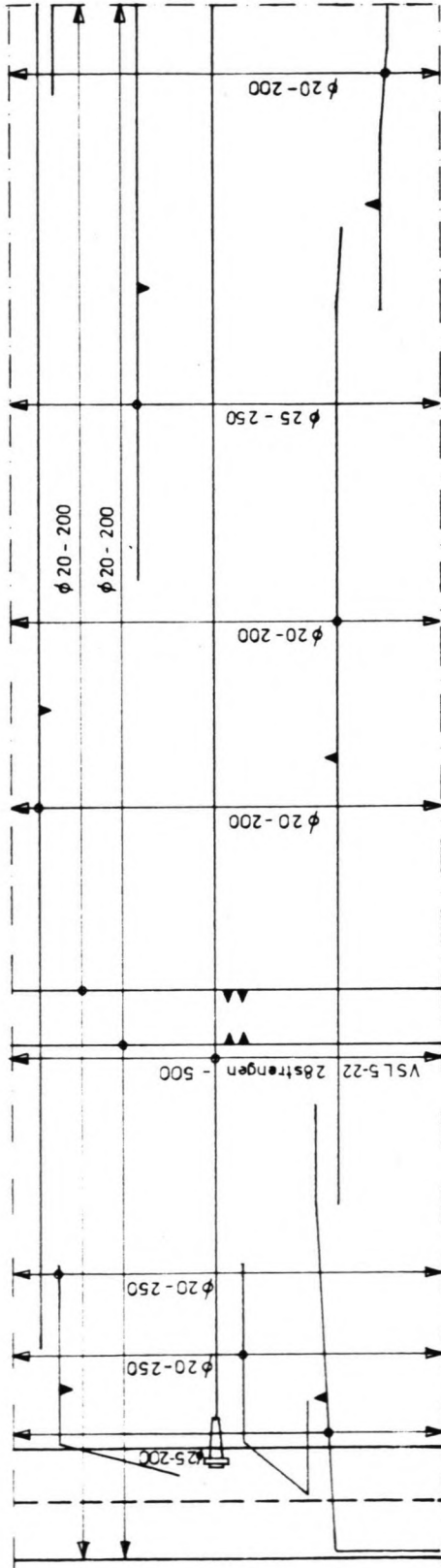
Om te verifiëren of de uitkomsten enigzins stroken met de I.N.O.-I.B.B.C. methode is ook een WAPRO-berekening gemaakt. Ook de resultaten van die berekening geven aan dat geen beugelwapening is vereist.

Door de voorspanning in het dak worden de buitenwanden van de tunnel zwaar belast. Dit is met name het geval in de bouwfase, wanneer de voorspanbelasting alleen tegenwerking ondervindt van het eigen gewicht van de tunnel. De voorspanning P_o vraagt om een fikse wandwapening.

De berekening van de benodigde wapening is in bijlage XIU uitgewerkt. Dit levert de wapening als aangegeven in figuur 9.12. In figuur 9.13 is nog een detail op grotere schaal getekend.



DWARSDOORSNEDE TUNNELDAK



BOVENAANZICHT TUNNELDAK

RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE SLUIZEN EN STUWEN
 Rijkskantorengebouw Westraven Utrecht-Z Postbus 20000 Code 3502LA Tel. 030- 85.9111

ONDERWERP:

GEDEELTELIJK VOORGESPANNEN
 BETON VARIANT
 MIDDENDOORSNEDE

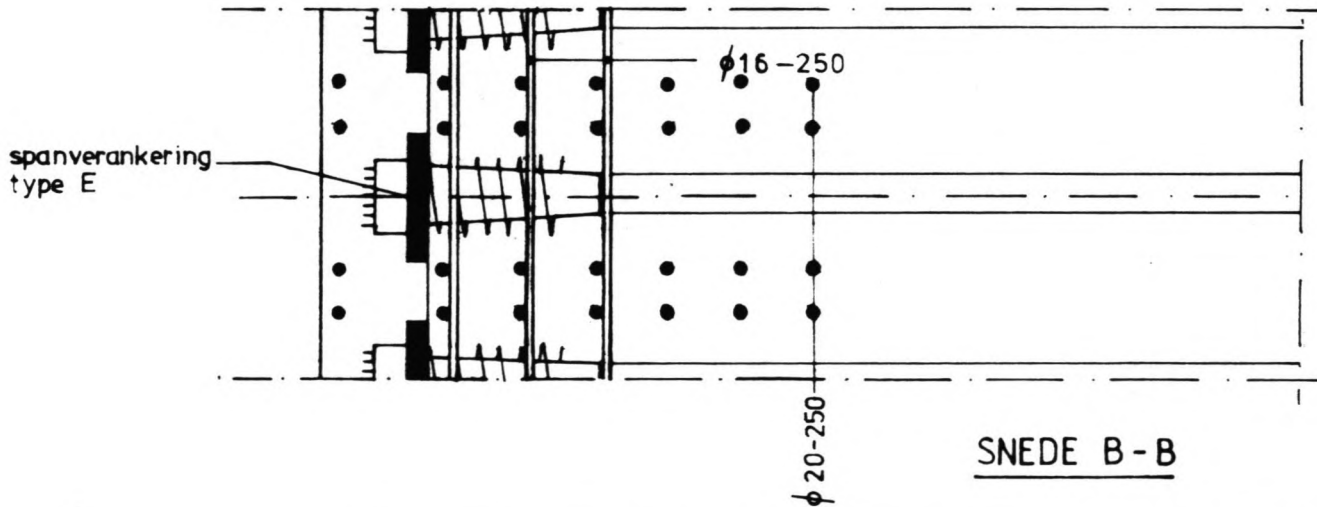
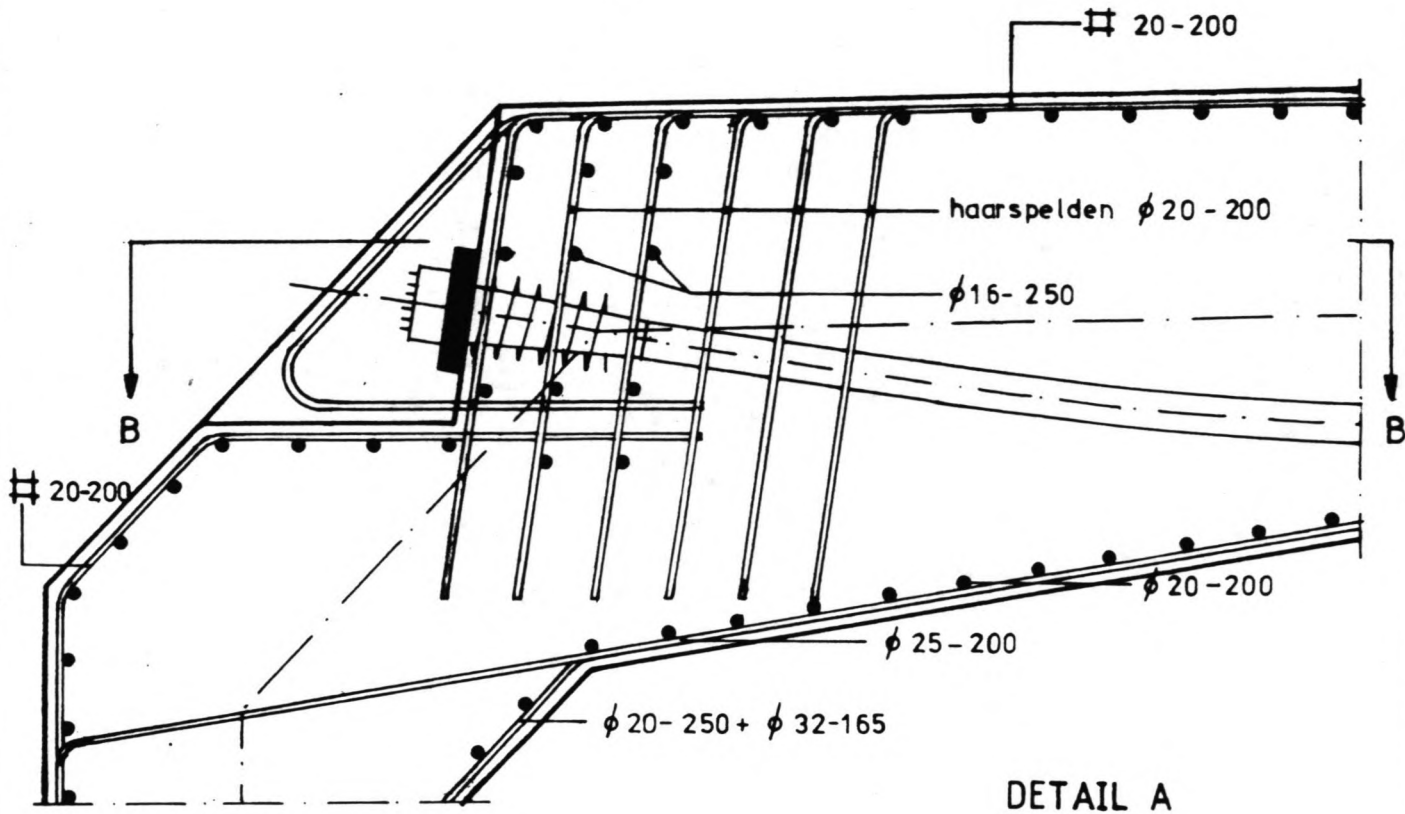
De hfd. ingenieur in alg. dienst

