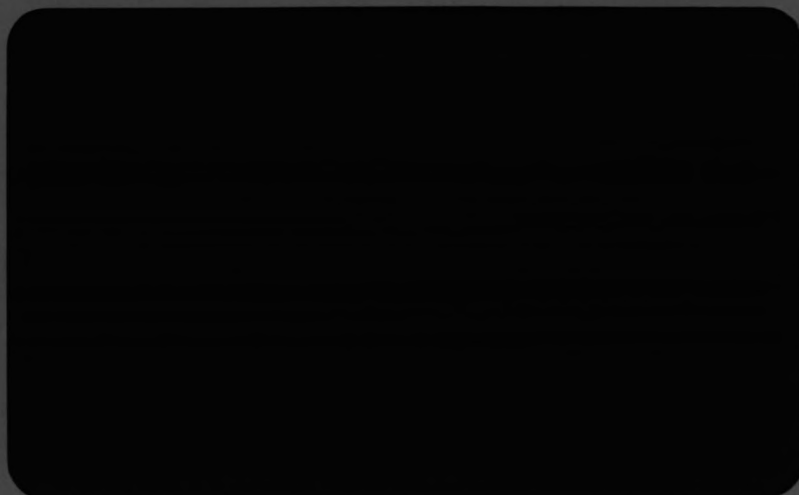


7-196



**VAKGROEP**  
**WATERBOUWKUNDE**  
Afd. Civiele Techniek  
TH Delft



---

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT  
AFDELING DER CIVIELE TECHNIEK  
VAKGROEP WATERBOUWKUNDE

---

HET KANAAL WADDINXVEEN-VOORBURG

Deelrapport 3: Berekening van de  
aquaductconstructie t.b.v. de  
kruising van het kanaal met de  
Rotte.

W.D. Susanna.

7.19.6

HET KANAAL WADDINXVEEN-VOORBURG

AFSTUDEERONTWERP TH-DELFT

Deelrapport 3

Berekening van de aquaductconstructie t.b.v.  
de kruising van het kanaal Waddinxveen-Voorburg  
met de Rotte.

W.D.Susanna

## Inleiding.

In dit rapport handelt 't om 'n constructie die gebouwd moet worden, om 't nieuwe te graven kanaal Waddinxveen - Voorburg 't bestaande water de Rotte te laten kruisen. De Rotte heeft 'n bodemniveau van  $\pm 2,5 \text{ m}^- \text{N.A.P}$  (in de toekomst mogelijk  $3,00 \text{ m}^- \text{N.A.P}$ ) en 't nieuwe Kanaal van  $6,85 \text{ m}^- \text{N.A.P}$ , dus  $4,35 \text{ m}$  lager.

In 't delrapport #2 is 'n onderzoek gepleegd naar de constructieve mogelijkheden d.a.v de te bouwen constructie. Dit resulteerde in de volgende oplossing: De Rotte wordt d.m.v 'n koker ( $\pm 15 \text{ m}$  lang en  $\pm 10 \text{ m}$  breed) over 't Kanaal heen gevoerd. Deze koker is gefunderd op dragende kokerdamwanden.

Dit delrapport #3 omvat :

- bepaling van de afmetingen van de dwarsdoorsnede van de koker, uitgaande van de optredende spanningen en de beperking van de aantasting. Hierbij komen twee mogelijkheden aan de orde:
  - toepassen van voorspanning.
  - zuiver gewapend betonconstructie, met beperking van de scheurwijde, en 't toepassen van 'n coating.
- Berekening van de dragende kokerdamwand:
  - de minimaal benodigde inheidipte om weerstand te kunnen bieden aan de horizontale grond- en waterdrukken.
  - de benodigde inheidipte, voor 't opnemen van de normaalkracht, afkomstig van de bovenbouw.
  - hoe te passen profielwaarte.

## Berekening van de koker

Alvorens met de daadwerkelijk berekening te beginnen volgt hier eerst 'n algemene beschouwing over vervormingen van de koker als gevolg van 'n bepaalde belasting en de daarbij optredende spanningen.

De optredende belasting kan over 'd algemeen gesplitst worden, in 'n gedeelte dat zuivere buiging veroorzaakt en 'n gedeelte dat 'n torsiemoment introduceert. Belangrijk is nu welke vervormingen o.g. spanningen zullen optreden als gevolg van deze twee belasting gevallen.

In 'd geval van zuivere buiging, kunnen de longitudinale spanningen bepaald worden, door de koker als geheel, te beschouwen als 'n op buiging belaste ligger. De vervorming van de dwarsdoorsnede heeft geen direkte invloed hierop. Wanneer er echter torsie optreedt, is dit wel 'd geval; de vervorming van de dwarsdoorsnede introduceert nu wel extra longitudinale spanningen.

### Vervorming van de dwarsdoorsnede.

In fig. 1. en fig. 2. zijn de vervormingen van de dwarsdoorsnede, d.g.v. resp. symmetrische en assymetrische belasting weergegeven.

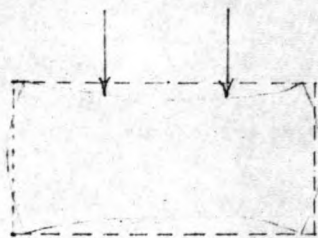


fig 1

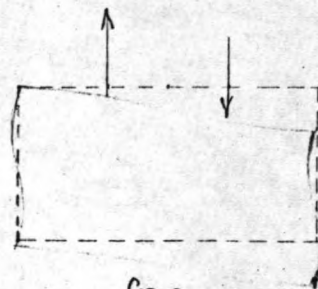


fig 2

Deze vervormingen ontstaan door de buigende momenten in de kokerwanden, wanneer dwarsschotten in de koker ontbreken.

Als gevolg van 'n belasting die de koker doet torderen. en de dwarsdoorsnede in z'n vlak doet vervormen, ontstaat tevens 'n verplaatsing van de doorsnede uit z'n vlak, waardoor extra longitudinale spanningen worden geïntroduceerd.

Deze vervorming uit 't vlak is tweeledig :

- 'n gedeelte ontstaat door draaiing van de onvervormde doorsnede. (torsional warping).
- en daarop moet gesuperponeerd worden, de vervorming uit 't vlak, t.g.v. de vervorming van de dwarsdoorsnede in z'n vlak. (distorsional warping).

Dit is in de figuren 3, 4, 5 nog mo. weergegeven.

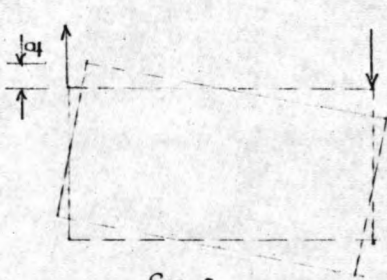


fig 3



fig 4

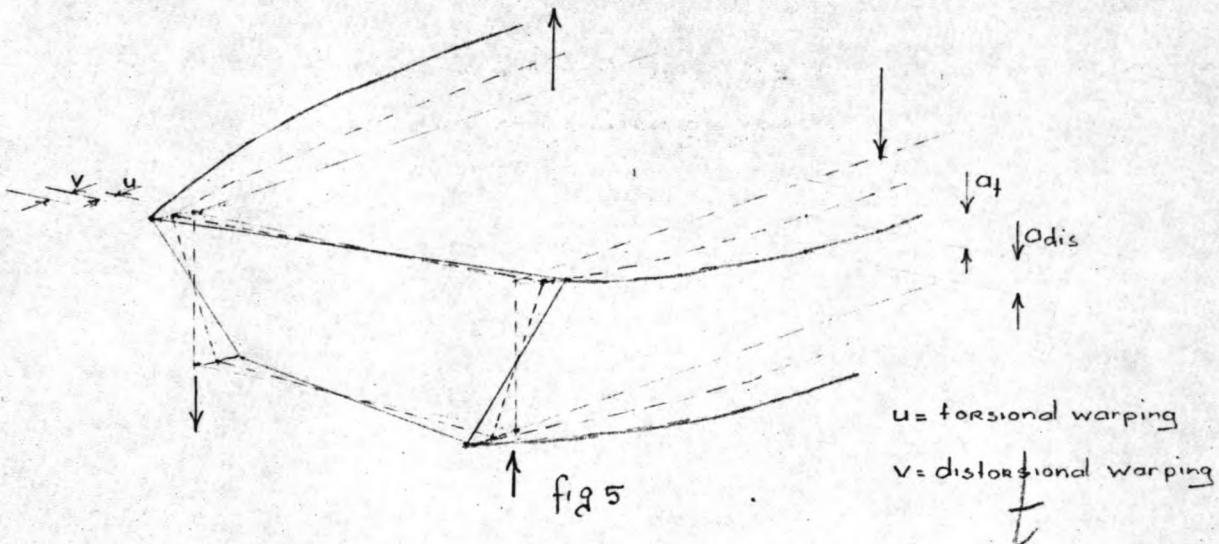


fig 5

u = torsional warping  
v = distorsional warping

Als laatste dient nog de zogenaamde "shear lag in bending" genoemd te worden; dit is de vervorming uit 't vlak t.g.v. schuifspanningen bij zuivere buiging.

Samenvattend, zijn er dus zes oorzaken voor optredende spanningen in de kokers, buiten de plaatselijke effecten en verschijnselen zoals: krimp, kruip, en relaxatie.

- a) Buigendmoment.
- b) Dwaarskracht, torsiemoment (schuifspanningen)
- c) Vervorming in 't vlak van de doorsnede (distortion, transverse bending).
- d) Vervorming uit 't vlak v/d doorsnede t.g.v. zuivere draaiing van de onverwornde doorsnede, (torsional warping).
- e) Vervorming uit 't vlak v/d doorsnede t.g.v. vervorming van de dwarsdoorsnede. (distortional warping).
- f) "shear lag in bending".

Nu zijn de bovengenoemde categorieën niet altijd even relevant, dit is sterk afhankelijk van de vormgeving van de kokersconstructie. Veelal wordt de koker berekend vanuit 't principe "vlakke doorsneden blijven vlak". Hierbij worden in eerste instantie alleen de categorieën a), b) en c) in overzich genomen. Wanneer dan de afmetingen en wapeningspercentage's bekend zijn, kan de invloed van de andere categorieën alsnog bepaald worden.

De koker waar 't hier om gaat, heeft 'n doorsnede zoals in fig. 6 is weergegeven en 'n overspanning van  $\pm 15,5$  m.

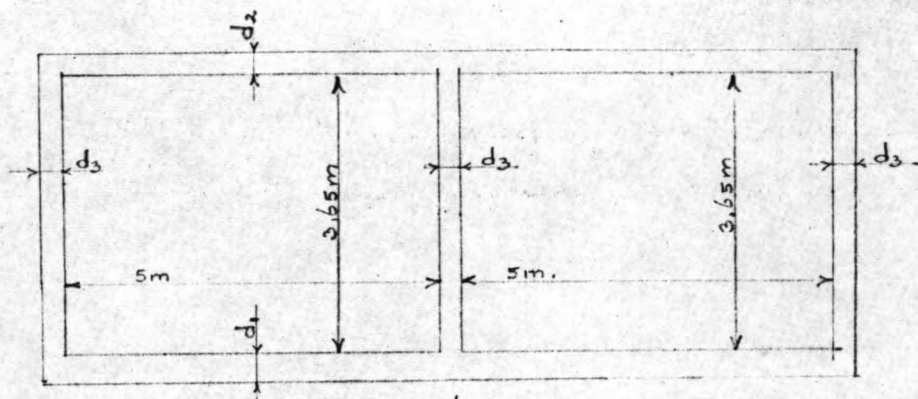


fig 6

Gesien dese vormgeving en afmetingen zullen de vervormingen van categorie d) e) en f) hier van secundair belang zijn. De drie vertikale kokerwanden van  $\pm 4.0$  m hoogte, bij 'n overspanning van  $\pm 15.5$  m. geven aan de koker, in de richting van de overspanning, 'n eer grote stijfheid; de belangrijkste vervormingen zullen dan ook die van de dwarsdoorsnede zijn. Daarom zal deze eerst beschouwd worden.

~~De vraag is nu welke beperkingen aan de vervorming gesteld moeten worden, om de constructie te beschermen tegen aardastig door 't water, waarmee de 't beton in direct contact is. Een eerste vereiste is de beperking van de scheurwijdte. In extreme eis, kan er van uit gegaan worden dat geen scheurvorming optreedt; wanneer 't gaat om 'n voorgespannen constructie is dit zeker verantwoord, daarentegen bij 'n ge-~~



De vraag is nu welke beperkingen aan de ver-  
vorming en de optredende spanningen gesteld  
moeten worden om de constructie te beschermen  
tegen aantasting door 't water, wat 'n zekere  
agressiviteit kan besitten, door de zoutbelasting  
van de Rottle.

Een eerste vereiste is de beperking of verhindering  
van de scheurvorming.

In dit rapport zullen twee mogelijkheden, hiertoe  
aan de orde komen, n.m.

A) 't toepassen van voorspanning, om trekspan-  
ningen te voorkomen.

B) Beperking van de scheurwijdte, in combinatie  
met 't toepassing van 'n coating.

(dit dus bij 'n zuiver gewapend betonconstructie).

~~Wanneer gewapend betonconstructie leidt deze eis tot oneconomische doormeden. Het is dan beter de bescherming op te bouwen uit:~~

- ~~- 'n extra betondikking~~
- ~~- beperking van de scheurwijde~~
- ~~- nabehandeling van 't oppervlak~~
- ~~- evt. toevoegingen aan de cementmortel om de kapillaren af te sluiten.~~

~~In de hierna volgende berekening wordt uitgegaan van 'n betondikking van 3,5 cm 4,0 cm en 'n maximale scheurwijde van:  $\bar{w} = 0,2 \text{ mm}$ .~~

#### De doorsnede

Het betreft 'n doorsnede in 't midden van de koker en de invloed van de opleggingen op de vervorming wordt buiten beschouwing gelaten.

De belasting op de koker bestaat uit:

- a) 'n gelijkmatig verdeelde belasting op de bovenvloer.
- b) " " " " " " " " ondervloer.
- c) E.G. van de koker; deze wordt ook als zijnde gelijkmatig verdeeld aangenomen.

Verder wordt 't geval van volbelasting eerst bekeken, de belasting is dan symmetrisch. Daarna zal de krachtsverdeling bepaald worden, in 't geval dat een compartiment is afgesloten en leeg is.

Daar de zakking van de vertikale wanden bijzonder gering zal zijn, vanwege hun grote stijfheid, zeker

. I.o.v de vervorming van de onder- en bovenzolder, wordt de dwarsdoorsnede beschouwd, als 'n raamwerk met stijve hoeken en opgelegd in drie punten, gelegen onder de vertikale wanden. (zie fig 7.)

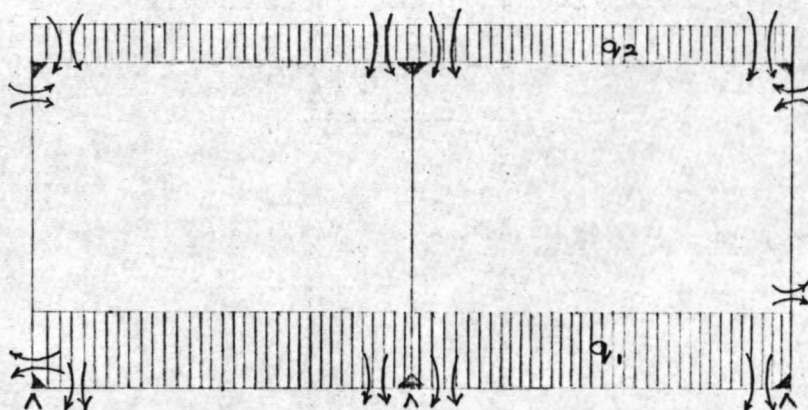
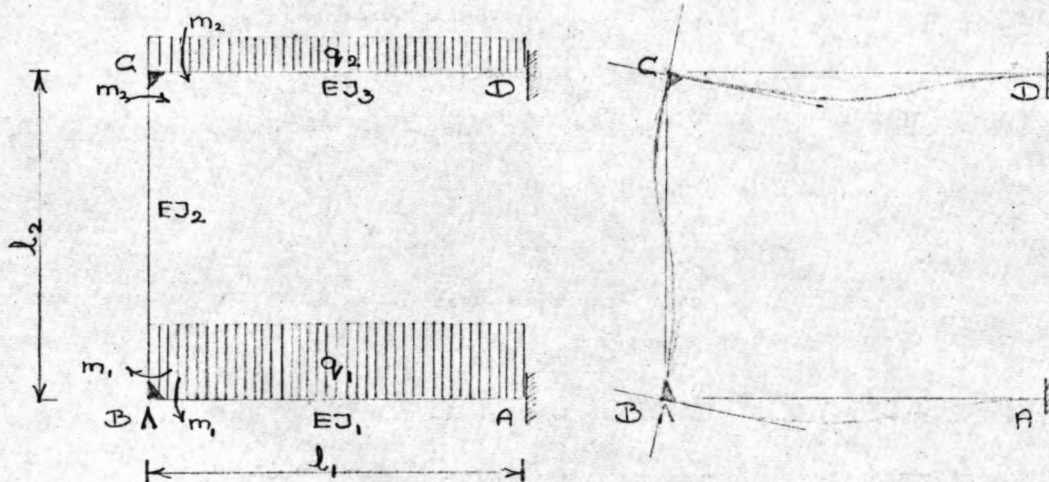
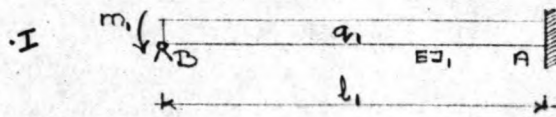


fig 7

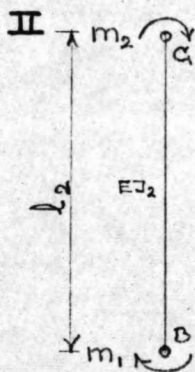
Vanwege de symmetrie is de volgende vereenvoudiging mogelijk:



Mit de vormveranderingsvoorwaarden kunnen de momenten  $m_1$  en  $m_2$  bepaald worden, als funkties van  $q$ ,  $l$  en  $EJ$ . De stijfheid  $EJ$  zal gekozen moeten worden.

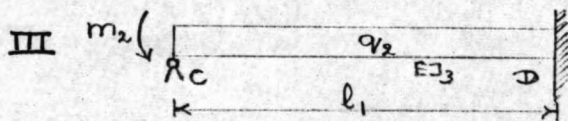


$$\left. \begin{aligned} \text{t.g.v } m_1 : \quad \phi_B &= -\frac{m_1 \cdot l_1}{4 \cdot EJ_1} \\ \text{t.g.v } q_1 : \quad \phi_B &= +\frac{q_1 \cdot l_1^3}{48 \cdot EJ_1} \end{aligned} \right\} \phi_B = \frac{+q_1 \cdot l_1^3}{48 \cdot EJ_1} - \frac{m_1 \cdot l_1}{4 \cdot EJ_1} ;$$



$$\left. \begin{aligned} \text{t.g.v } m_1 : \quad \phi_B &= +\frac{m_1 \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} \\ \text{t.g.v } m_2 : \quad \phi_B &= -\frac{m_2 \cdot l_2}{6 \cdot EJ_2} \end{aligned} \right\} \phi_B = \frac{+m_1 \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} - \frac{m_2 \cdot l_2}{6 \cdot EJ_2} ;$$

$$\left. \begin{aligned} \text{t.g.v } m_1 : \quad \phi_C &= -\frac{m_1 \cdot l_2}{6 \cdot EJ_2} \\ \text{t.g.v } m_2 : \quad \phi_C &= +\frac{m_2 \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} \end{aligned} \right\} \phi_C = \frac{+m_2 \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} - \frac{m_1 \cdot l_2}{6 \cdot EJ_2} ;$$



$$\left. \begin{aligned} \text{t.g.v } m_2 : \quad \phi_C &= -\frac{m_2 \cdot l_1}{4 \cdot EJ_3} \\ \text{t.g.v } q_2 : \quad \phi_C &= +\frac{q_2 \cdot l_1^3}{48 \cdot EJ_3} \end{aligned} \right\} \phi_C = \frac{+q_2 \cdot l_1^3}{48 \cdot EJ_3} - \frac{m_2 \cdot l_1}{4 \cdot EJ_3} ;$$

Mit bovenstaande vergelijkingen, in combinatie met de voorwaarde dat hoek B en C recht blijven, kunnen de volgende relaties, waaruit  $m_1$  en  $m_2$  opgelost kunnen worden, afgeleid worden:



In deze fase is 't noodzakelijk 'n schatting te maken van de dikte van de wanden, boven- en ondervloer.

Aanname:

dikte wanden:  $d_3 = 0,25 \text{ m}$ .

„ bovenvloer:  $d_2 = 0,25 \text{ m}$ .

„ ondervloer:  $d_1 = 0,40 \text{ m}$ .

### Belastingen.

belastingfactoren: Voor de nuttige belasting op de bovenvloer:  $\gamma = 2$ .

Voor 't eigen gewicht en de waterbelasting:  $\gamma = 1,6$ .

Bovenvloer: E.G. per  $\text{m}^2$ :  $0,25 \cdot 2,4 \cdot 1,6 = \underline{0,96} \text{ tf/m}^2$   
N.B. :  $0,2 \cdot 2,0 = \underline{0,4} \text{ tf/m}^2$   
tot =  $1,36 \text{ tf/m}^2 = q_2$

Ondervloer: E.G. per  $\text{m}^2$ :  $0,4 \cdot 2,4 \cdot 1,6 = 1,54 \text{ tf/m}^2$   
waterbelasting:  $2,15 \cdot 1 \cdot 1,6 = \underline{3,44} \text{ tf/m}^2$   
tot =  $4,98 \text{ tf/m}^2 = q_1$

### Stijfheidsverhoudingen

$$\left. \begin{aligned} EJ_1 &= 3 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0,4^3 \cdot 10^4 \cdot 10^{-3} = 16 \cdot 10^3 \text{ tfm}^2 \\ EJ_2 &= 3 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0,25^3 \cdot 10^4 \cdot 10^{-3} = 3,9 \cdot 10^3 \text{ tfm}^2 \\ EJ_3 &= 3 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0,25^3 \cdot 10^4 \cdot 10^{-3} = 3,9 \cdot 10^3 \text{ tfm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$EJ_1 : EJ_2 : EJ_3 = 4,1 : 1 : 1.$$