De technisch inspecteur

get
 gez
 Schaal

gew	A	B	C	D	1: 50	A3
						SSS

OPMERKINGEN: - SPLIJTWAPENING VERANKERING NIET AANGEGEVEN
 - STAALKWALITEIT FEB 500 EN FEP1860



RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE SLUIZEN EN STUWEN

Rijkskantorengedouw Westraven Utrecht-Z. Postbus 20000 Code 3502 LA Tel. 030 - 85 9111

De hfd. ingenieur in alg. dienst:

ONDERWERP:

De technisch inspecteur:

**DETAIL SPLIJTWAPENING
VERANKERING**

get.:

gez.:

Schaal:

gew.:

A B C D

1: 10

A4

SSS

10.0 CONCLUSIES

In de voorgaande paragrafen zijn de diverse berekeningen en hun uitkomsten aan de orde gekomen. In het kort zullen de belangrijkste conclusies ten aanzien van de toepasbaarheid van het Noord-profiel de revue passeren.

De licht belaste tunneldoorsnede nabij de rivieroever blijkt bij toepassing van het Noord-profiel eenvoudig in gewapend beton te kunnen worden uitgevoerd met staalkwaliteit FeB400 en betonkwaliteit B30. Er is geen beugelwapening nodig en de langswapeningspercentage bedraagt in maximaal 0.6%.

Geheel anders is de situatie in het midden van de waterloop. Een uitvoering in gewapend beton betekent voor deze doorsnede dat extreem hoge wapeningspercentages in het dak vereist zijn, maximaal meer dan 2%. Verhoging van beton- en staalkwaliteit bieden beide geen soelaas. Deze wapening is niet meer veilig aan te brengen in het dak. Het dak moet voor een gewapend betonnen oplossing worden verdikt.

Een variant in volledig voorgespannen beton wordt doorgerekend bij het oorspronkelijke Noord-profiel maar blijkt geen oplossing te bieden door te hoge aanvangsdruk- en trekspanningen in een aantal doorsneden van het dak. Ook in geval van het toepassen van voorspanning is een verdikking van het dak noodzakelijk. Daarom wordt het dwarsprofiel aangepast. Het dak wordt 0.2 m dikker en de vloer 0.2 m dunner aangenomen dan bij het Noord-profiel.