Samenvatting gegevens:

$$q_1 = 4,98 \text{ tf/m}^2;$$

$$q_2 = 1,36 \text{ tf/m}^2;$$

$$l_1 = 5,25 \text{ m.}$$

$$l_2 = 3,975 \text{ m.}$$

$$EJ_2 = EJ_3 = 0,24 EJ_1;$$

Vergelijking (1):

$$\frac{4,98 \cdot 5,25^3}{48 \cdot EJ_1} - \frac{m_1 \cdot 5,25}{4 \cdot EJ_1} = \frac{m_1 \cdot 3,975}{3 \cdot 0,24 \cdot EJ_1} - \frac{m_2 \cdot 3,975}{6 \cdot 0,24 \cdot EJ_1}$$

$$15,01 - 1,31 \cdot m_1 = 5,52 m_1 - 2,76 m_2$$

$$2,76 m_2 + 15,01 = 4,21 m_1 \Rightarrow m_1 = 0,7 m_2 + 3,56 \quad (3)$$

Vergelijking (2):

$$\frac{1,36 \cdot 5,25^3}{48 \cdot 0,24 \cdot EJ_1} - \frac{m_2 \cdot 5,25}{4 \cdot 0,24 \cdot EJ_1} = \frac{m_2 \cdot 3,975}{3 \cdot 0,24 \cdot EJ_1} - \frac{m_1 \cdot 3,975}{6 \cdot 0,24 \cdot EJ_1}$$

$$4,1 - 5,47 m_2 = 5,52 m_2 - 2,76 m_1$$

$$4,1 + 2,76 m_1 = 11 m_2 \quad (4)$$

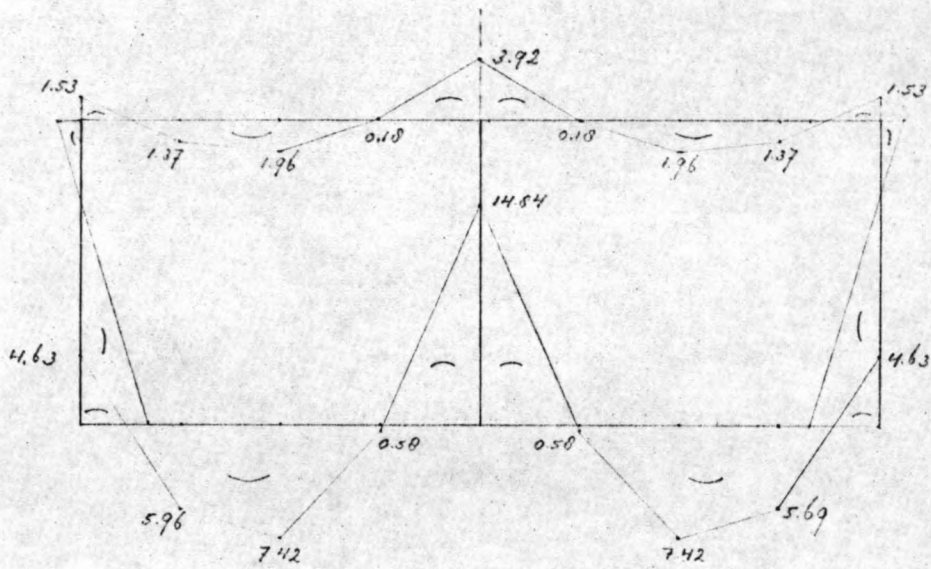
$$(3) \text{ in } (4): 4,1 + 2,76 (0,7 m_2 + 3,56) = 11 m_2$$

$$13,92 + 1,93 m_2 = 11 m_2$$

$$m_2 = \underline{\underline{1,53 \text{ tfm}}}$$

$$m_1 = 0,7 \cdot 1,53 + 3,56 = \underline{\underline{4,63 \text{ tfm}}}$$

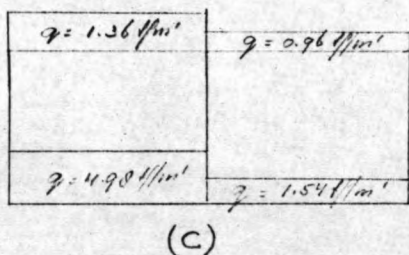
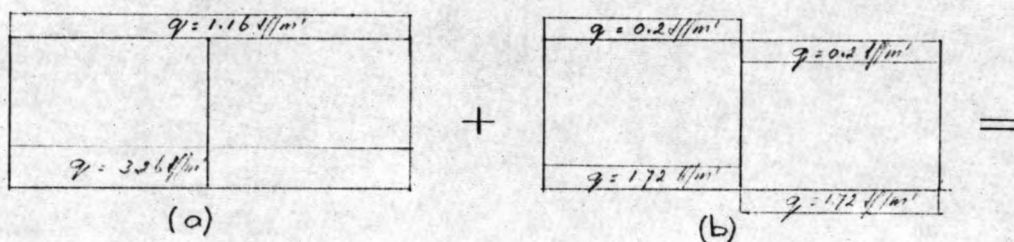
Momentenverdeling (in t/m). bij symmetrische belasting.





Ophredende momenten in de dwarsdoorsnede, wanneer  
1 Kokergang afgesloten en leeg is

De belasting is nu asymmetrisch, en wordt gesplitst  
 in 'n symmetrisch en 'n anti-symmetrisch gedeelte.



Aangenomen is dat de nuttige belasting op de bovenvloer  
 ook ~~voor~~ alleen opdelinker kokerhelft aanwezig is.

De knooppunten van de dwarsdoorsnede zijn zowel in  
 de , in hun vlak stijve, boven- en ondervloer als in de  
 in hun vlak stijve, wanden, gelegen. Daar de vloeren  
 en wanden geen absolute verplaatsing kunnen onder-  
 gaan, omdat de oplegging dit verhindert, mogen de  
 knooppunten als onverplaatsbaar worden beschouwd.  
 (Wel kunnen ze verplaatsen als gevolg van vervormingen  
 loodrecht op hun vlak, van de boven- en ondervloer en  
 de wanden).

Dit betekent dat geen extra translatie's in beschouwing  
 hoeven te worden genomen, (dit is in verwaarlozing, want  
 de middendoorsnede zal in werkelijkheid, wel, zij 't in zeer  
 geringe, translatie ondergaan)

Het symmetrische gedeelte (a);

Hiervoor gelden de in 't voorgaande afgeleide vergelijkingen (1) en (2), met  $q_1 = 3.26 \text{ tf/m'}$  en  $q_2 = 1.16 \text{ tf/m'}$ .

uit (1):  $2.96 m_2 + 9.83 = 4.21 m_1$

$m_1 = 0.7 m_2 + 2.33$

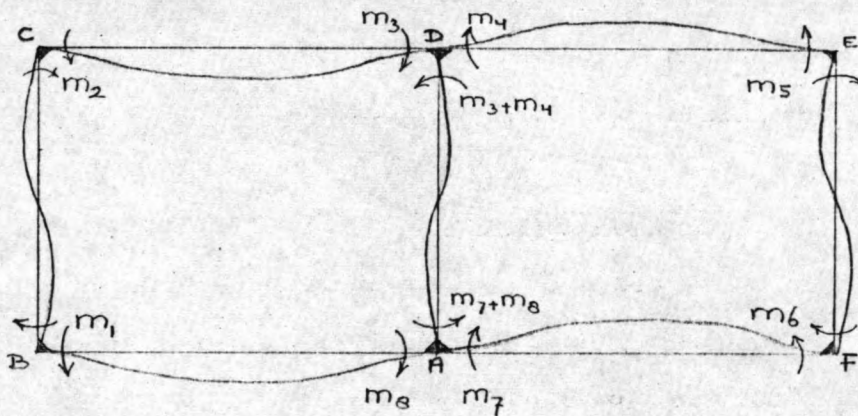
uit (2):  $2.76 m_1 + 3.5 = 11 m_2$

$1.932 m_2 + 9.931 = 11 m_2$

$m_2 = 1,1 \text{ tfm}$

$m_1 = 3,1 \text{ tfm}$

Het anti-symmetrische gedeelte (b).



Mit de keer-symmetrie volgt:  $m_1 = m_6$  (5)

$m_2 = m_5$  (6)

$m_3 = m_4$  (7)

$m_7 = m_8$  (8)

Er zijn nu nog 4 vergelijkingen nodig, die volgen uit de vormveranderingsvoorwaarde voor hoek A links; hoek B; hoek C en hoek D links;

Hoek B:  $\phi_D = -\frac{m_1 \cdot l_1}{3 \cdot EJ_1} - \frac{m_8 \cdot l_1}{6 EJ_1} + \frac{q_1' \cdot l_1^3}{24 \cdot EJ_1}$

$$\phi_D = \frac{m_1 \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} - \frac{m_2 \cdot l_2}{6 EJ_2}$$

Hoek C:  $\phi_C = -\frac{m_2 \cdot l_1}{3 \cdot EJ_3} - \frac{m_3 \cdot l_1}{6 \cdot EJ_3} + \frac{q_2' \cdot l_1^3}{24 \cdot EJ_3}$

$$\phi_C = +\frac{m_2 \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} - \frac{m_1 \cdot l_2}{6 \cdot EJ_2}$$

Hoek D:  $\phi_D = +\frac{m_3 \cdot l_1}{3 \cdot EJ_3} + \frac{m_4 \cdot l_1}{6 \cdot EJ_3} - \frac{q_2' \cdot l_1^3}{24 \cdot EJ_3}$   
(links)

$$\phi_D = -\frac{(m_3+m_4) \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} + \frac{(m_7+m_8) \cdot l_2}{6 EJ_2}$$

Hoek A:  $\phi_A = +\frac{m_8 \cdot l_1}{3 \cdot EJ_1} + \frac{m_1 \cdot l_1}{6 EJ_1} - \frac{q_1' \cdot l_1^3}{24 \cdot EJ_1}$   
(links)

$$\phi_A = -\frac{(m_7+m_8) \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} + \frac{(m_3+m_4) \cdot l_2}{6 \cdot EJ_2}$$

$$\phi_D: \frac{-m_1 \cdot l_1}{3 \cdot EJ_1} - \frac{m_8 \cdot l_1}{6 \cdot EJ_1} + \frac{q_1' \cdot l_1^3}{24 \cdot EJ_1} = \frac{m_1 \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} - \frac{m_2 \cdot l_2}{6 \cdot EJ_2}$$

$$-\frac{m_1 \cdot 5,25}{3 \cdot EJ_1} - \frac{m_8 \cdot 5,25}{6 \cdot EJ_1} + \frac{1,72 \cdot (5,25)^3}{24 \cdot EJ_1} = \frac{m_1 \cdot 3,975}{3 \cdot 0,24 \cdot EJ_1} - \frac{m_2 \cdot 3,975}{6 \cdot 0,24 \cdot EJ_1}$$

$$-m_1 \cdot 1,75 - m_8 \cdot 0,875 + 10,37 = m_1 \cdot 5,52 - 2,76 m_2$$

$$7,27 m_1 = 2,76 m_2 - m_8 \cdot 0,875 + 10,37$$

$$m_1 = 0,38 m_2 - 0,12 m_8 + 1,43$$

(9).

$$\phi_C: \frac{-m_2 \cdot l_1}{3 \cdot EJ_3} - \frac{m_3 \cdot l_1}{6 \cdot EJ_3} + \frac{q_2' \cdot l_1^3}{24 \cdot EJ_3} = \frac{m_2 \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} - \frac{m_1 \cdot l_2}{6 \cdot EJ_2}$$

$$-\frac{m_2 \cdot 5,25}{3} - \frac{m_3 \cdot 5,25}{6} + \frac{0,2 \cdot (5,25)^3}{24} = \frac{m_2 \cdot 3,975}{3} - \frac{m_1 \cdot 3,975}{6}$$

$$-1.72 m_2 - 0.875 m_3 + 1.2 = 1.325 m_2 - m_1 \cdot 0.66$$

$$0.66 m_1 - 0.875 m_3 + 1.2 = 3.075 \cdot m_2$$

$$m_2 = 0.22 m_1 - 0.28 m_3 + 0.39 \quad (10)$$

$$\phi_D: \frac{m_3 \cdot l_1}{3 \cdot EJ_3} + \frac{m_2 \cdot l_1}{6 \cdot EJ_3} - \frac{q_1' \cdot l_1^3}{24 \cdot EJ_3} = -\frac{(m_3 + m_4) \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} + \frac{(m_7 + m_8) \cdot l_2}{6 \cdot EJ_2}$$

$$\frac{m_3 \cdot 5.25}{3} + \frac{m_2 \cdot 5.25}{6} - \frac{0.2 \cdot (5.25)^3}{24} = -\frac{(m_3 + m_4) \cdot 3.975}{3} + \frac{(m_7 + m_8) \cdot 3.975}{6}$$

$$1.75 \cdot m_3 + 0.875 m_2 - 1.2 = -1.325 m_3 - 1.325 m_4 + 0.66 m_7 + 0.66 m_8$$

met (7) en (8):

$$0.875 m_2 - 1.2 + 4.4 m_3 = 1.32 m_8$$

$$m_3 = -0.2 m_2 + 0.3 m_8 + 0.27 \quad (11)$$

$$\phi_A: \frac{m_8 \cdot l_1}{3 \cdot EJ_1} + \frac{m_1 \cdot l_1}{6 \cdot EJ_1} - \frac{q_1' \cdot l_1^3}{24 \cdot EJ_1} = -\frac{(m_7 + m_8) \cdot l_2}{3 \cdot EJ_2} + \frac{(m_3 + m_4) \cdot l_2}{6 \cdot EJ_2}$$

$$\frac{m_8 \cdot 5.25}{3 \cdot EJ_1} + \frac{m_1 \cdot 5.25}{6 \cdot EJ_1} - \frac{1.72 \cdot (5.25)^3}{24 \cdot EJ_1} = -\frac{(m_7 + m_8) \cdot 3.975}{3 \cdot 0.24 EJ_1} + \frac{(m_3 + m_4) \cdot 3.975}{6 \cdot 0.24 EJ_1}$$

$$1.75 m_8 + 0.875 m_1 - 10.37 = -5.52 m_7 - 5.52 m_8 + 2.76 m_3 + 2.76 m_4$$

met (7) en (8).

$$0.875 m_1 + 12.79 m_8 - 10.37 = 5.52 m_3$$

$$m_8 = -0.07 m_1 + 0.43 m_3 + 0.81 \quad (12)$$

(9) + (11) in (12):

$$m_8 = -0.07(0.38 m_2 - 0.12 m_8 + 1.43) + 0.43(-0.2 m_2 + 0.3 m_8 + 0.27) + 0.81$$

$$m_8 = -0.113 m_2 + 0.137 m_8 + 0.826$$

$$m_8 = -0.131 m_2 + 0.96 \quad (13)$$

(9) + (11) in (10)

$$m_2 = 0.22(0.38 m_2 - 0.12 m_8 + 1.43) - 0.28(-0.2 m_2 + 0.3 m_8 + 0.27) + 0.39$$

$$m_2 = 0.14 m_2 - 0.11 m_8 + 0.629$$

$$m_2 = -0.128 m_8 + 0.781 \quad (14)$$

(13) in (14) :

$$m_2 = -0,128 (-0,131 m_2 + 0,96) + 0,731$$

$$m_2 = 0,017 m_2 + 0,608$$

$$m_2 = 0,62 \text{ tpm.} = m_5$$

$$m_8 = -0,131 \cdot 0,62 + 0,96$$

$$m_8 = 0,88 \text{ tpm.} = m_7$$

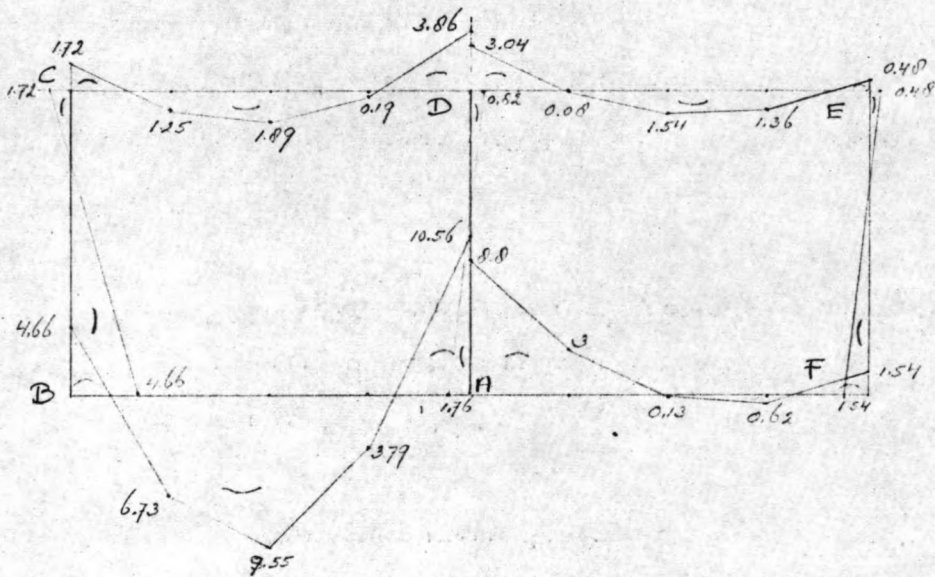
$$m_1 = 0,38 \cdot 0,62 - 0,12 \cdot 0,88 + 1,43$$

$$m_1 = 1,56 \text{ tpm.} = m_6$$

$$m_3 = -0,2 \cdot 0,62 + 0,3 \cdot 0,88 + 0,27$$

$$m_3 = 0,41 \text{ tpm.} = m_4$$

Wanneer nu de momenten d.g.v. 't symmetrische en 't anti-symmetrische belastinggedelte gesuperponeerd worden ontstaat de volgende momentenverdeling.



## De ondervloer

Zoals reeds eerder vermeld, zijn er twee mogelijkheden:  
Ten eerste: toepassen van voorspanning.

Dit heeft 'n tweeledig doel: a) 't opnemen van de optredende krachten en b) 't voorkomen van scheurvorming, bij de normale gebruiksbelasting.

Ten tweede: normaal gewapende betonconstructie, waarbij de scheurwijdte beperkt wordt en de binnenkant van de koker, bekleed wordt met 'n epoxy-hars.

Hieronder zal eerst 't toepassen van voorspanning nader bekeken worden.

Het grootste moment in de ondervloer treedt op in 't "steunpunt" A (zie fig op vorige blz.).

Er moet nu onderscheid gemaakt worden tussen drie belastingsituatie's.

- A) De bezwijkbelasting:  $M_u = 14.84 \text{ tfm.}$
- B) De werkelijk optredende belasting; hierbij mag geen scheurvorming optreden:  $M_r = 10 \text{ tfm.}$
- C) Belasting door alleen 't EG:  $M_{e.g.} = 3 \text{ tfm.}$

Om enige marge te hebben wordt 't scheurmoment met 10% verhoogd:  $M_r = 11 \text{ tfm}$

Het traagheidsmoment per m'vloer bedraagt:

$$J = \frac{1}{12} b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot (40)^3 = 53.10^4 \text{ cm}^4.$$

Uitgegaan wordt van belasting-situatie c).

$$M_r = 11 \text{ tfm}$$

excentriciteit voorspanning:  $e_0 = 13 \text{ cm}$ .

vloerdikte:  $d = 0,40 \text{ m}$ .

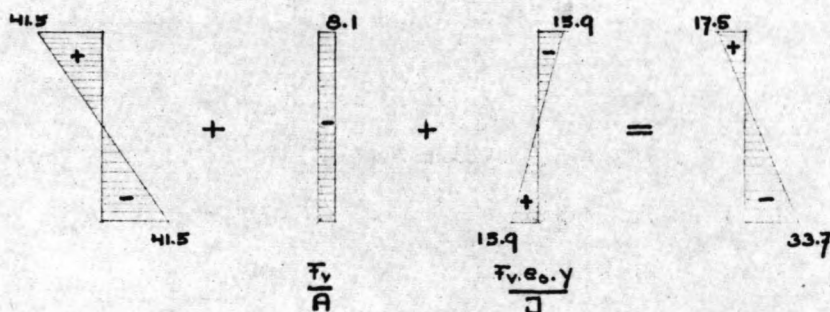
De spanning in de buitenste vezels t.g.v.  $M_r$  be-  
draagt:  $\sigma_b = \frac{10 \cdot 10^5 \cdot 20}{53 \cdot 10^4} = \cancel{37,6} 41,5 \text{ kgf/cm}^2$ .

De spanning in de buitenste vezels t.g.v. de voor-  
spankracht moet dus bedragen:  $41,5 - 17,5 = 24 \text{ kgf/cm}^2$

$$F_v/A + (F_v \cdot e_0 \cdot y)/J = 24 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{F_v}{4 \cdot 10^3} + \frac{F_v \cdot 13 \cdot 20}{53 \cdot 10^4} = 24 \Rightarrow F_v = 32,43 \text{ tf/m'}$$

Bij toepassing van Freyssinet-Kabels  $12 \phi 5 \text{ mm}$ , be-  
tekent dit; 'n h.o.h afstand van  $\frac{32,43}{22,0} \cdot 1 \text{ m} = 68 \text{ cm}$



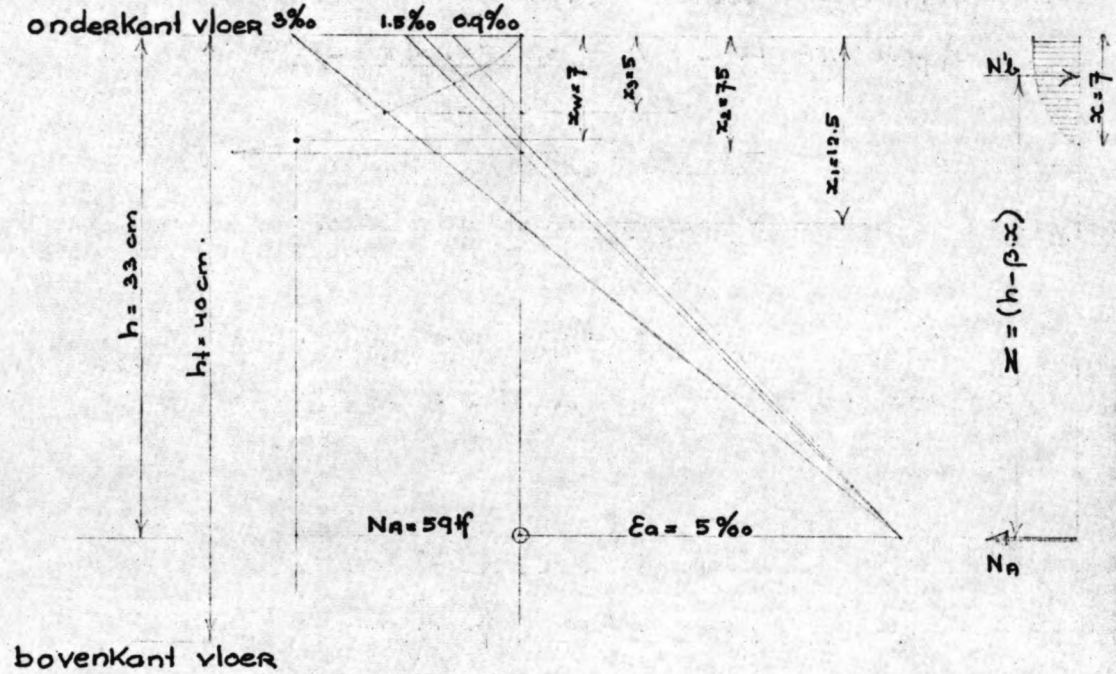
12  $\phi 5$  : blijvende voorsp. kracht : 22 tf.  
: breukkracht : 40 tf.

Controle buwmoemt.

$\epsilon'_{bu} = 3\%$  (bruiksteuk beton)

$\epsilon_a = 5\%$  (escha rek voorspanstaal)

$\sigma'_{u} = 175 \text{ kgf/cm}^2$



$x_1 = 12.5 \text{ cm} : N'b = \frac{2}{3} \cdot b \cdot x_1 \cdot \sigma'_{u} = \frac{2}{3} \cdot 100 \cdot 12.5 \cdot 175 = 145.8 \text{ tf.}$   
 $N_A = 59 \text{ tf}$   
 $\Rightarrow |N_A| < |N'b|$

$x_2 = 7.5 \text{ cm} : \epsilon'_{bu} = 1.5\%$      $\alpha = 0.58$      $N'b = 0.58 \cdot 100 \cdot 7.5 \cdot 175 = 76.1 \text{ tf.}$

$x_3 = 5.0 \text{ cm} : \epsilon'_{bu} = 0.9\%$      $\alpha = 0.41$      $N'b = 0.41 \cdot 100 \cdot 5 \cdot 175 = 35.8 \text{ tf.}$

Mit fig blykt nu :  $\epsilon'_{bu} = 1.25\%$  en  $x_w = 7 \text{ cm}$ .  
 $\alpha = 0.50 ; \beta = 0.35$

$N'b = 0.50 \cdot 100 \cdot 7 \cdot 175 = 61.2 \text{ tf}$  (20u moden zjn 59tf).