De berekeningen worden nu toegespitst op het dak in het midden van de waterloop. Uitvoering in gewapend beton blijkt voor het aangepaste profiel wel mogelijk te zijn. De hoeveelheid langswapening en dwarskrachtwapening is nog fors, maximale wapeningspercentages respectievelijk 1.73% en 0.39% in de maatgevende doorsnede bij staalkwaliteit FeB400 en betonkwaliteit B37.5. Verhoging van de staalkwaliteit tot FEB500 geeft enige verbetering, de wapeningspercentages zijn nu respectievelijk 1.34% en 0.29%, maar de waarden blijven hoog. Om de dak doorsnede goed te wapenen is het aan te bevelen om het dak plaatselijk verder te verdikken.

Wanneer met het aangepaste profiel een variant in volledig voorgespannen beton wordt doorgerekend blijkt dat nog steeds de aanvangsdruk- en trekspanningen te groot worden.

Om de problemen m.b.t. spanningen op te vangen wordt een gedeeltelijk voorgespannen beton variant doorgerekend. Door de beperking van de voorspanning worden de aanvangsdruk- en trekspanningen gereduceerd terwijl toch van het gunstige effect van de voorspanning m.b.t. de dwarskracht gebruik kan worden gemaakt. Wel kan hiervoor in de plaats scheurvorming in de gebruikstoestand optreden en moet de veiligheid tegen bezwijken worden gecontroleerd.

Een gedeeltelijk voorgespannen beton variant is doorgerekend voor het aangepaste profiel met als uitgangspunt dat de vereiste beugelwapening kleiner is dan 0.10%. De maximaal optredende scheurwijdte in gebruiksstadium blijkt met een wapening van $\phi 20-200$ (FeB500) te beperken tot $w < 0.1$ mm, terwijl de veiligheid gamma tegen bezwijken van 1.7 nog ruimschoots wordt gehaald. Een oplossing in gedeeltelijk voorgespannen beton is dus onder de aanname dat geringe scheurvorming in de gebruikstoestand wordt toegelaten, een goed alternatief voor de gewapend beton variant.

LITERATUUR

- [1] Betonvereniging; Introductieproject gedeeltelijk voorgespannen beton. Uitgave Betonvereniging, Zoetermeer: najaar 1984.
- [2] Betonvoorschriften, U.B. '84 deel A, B, E en F.
- [3] Bouvy, ir. J. J. B. J. J., Feyen, ir. Th. A. en Hofman, ir. J. W.; Compendium van het voorgespannen beton. Uitgave Nederlandse Cementindustrie, Amsterdam: eerste druk 1978.
- [4] Bruggeling, prof. dr. ir. A. S. G.; Theorie en praktijk van het voorgespannen beton, deel I. Uitgave Stichting Professor Bakkerfonds, Delft: eerste druk 1982.
- [5] Bruggeling, prof. dr. ir. A. S. G.; Theorie en praktijk van het voorgespannen beton, deel II. Uitgave Stichting Professor Bakkerfonds, Delft: eerste druk 1982.
- [6] Gantvoort, ir.; Voorgespannen beton, collegedictaat g22, vakgroep betonkonstrukties, T.H. Delft.
- [7] Harmanny, ir. A.; Respons van een tunnel met bovenlaag op een explosiebelasting, rapport PML 1982-146, T.N.O.: 1982.
- [8] Leguit, ir. M e. a.; Discussienota van gewapend tot volledig voorgespannen beton, Stuvo-rapport no. 76; 1985.
- [9] Uis, ir. W. C. en Sagel, ing. R.; Eenvoudige betonberekeningen. Uitgave Nederlandse Cementindustrie, Amsterdam: eerste druk 1977.
- [10] Uis, ir. W. C. en Sagel, ing. R.; Praktische betonberekeningen. Uitgave Nederlandse Cementindustrie, Amsterdam: eerste druk 1978.