$M_u = N'b (h - \beta \cdot x) = 61.2 (0.33 - 0.35 \cdot 0.07) = 18.7 \text{ tfm} > 14.84 \text{ tfm}$

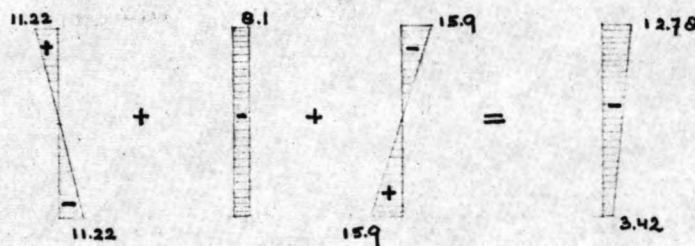


Situatie c).

$$M_{eq} = 3.0 \text{ tfm.}$$

$$\text{Spanning in uiterste "vezels": } \sigma_b = \frac{3 \cdot 10^5 \cdot 20}{53 \cdot 10^4} = 11.22 \text{ kgf/cm}^2$$

Samen met de aanwezige voorspanning levert dit:



Er treedt dus nergens trek op. Hoewel aan de gestelde eisen voldaan wordt, is 't toch zinvol, gezien de lage optredende belastingen, om de situatie bij 'n gereduceerde vloerdikte nader te bekijken.

De dikte van de ondervloer wordt nu gesteld op 0.30 m.

Verandering stijfheidsverhoudingen:

$$EJ_2 = EJ_3 = 3.9 \cdot 10^3 \text{ tfm}^2$$

$$EJ_1 = 3 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot (0.3)^3 = 6.75 \cdot 10^3 \text{ tfm}$$

$$EJ_2 = EJ_3 = 0.58 EJ_1$$

$$q_1 \text{ wordt: } 4.98 - 0.24 = 4.74 \text{ tf/m' (symm. belasting).}$$

Vergelijking (1) wordt nu:

$$\frac{4.74 \cdot 5.25^3}{48 EJ_1} - \frac{m_1 \cdot 5.25}{4 \cdot EJ_1} = \frac{m_1 \cdot 3.975}{3 \cdot 0.58 EJ_1} - \frac{m_2 \cdot 3.975}{6 \cdot 0.58 EJ_1}$$

$$m_1 = 3.98 + 0.32 m_2 \quad (15).$$

Vergelijking (2) verandert niet:

$$11 m_2 = 4.1 + 2.76 m_1 \quad (14).$$

$$(15) \text{ in } (4) : 11 m_2 = 4,1 + 2,76 (3,98 + 0,32 m_2)$$

$$11 m_2 = 15,09 + 0,88 m_2$$

$$m_2 = 1,49 \text{ t/m}$$

$$m_1 = 4,46 \text{ t/m}$$

Het bezwijkmoment in 't steunpunt' A wordt:

$$m_A = \frac{1}{8} q l^2 - \frac{1}{2} m_1 = \frac{1}{8} \cdot 4,74 \cdot (5,25)^2 - \frac{1}{2} \cdot 4,46 = 14,1 \text{ t/m}$$

Bij de werkelijk optredende belasting:

$$q_1 = 2,96 \text{ t/m}' ; q_2 = 0,8 \text{ t/m}' ;$$

$$\text{Verg (1) wordt: } 9,37 - m_1 \cdot 1,31 = m_1 \cdot 2,28 - m_2 \cdot 1,14$$

$$m_1 = 2,61 + 0,32 m_2$$

$$\text{Verg (2) wordt: } 2,4 + 2,76 m_1 = 11 m_2$$

}  $\Rightarrow$

$$11 m_2 = 2,4 + 2,76 (2,61 + 0,32 m_2) = 9,6 + 0,88 m_2$$

$$m_2 = 0,94 \text{ t/m}$$

$$m_1 = 2,61 + 0,32 \cdot 0,94 = 2,91 \text{ t/m}$$

$$m_A = \frac{1}{8} \cdot 2,96 \cdot (5,25)^2 - \frac{1}{2} \cdot 2,91 = 8,74 \text{ t/m}$$

T.G.V alleen 4 E.G.

$$q_1 = 0,72 \text{ t/m}' ; q_2 = 0,6 \text{ t/m}'$$

$$\text{Verg (1) wordt: } 0,41 - 1,31 m_1 = 2,28 m_1 - 1,14 m_2$$

$$m_1 = 0,11 + 0,32 m_2$$

$$\text{Verg (2) wordt: } 11 m_2 = 0,64 + 0,88 m_2$$

}  $\Rightarrow$

$$m_2 = 0,063 \text{ t/m}$$

$$m_1 = 0,13 \text{ t/m}$$

$$m_A = \frac{1}{8} \cdot 0,72 \cdot (5,25)^2 - \frac{1}{2} \cdot 0,13 = 2,42 \text{ t/m}$$

Dus: situatie A)  $m_u = 14,1 \text{ t/m}$

" B)  $m_r = 8,74 + 10\% = 9,6 \text{ t/m}$

" C)  $m_{eq} = 2,42 \text{ t/m}$

Situatie B).

$M_r = 9.6 \text{ tfm.}$

excentriciteit voorspanning:  $e_0 = 8 \text{ cm.}$

Uloerdikte:  $d = 0.30 \text{ m.}$

$J = 2.25 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$

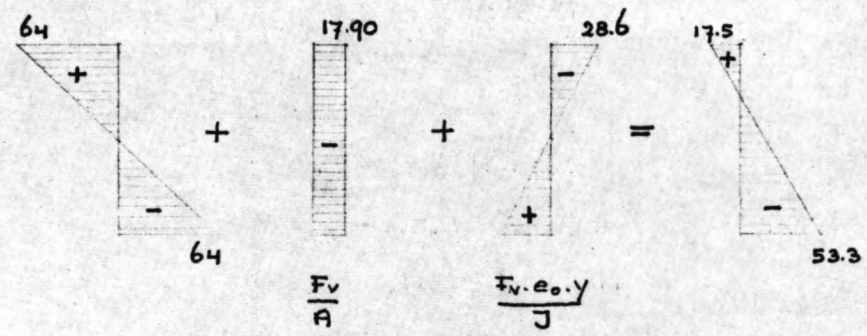
De spanning in de uiterste "vezels" t.g.v  $M_r$  be- draagt:  $\sigma_b = \frac{9.6 \cdot 10^5 \cdot 25}{2.25 \cdot 10^5} = 64 \text{ kgf/cm}^2$

De spanning in de uiterste "vezels" t.g.v de voor- spankracht moet dus bedragen:  $64 - 17.5 = 46.5 \text{ kgf/cm}^2$

$F_v/A + (F_v \cdot e_0 \cdot y)/J = 46.5 \text{ kgf/cm}^2$

$\frac{F_v}{3 \cdot 10^3} + \frac{F_v \cdot 8 \cdot 15}{2.25 \cdot 10^5} = 46.5 \Rightarrow F_v = 53.88 \text{ tf.}$

Bij toepassing van Freyssinet-Kabels  $12 \phi 7 \text{ mm}$ , betekent dit, 'n h.o.h. afstand van  $\frac{43.2}{53.88} \cdot 1 \text{ m} = 0.80 \text{ m.}$



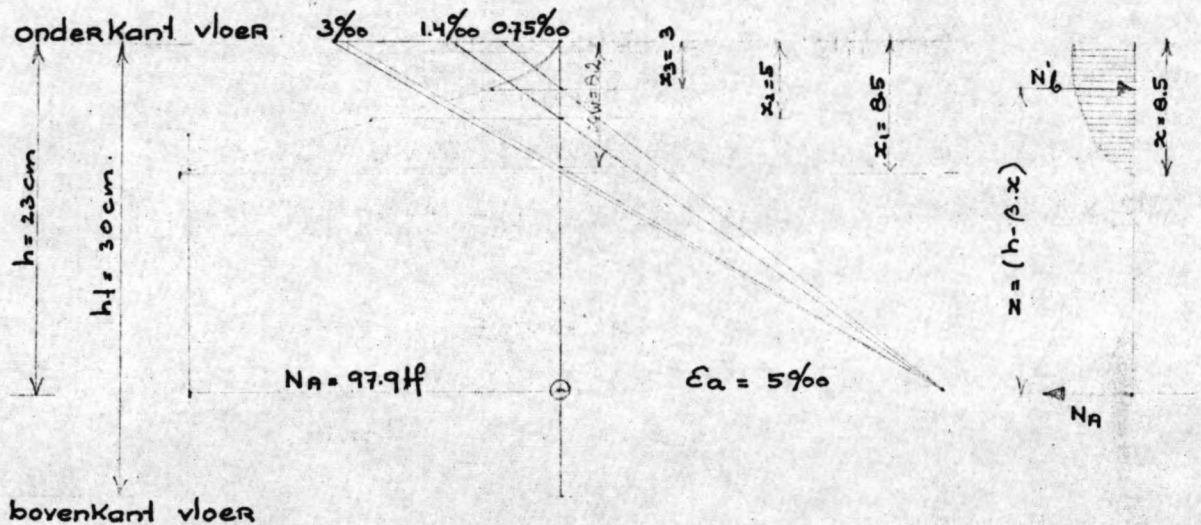
12  $\phi 7$  : blijvende voorspankracht : 43.2 tf.  
: breukkracht : 78.5 tf.

Controle bezwijkmoment (methode Morsch).

$\epsilon'_{bu} = 3\text{‰}$

$\epsilon_a = 5\text{‰}$

$\sigma'_u = 175 \text{ kgf/cm}^2$



$x_1 = 8.5 \text{ cm} : N'_b = \frac{2}{3} \cdot b \cdot x_1 \cdot \sigma'_u = \frac{2}{3} \cdot 100 \cdot 8.5 \cdot 175 = 99.2 \text{ tf}$    
 $N_A = 97.9 \text{ tf}$    
 $\Rightarrow |N_A| < |N'_b|$

$\left. \begin{aligned} x_2 = 5 \text{ cm} : \epsilon'_{bu} = 1.4\text{‰} \quad \alpha = 0.56 \quad N'_b &= 0.56 \cdot 100 \cdot 5 \cdot 175 \\ &= 49 \text{ tf} \\ x_3 = 3 \text{ cm} : \epsilon'_{bu} = 0.75\text{‰} \quad \alpha = 0.35 \quad N'_b &= 0.35 \cdot 100 \cdot 3 \cdot 175 \\ &= 18.4 \text{ tf} \end{aligned} \right\}$

~~uit fig. blijkt nu:  $\epsilon'_{bu} = 3.0\text{‰}$  en  $x_w = 0.8 \text{ cm}$    
 $\alpha = 0.775 \quad \beta = 0.40$~~

~~$N'_b = 0.775 \cdot 100 \cdot 0.8 \cdot 175 = 105$  (zoa modern zijn  $97.9 \text{ tf}$ ).~~

Zowel 't beton als 't staal komen praktisch gelyktijdig in 't bezwijkstadium.

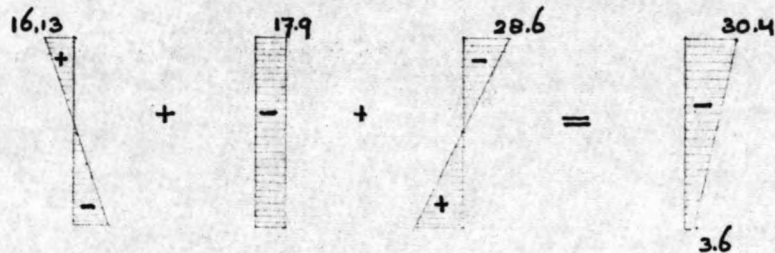
$M_u = 99.2 \cdot (h - \frac{1}{3} x_1) = 99.2 \cdot (23 - \frac{1}{3} \cdot 8.5) = 19.84 \text{ tfm} > 14.1 \text{ tfm}$ .

Situatie c)

$$M_{e.g} = 2,42 \text{ tfm}$$

$$\text{Spanning in uiterste "vezels": } \sigma_b = \frac{2,42 \cdot 10^5 \cdot 15}{2,25 \cdot 10^5} = 16,13 \text{ kgf/cm}^2$$

Samen met de aanwezige voorspanning levert dit:



Er treedt nergens trek op.

Hoekpunten B, F.

A) Het buigmoment  $M_u = 4,66 \text{ tfm}$ .

B) Het scheurmoment  $M_r = 2,91 + 10\% = 3,2 \text{ tfm}$ .

$$B) \sigma_b = \frac{3,2 \cdot 10^5 \cdot 15}{2,25 \cdot 10^5} = +21,3 \text{ kgf/cm}^2$$

Het is dus mogelijk centrisch voor te spannen.

Bij toepassing van de methode Mörserch bleek:

- 't buigen van de druksone van 't beton is hier maatgevend. ( $x = 6,5 \text{ cm}$ )

$$- M_u = 9,7 \text{ tfm} > 4,66 \text{ tfm}$$

De ondervloer moet tot even voorbij de ruwand lopen, zodat t.p.v de aansluiting wand-vloer, de voorspanning over de gehele vloerdoorsnede gespreid is.

(zie fig )

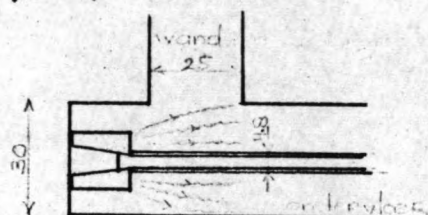
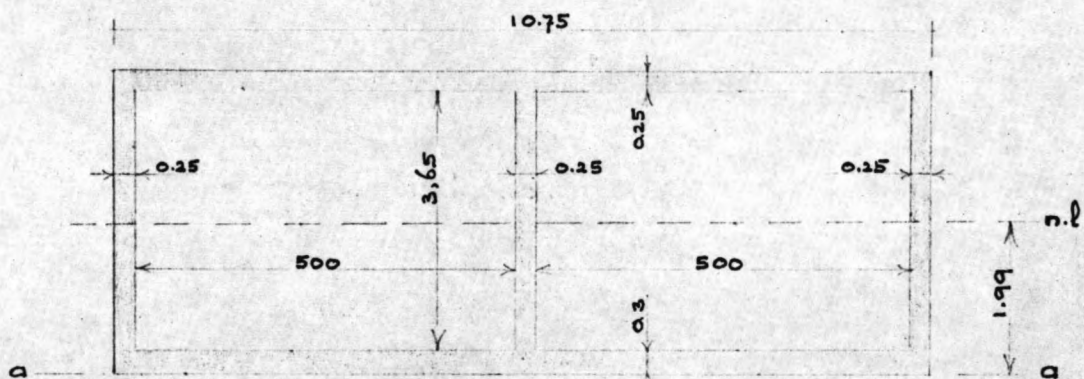


fig 8

## Spanningen in longitudinale richting

De koker kan beschouwd worden als 'n balk, vrij opgelegd op twee steunpunten en belast door 'n gelijkmatig verdeelde belasting.

Gegevens dwarsdoorsnede:



$$\begin{aligned}\text{Stat. moment om a-a: } & (10,75 \cdot 0,25) \cdot 4,075 = 10,95 \text{ m}^3 \\ & (10,75 \cdot 0,3) \cdot 0,15 = 0,48 \text{ m}^3 \\ & 3 (3,65 \cdot 0,25) \cdot 2,125 = \underline{5,82 \text{ m}^3} \\ & 17,25 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\text{Oppervlakte don.: } 10,75 \cdot 4,2 - 2 \cdot (3,65 \cdot 5) = 8,65 \text{ m}^2$$

$$\text{neutrale lijn: } y = 17,25 / 8,65 = 1,99 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned}\text{Traagheidsmoment: } & (10,75 \cdot 0,25) \cdot 2,085^2 = 11,68 \text{ m}^4 \\ & (10,75 \cdot 0,3) \cdot 1,84^2 = 10,92 \text{ m}^4 \\ & 3 \left( \frac{1}{2} \cdot 0,25 \cdot 3,65^3 \right) = 3,40 \text{ m}^4 \\ & 3 (0,25 \cdot 3,65) \cdot 0,135^2 = \underline{0,50 \text{ m}^4} \\ & 26,5 \text{ m}^4.\end{aligned}$$

### De werkelijk optredende belasting

$$\begin{aligned} \text{E.G. : } & 8,65 \cdot 2,4 = 20,76 \text{ tf/m}' \\ \text{N.B. : } & 10,75 \cdot 0,2 = 2,15 \text{ tf/m}' \\ & 10,0 \cdot 2,15 = \underline{21,5 \text{ tf/m}'} \\ & 44,41 \text{ tf/m}' \end{aligned}$$

Max. moment: (in de midden doorsnede)

$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 44,41 \cdot 15^2 = 1249 \text{ tfm.}$$

Trekspanning in de ondervloer:

$$\sigma_o = \frac{1249 \cdot 10^5 \cdot 199}{26,5 \cdot 10^8} = +9,4 \text{ kgf/cm}^2.$$

Drukspanning in de boenvloer:

$$\sigma_b = \frac{1249 \cdot 10^5 \cdot 221}{26,5 \cdot 10^8} = 10,4 \text{ kgf/cm}^2$$

't Bovenstaande impliceert dus 'n gelijkmatig verdeelde trekspanning in de ondervloer van  $9,4 \text{ kgf/cm}^2$ . In werkelijkheid zullen de spanningen in de ondervloer nabij de wanden iets hoger zijn  $9,4 \text{ kgf/cm}^2$  en in 't middengedeelte van de vloer, iets lager. (zie fig 9)

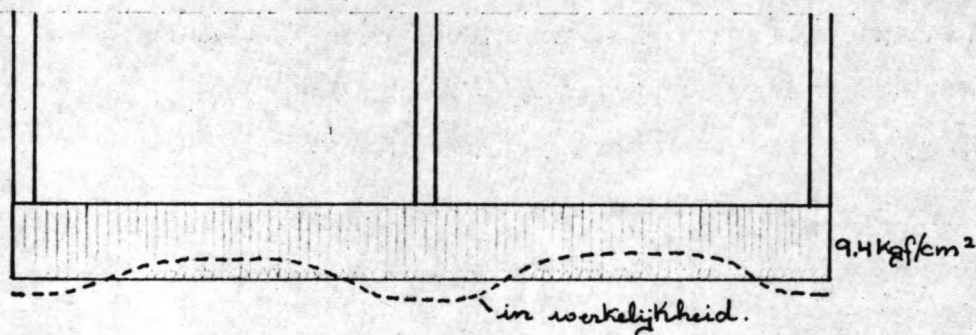


fig 9

Dit komt omdat de wanden door hun grote stijfheid, de belasting naar zich toe trekken. De toker vertoont de neiging zich te gedragen als zijnde opgebouwd uit: aan de beide zijden 'n U-ligger en in 't midden 'n I-ligger.

De trekspanningen in de ondervloer (centrische trek) zijn van die orde grootte dat met scheurvorming zal optreden, zeker in de vloergedeelten nabij de wanden.

Door d.m.v. voorspanning 'n drukspanning in de ondervloer van  $\pm 20 \text{ kgf/cm}^2$  aan te brengen, kan deze scheurvorming ondervangen worden.

't voorspannen van de constructie zou dan als volgt moeten geschieden:

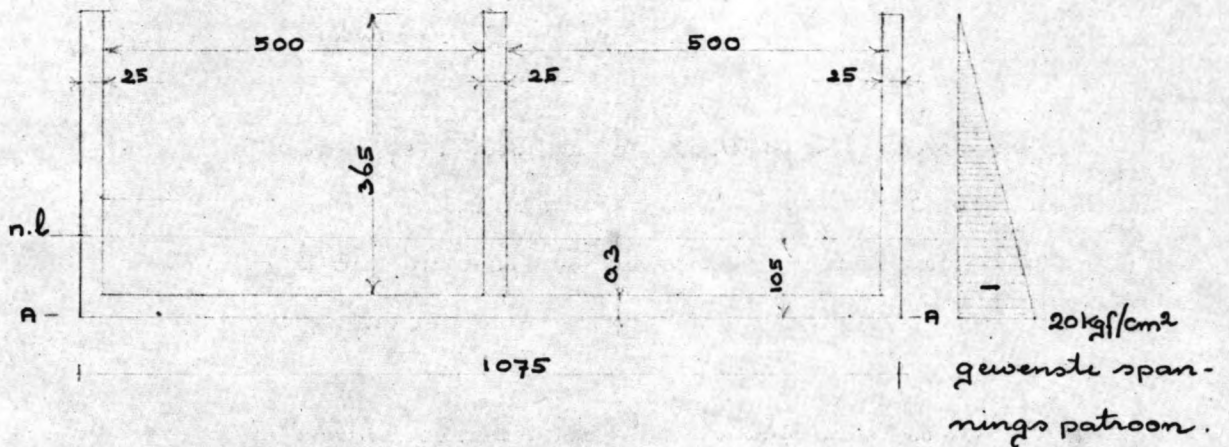
Nadat de ondervloer gereed is, deze gedeeltelijk voorspannen, om krimpcheuren te voorkomen ('t krimpen wordt namelijk verhinderd door de damwanden, die in de vloerconstructie zijn opgenomen.)

Vervolgens, worden de wanden gestort, en deze samen met de vloer, worden zo snel mogelijk voorgespannen (voorkomen van krimpcheuren in de wanden, n.m. de ondervloer verhindert 't krimpen van de wanden). Daar de aan te brengen voorspanning, relatief laag is kan direct tot de maximale kracht gespannen worden.



## Grootte benodigde voorspanning

De doorsnede die voorgespannen wordt, ziet er als volgt uit:



Gegevens dwarsdoorsnede:

oppervlakte:  $5,96 \text{ m}^2$

Statisch moment om A-A:  $3 \cdot 0,91 \cdot 2,12 = 5,78 \text{ m}^3$

$$10,75 \cdot 0,3 \cdot 0,15 = \frac{0,48 \text{ m}^3}{6,26 \text{ m}^3}$$

Neutrale lijn  $x$ :  $6,26 / 5,96 = 1,05 \text{ m}$ .

traagheidsmoment:  $3 \cdot \frac{1}{12} \cdot 0,25 \cdot 3,65^3 +$

$$3 \cdot 3,65 \cdot 0,25 \cdot 1,07^2 = 6,16 \text{ m}^4$$

$$10,75 \cdot 0,3 \cdot 0,9^2 = \frac{2,61 \text{ m}^4}{8,77 \text{ m}^4}$$

$$8,77 \text{ m}^4$$

Dit gewenste spanningspatroon, geeft aan dat 't zwaartepunt van de voorspanning in 'n onderkernpunt van de doorsnede moet aangrijpen.

$$-F_v/A + (F_v \cdot e_0 \cdot \gamma_1) / J = 0$$

$$-0,17 \cdot 10^{-4} + 0,003 \cdot 10^{-4} \cdot e_0 = 0 \Rightarrow e_0 = 56,7 \approx 57 \text{ cm}$$

Dus 57 cm onder de n.l. moet 't zwaartepunt

van de voorspanning liggen.

$$F_v/A + (F_v \cdot e_0 \cdot \chi_2)/J = 20 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\frac{F_v}{5,96 \cdot 10^4} + \frac{F_v \cdot 57 \cdot 10^5}{8,77 \cdot 10^8} = 20 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_v (0,17 \cdot 10^{-4} + 0,068 \cdot 10^{-4}) = 20 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\underline{F_v = 840 \text{ kg}}$$

Bij toepassing van Freyssinet-Kabels  $12 \phi 7$ , betekent dit dat er  $840/43,2 = 19,44 \Rightarrow 20$  Kabels nodig zijn.

## Resumé.

In 't voorgaande is 't voorspannen van de ondervloer zowel in dwarsrichting als in langsrichting, aan de orde geweest, als mogelijke oplossing voor 't voorkomen van scheurvorming. Dit resulteerde in 't volgende:

- de dikte van de ondervloer kan gereduceerd worden tot 30 cm.

- benodigde voorspanning in dwarsrichting:

14 Freyssinet-Kabels  $12 \phi 7$  mm h.o.h 80 cm.

De eerste kabel wordt op 2,3 m van 't "landhoofd" gelegd. Dichtbij 't "landhoofd" voorspannen heeft weinig zin, daar de voorspanning grotendeels in de damwand gaat zitten, door de verhinderde verworming van de ondervloer ter plaatse.

- benodigde voorspanning in langsrichting:

20 Freyssinet-Kabels  $12 \phi 7$  mm.

Het zwaartepunt van de voorspanning moet 18 cm boven de bovenkant ondervloer liggen.

- Geraamde kosten van de voorspanning: f 12000,-

Voorspannen is zeer wel mogelijk, maar vanuit economisch oogpunt gezien, is deze oplossing duur. 'n Economischer en zeker ook aanvaardbare oplossing wordt verkregen door uit te gaan van 'n normaal gewapend betonconstructie, waarbij de scheurwijde beperkt wordt en de binnenkant van de koker bekled wordt met 'n epoxy-hars. In 't hiernavolgende zal nader op deze oplossing ingegaan worden.

De vloer uitgevoerd als in zuiver gewapend beton-constructie, met beperking van de scheurwijde en toepassing van 'n coating.

Mitgegaan wordt van de hoeveelheid wapening, volgend uit 't bezwijkmoment. De beperking van de scheurwijde, kan dan geschieden door:

- a) beperking van de optredende staalspanning.
- b) goed verdeelde wapening van niet te grote staafdiameters (in de trekzone).
- c) toepassing van geprofileerd betonstaal.

De toegestane maximum scheurwijde wordt gesteld op 0.2 mm.

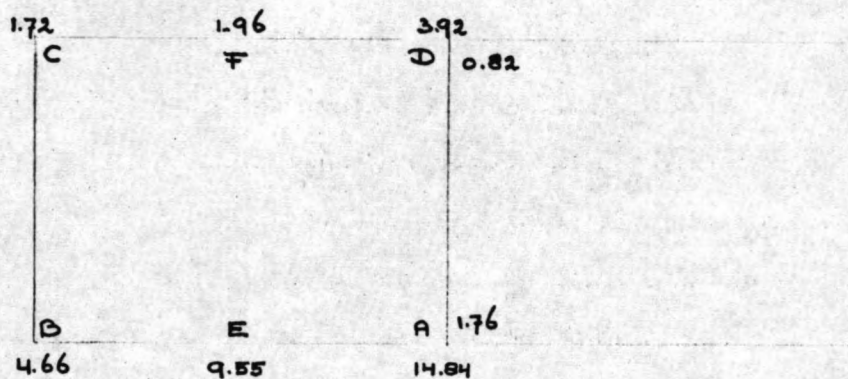
De hierna volgende berekening is gebaseerd op 'n betonkwaliteit K300 en 'n staalkwaliteit QR 40, volgens de breukmethode.

Wat betreft de berekening van de scheurwijde dient art. 46 G.B.V '62, als uitgangspunt.

De ~~de~~dekking wordt gesteld op 3.5 cm.

Mit 'n oriënterende berekening bleek, dat, gezien punt b) en 't vereiste draagvermogen, de dikte van de ondervloer 't beste op 35 cm gesteld kon worden.

De maximum momenten in de dwarsdoorsnede  
(bevykmenten)



De ondervloer

"steunpunt" A:

$$M_u = 14.84 \text{ t/m}$$

$$h_t = 35 \text{ cm}$$

$$d = 3.5 \text{ cm}$$

$$h = 31 \text{ cm}$$

$$h = K_h \cdot \sqrt{M_u / b} \Rightarrow 31 = K_h \cdot \sqrt{14840} \Rightarrow K_h = 0.254$$

$$\Rightarrow \omega_0 = 0.41\%$$

benodigde wapeningsdon A:  $A = 0.41 \cdot 1 \cdot 31 = 12.71 \text{ cm}^2$

Stel  $\phi 14-12 \Rightarrow A = 12.83 \text{ cm}^2$

$$\Delta l = (d_s + 0.3 \Sigma \phi) \left( 1 + 3 \cdot \sqrt{\frac{1}{n \cdot \omega_0}} \right)$$

$$\Delta l = (4 + 0.3 \cdot 1.2) \left( 1 + 3 \cdot \sqrt{\frac{1}{1 \cdot 0.41}} \right) = 4.42 \cdot 5.68 = 25.1 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{aoph}} = \pm 2500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$W_{\text{max}} = \left( 0.5 \cdot \sigma_{\text{aoph}} \cdot \Delta l - 16 \cdot \frac{(\Delta l)^2}{\phi_k} \right) \cdot 10^{-6} \text{ cm}$$

$$W_{\text{max}} = \left( 0.5 \cdot 2500 \cdot 25.1 - 16 \cdot \frac{(25.1)^2}{1.4} \right) \cdot 10^{-6} = 0.24 \text{ mm}$$

voldoet niet.

Stel  $\phi$  16-12 (vermindering  $\sigma_{\text{opt}}$ ).

$$A = 16,76 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{opt}} = \pm 2000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Delta l = (4 + 0,3 \cdot 1,6) \left(1 + 3 \cdot \sqrt{\frac{1}{1,6 \cdot 0,54}}\right) = 4,48 \cdot 5,08 = 22,75 \text{ cm.}$$

$$W_{\text{max}} = \left(0,5 \cdot 2000 \cdot 22,75 - 16 \cdot \frac{(22,75)^2}{1,6}\right) \cdot 10^{-6} = 0,17 \text{ mm.}$$

voldoet.

Weldmoment in E:

$$M_u = 9,55 \text{ kNm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \\ d = 3,5 \text{ cm} \end{array} \right\} h = 31 \text{ cm}$$

$$h = K_h \cdot \sqrt{M_u} \Rightarrow 31 = K_h \cdot \sqrt{9550} \Rightarrow K_h = 0,217.$$
$$\Rightarrow \omega_0 = 0,26\%$$

$$A = 0,26 \cdot 1 \cdot 31 = 8,06 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Stel: } \phi 12-12 \Rightarrow A = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{opt}} = \pm 2200 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\Delta l = (4 + 0,3 \cdot 1,2) \left(1 + 3 \cdot \sqrt{\frac{1}{1,2 \cdot 0,303}}\right) = 4,36 \cdot 6,45 = 28,12 \text{ cm.}$$

$$W_{\text{max}} = \left(0,5 \cdot 2200 \cdot 28,12 - 16 \cdot \frac{(28,12)^2}{1,2}\right) \cdot 10^{-6} = 0,204 \text{ mm.}$$

voldoet.

"Steunpunt" B:

$$M_u = 4,66 \text{ kNm. ; } h = 31 \text{ cm.}$$

$$h = K_h \cdot \sqrt{M_u} \Rightarrow 31 = K_h \cdot \sqrt{4660} \Rightarrow K_h = 0,454$$

dit betekent toepassen van de minimum  
wapening:  $\omega_0 = 0,2\%$ .

$$A = 0,2 \cdot 1 \cdot 31 = 6,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{stel: } \phi 10-12 \Rightarrow A = 6,54 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{\text{aoph}} = \pm 1800 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\Delta l = (4 + 0,3 \cdot 1,0) \left(1 + 3 \cdot \sqrt{\frac{1}{0,21}}\right) = 4,3 \cdot 7,54 = 32,42$$

echter  $\Delta l_{\text{min}}$  is :  $\Delta l_{\text{min}} = \frac{\sigma_a}{64} \cdot \phi_k = \frac{1800}{64} \cdot 1,0 = 28,125 \text{ cm}.$

$$W_{\text{max}} = \left(0,5 \cdot 1800 \cdot 28,12 - 16 \cdot \frac{(28,12)^2}{1,0}\right) \cdot 10^{-6} = 0,13 \text{ mm}.$$

voldoet.

### De zijwanden

moment in B:

$$M_u = 4,66 \text{ t/m}.$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 25 \text{ cm} \\ d = 3,5 \text{ cm} \end{array} \right\} h = 21 \text{ cm}.$$

$$h = K_h \cdot \sqrt{M_u} \Rightarrow 21 = K_h \cdot \sqrt{4660} \Rightarrow K_h = 0,307.$$

$$\Rightarrow \omega_0 = 0,27\%.$$

$$A = 0,27 \cdot 21 = 5,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Stel } \phi 10-12 \Rightarrow A = 6,54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{aoph}} = \pm 2200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Delta l = (4 + 0,3 \cdot 1,0) \left(1 + 3 \cdot \sqrt{\frac{1}{0,31}}\right) = 4,3 \cdot 6,35 = 27,3 \text{ cm}.$$

$$W_{\text{max}} = \left(0,5 \cdot 2200 \cdot 27,3 - 16 \cdot \frac{(27,3)^2}{1,0}\right) \cdot 10^{-6} = 0,18 \text{ mm}.$$

voldoet.

Moment in C:

$$M_u = 1,72 \text{ t/m} ; h = 21 \text{ cm}.$$

$$h = K_h \cdot \sqrt{M_u} \Rightarrow 21 = K_h \cdot \sqrt{1720} \Rightarrow K_h = 0,506.$$

Minimale wapeningspercentage :  $\omega_0 = 0,2\%$ .

$$A = 0,2 \cdot 1 \cdot 21 = 4,2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Stel : } \phi 8-12 \Rightarrow A = 4,19 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{aoph}} = \pm 1700 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\Delta l = (4 + 0,3 \cdot 0,8) \cdot (1 + 3 \cdot \sqrt{\frac{1}{0,2}}) = 4,24 \cdot 7,7 = 32,64 \text{ cm.}$$

$$\Delta l_{\text{min}} = \frac{1700}{64} \cdot 0,8 = 21,25 \text{ cm.}$$

$$W_{\text{max}} = (0,5 \cdot 1700 \cdot 21,25 - 16 \cdot \frac{(21,25)^2}{0,8}) \cdot 10^{-6} = 0,09 \text{ mm}$$

voldoet.

### De bovenvloer

"Steunpunt" C:

zie wand, moment in C;  $\phi 8-12$ .

(wapening van de wand, doorzetten in de bovenvloer).

Veldmoment in F.

$$M_u = 1,96 \text{ t/m} ; h = 21 \text{ cm.}$$

$$h = K_h \cdot \sqrt{M_u} \Rightarrow 21 = K_h \cdot \sqrt{1960} \Rightarrow K_h = 0,47$$

minimale wapening:  $\omega_0 = 0,2\%$

$$A = 4,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 8-12.$$

"Steunpunt" D:

$$M_u = 3,92 \text{ t/m} ; h = 21 \text{ cm.}$$

$$h = K_h \cdot \sqrt{M_u} \Rightarrow 21 = K_h \cdot \sqrt{3920} \Rightarrow K_h = 0,33$$
$$\Rightarrow \omega_0 = 0,24\%$$

$$A = 0,24 \cdot 21 = 5,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 10-12$$

### De middenwand

Minimale wapening: in  $\ominus$ :  $\phi 8-12$  (vertikaal).

### De horizontale wapening van alle wanden.

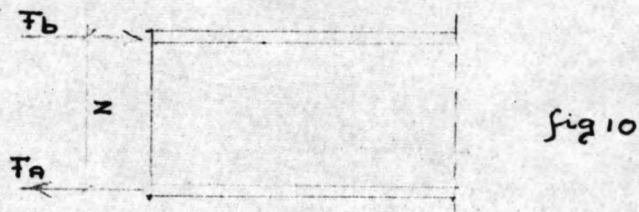
Art 33. lid 7 G.B.V '62:  $\omega_0 = 0,2\%$ .  $\Rightarrow \phi 8-12$ .

(beide zijden van de wand).



## Longitudinale spanningen in de ondervloer

Om de langswaapening in de ondervloer te bepalen, kan 't beste gesteld worden, dat 't moment wordt opgenomen door 'n drukkracht in de bovenvloer en 'n trekkracht in de ondervloer. (zie fig 10).



$$z = 3,65 + 15 + 12,5 = 392,5 \text{ cm.}$$

$$M_u = 2022,75 \text{ tfm.}$$

$$F_a = M_u / z = 2022,75 / 3,925 = 515 \text{ tf.}$$

$$\sigma_e = 4000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A = 515 / 4 = 128,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{per m' ondervloer: } 128,75 / 10,75 = 12 \text{ cm}^2.$$

### Scheurwijdte

In de ondervloer heerst 'n centrische trekspanning, er geldt dan:

$$w = \frac{\sigma}{4 \cdot \tau_{du} \cdot E_a} \cdot (N/A - \epsilon_{br} \cdot E_a)^2$$

$$w_{\max} = 0,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{du} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

$$E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$N/A$  = optredende staalspanning

$$\epsilon_{br} = \text{breukrek beton} = 0,12\%$$

Stel:  $N/A = \alpha$

toe te passen staaldiameter: 1,6 cm

$$\text{dan: } 0,2 = \frac{16}{4 \cdot 2,5 \cdot 2 \cdot 10^5} \cdot (\alpha - 0,12 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5)^2$$

$$0,2 = 0,8 \cdot 10^{-5} \cdot (\alpha - 24)^2$$

$$(\alpha - 24)^2 = \frac{0,2}{0,8 \cdot 10^{-5}} = 0,25 \cdot 10^5 = 25000$$

$$\text{stel } \alpha = 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow (\alpha - 24)^2 = 24336$$

Dus de optredende staalspanning mag maximaal  $1800 \text{ kgf/cm}^2$  bedragen.

De in werkelijkheid optredende  $F_A$  is:  $F_A = \frac{m_{\text{opl}}}{\Sigma}$

$$F_A = 1249 / 3,925 = 318 \text{ kP.}$$

$$\text{per m' ondervloer: } 318 / 10,75 = 29,6 \text{ kP.}$$

$$N/A = \alpha = 1800 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow A = \frac{N}{\alpha} = 29600 / 1800 = 16,44 \text{ cm}^2.$$

De dikte van de ondervloer (35 cm) vereist, zowel 'n boven- als onder wapeningsnet, dus per net:

$$A = 16,44 / 2 = 8,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 16-25$$

de minimale afstand tussen de wapeningsstaven mag echter niet groter zijn dan 20 cm.

Bij toepassing van  $\phi 14$ :  $\alpha = 1930 \text{ kgf/cm}^2$ .

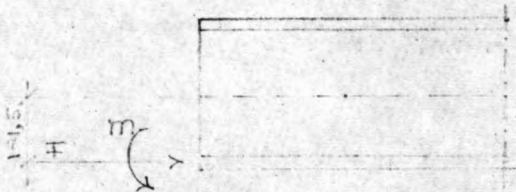
$$A = \frac{N}{\alpha} = 29600 / 1930 = 15,33 \text{ cm}^2.$$

$$\text{per net: } 15,33 / 2 = 7,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 14-20.$$

De bovenvloer: Hier kan dit minimale wapeningspercentage toegepast worden:  $\phi 8-25$ .

Een belangrijk aspect is tot nu toe buiten beschouwing gelaten, n.m. de invloed van de reactiekrachten van de koker-damwand op de betonkoker.

Deze damwand veroorzaakt in de onderloer twee krachten, n.m. a) 'n drukkracht  
b) 'n moment



a) de drukkracht.

De drukkracht grijpt excentrisch, t.o.v. de koker, aan en veroorzaakt 'n moment in de koker, waardoor 't op-tredende moment, in de midden doorsnede wordt verminderd.

Zoals uit de, in dit verslag opgenomen damwand-berekening, blijkt, is de reactiekracht  $F$ , bij de minimale inheidiepte:  $29 \text{ tf/m}$ , dus over de gehele kokerbreedte:  $10,75 \times 29 = 312 \text{ tf}$ .

De excentriciteit van  $F$  t.o.v. de neutrale lijn van de dwarsdoorsnede is  $1,815 \text{ cm}$ . Het geïntroducteerde moment bedraagt dus  $312 \cdot 1,815 = 566,3 \text{ tfm}$ .

Het optredende veldmoment was:  $1249 \text{ tfm}$ , dit betekent dus 'n reductie van:  $566,3/1249 \approx 45\%$ .

In eerste instantie is dit 'n niet te verwaarlozen feit, maar deze reductie van  $45\%$  zal in werkelijkheid aanzienlijk minder zijn, en wel omdat:

i) De kokerdamwand veel dieper is ingeheid dan de minimale diepte, en ook beneden min of meer ingeklemd zal zijn, zodat de reactiekracht  $F$

. Kleiner zal zijn.

2) Bij de berekening is uitgegaan van 'n waterstand in 't kanaal van 6,85 m<sup>-</sup> N.A.P. en in werkelijkheid zal de waterstand 4,25 m<sup>-</sup> N.A.P. (max.) bedragen, dus 2,6 m hoger, wat 'n grotere tegerdruk betekent en dus weer 'n vermindering van F.

Nu moet er onderscheid gemaakt worden tussen de twee hiervoor bekeken gevallen, n.m. 't toepassen van voorspanning in de langsrichting en 't geval van 'n zuiver gewapende constructie.

Bij 't toepassen van voorspanning is 't bovenstaande van 't meeste belang, omdat bleek dat de trekspanningen in de ondervloer net op de grens van scheurvorming lagen. Wanneer 't optredende veldmoment, gereduceerd wordt zou dat in principe kunnen betekenen dat de langsvoorspanning niet meer noodzakelijk zou zijn, omdat de trekspanningen beneden de scheurgrens blijven.

Bij de zuiver gewapende betonkoker, en deze verdient de voorkeur, betekent 't bovenstaande, dat de langswapening eventueel verminderd zou kunnen worden tot 't minimum wapeningspercentage. Dit zou 'n besparing betekenen van ± 1,2 ton wapeningsstaal, dus ± f 1300,-

Op de totale bouwsoom is dit 'n zo geringe besparing dat de vraag gerechtvaardigd is, of deze

"winst" opweegt tegen 't verhoogde risico van scheurvorming, gezien de onzekerheid in de grootte van de werkelijk optredende minimale reactiekracht. (Bijv de verdeling van de grond-druk langs de damwand is moeilijk te voorspellen). Er zou dus 'n zekere veiligheid in die reactiekracht ingebouwd moeten worden, waardoor de reductie van 45% nog minder wordt.

- b) T.a.v 't inklemmingsmoment, geldt 't bovenstaande ook, zij 't dat de invloed van dit moment op 't veldmoment nog geringer is, omdat 't inklemmingsmoment grotendeels wordt opgenomen door buiging van de ondervloer, en dus niet door de koker als geheel. Er dient dus wel extra wapening bovenin de ondervloer, t.p.v 't "landhoofd" gelegd te worden.

't Bovenstaande rechtvaardigt de conclusie, dat 't verstandiger is, t.a.v de optredende spanningen in de koker, geen rekening te houden met 'n reductie van 't veldmoment, daar de "winst" minimaal is en 't beter is te profiteren van 't gunstig effect, dat de optredende ke reactiekracht heeft, t.a.v de scheurvorming.

### De coating.

Als voorbeeld van 'n doe te passen coating kan 'n sinmast - Kunsthars genoemd worden. Welke is samengesteld op basis van epoxyhars.

Enkele type's zijn: Sinmast/16.W; Sinmast/4 en Sinmast/6.

Daar 't hier gaat om afdichting van scheuren, kan 't beste sinmast/6 genomen worden, omdat dit type de kleinste elasticiteitsmodulus heeft. Eventueel kan 'n combinatie laag aangebracht worden, van b.v. sinmast/4 en sinmast/6.

Enkele gegevens van ~~sy~~ sinmast/6 zijn:

- 1) samenstelling: 650 gram hars.  
350 " " harder.  
1000 gram sinmast/6.
- 2) Verwerkingstijd: bij  $\pm 20^{\circ}$ : ca. 4 uur.
- 3) Verwerking door: sproeien, borstelen, rollen.
- 4) De ondergrond moet gereinigd worden.
- 5) Breukrek: 60% van de gemiddelde laagdikte.
- 6) treksterkte: 8-12 kgf/cm<sup>2</sup>.

De coating wordt aan de binnenzijde van de koker aangebracht, op 't gedeelte van 't oppervlak dat in direct contact is met 't water.

## Berekening van de dragende kokerdamwand.

Bij de berekening van de kokerdamwand, moet er onderscheid gemaakt worden tussen twee belastinggevallen, te weten:

- 1) de verticale belasting; de wand draagt de boevenbouw en ondervindt daardoor 'n normaalkracht.
- 2) de horizontale belasting; de wand moet weerstand bieden aan de grond- en waterdrukken en wordt dus op buiging belast.

De verticale belasting wordt opgenomen door de puntweerstand van de damwandprofielen, in combinatie met de optredende wandverijving.

De horizontale belasting (aktieve gronddruk + de resulterende waterdruk) moet opgenomen worden door de passieve gronddruk en door 'n verankering bovenaan de wand.

Onafhankelijk van elkaar, kan voor beide belastinggevallen, 'n minimale inbeddiepte bepaald worden, waaruit dan weer de uiteindelijke lengte van de wand volgt.

Mit de optredende spanningen, t.g.v zowel de verticale (normaalspanning) als de horizontale belasting (buiging), en daarbij de toelaatbare verorming mede in ogenschouw nemende, volgen de karakteristieke grootheden van de toe te passen damwandprofielen.

## De benodigde minimale inkeeldiepte als gevolg van de horizontale belasting.

Zoals reeds gezegd, wordt deze belasting opgenomen door de passieve gronddruk en de ankerkracht.

De kokerwand is bovenaan opgenomen in de betonconstructie, die 'n grote buigstijfheid bezit. Er kan dus niet van uitgegaan worden dat de wand bovenaan scharnierend "opgelegd" is, integendeel er is meer sprake van 'n inkelemming.

T.a.v de voet van de wand kan de eis gesteld worden, dat deze geen verplaatsing ondergaat. De wand is hierdoor 'n statisch onbepaalde constructie geworden en de bestaande grafische en analytische oplossingsmethoden, zoals b.v de methode Blum, bieden hier weinig perspectieven. Er is daarom gekozen voor 'n iteratieve benadering; er wordt 'n bepaalde inkeeldiepte gekozen, waarna gekeken wordt of de voet 'n verplaatsing ondergaat, streeft geen verplaatsing op dan is de goede inkeeldiepte gevonden.

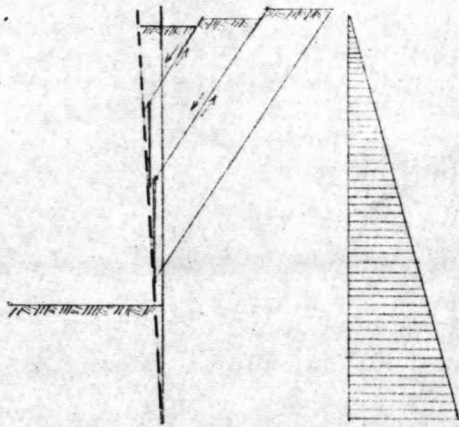
De wand wordt hierbij dus beschouwd als 'n aan één zijde ingeklemde ligger, belast door 'n  $q$ -belasting ter grootte van de waterdruk; de actieve gronddruk en de passieve gronddruk, met als eis dat de verplaatsing van 't vrije uiteinde nul moet zijn.

## Belastingverdeling

De verdeling van de waterdruk kan als zijnde hydrostatisch worden aangehouden en is onafhankelijk van



. de verwarming van de wand.



De actieve gronddruk is doarentegen wel afhankelijk van de verworming van de wand. De driehoekige verdeling geldt wanneer glijvlakken zich vrij kunnen ontwikkelen, doordat de wand meegeeft, dus wanneer 't b.v. gaat om 'n in de bodem ingeklemde damwand, die bovenaan vrij is.

'n Verankering bovenaan echter verhindert de verplaatsing en dus de ontwikkeling van glijvlakken, waardoor de verankering de belasting naar zich toe trekt. Van 'n driehoekige drukverdeling is dan geen sprake meer, eerder zal 'n gelijkmatige drukverdeling, 'n betere benadering geven. (zie fig 11..).

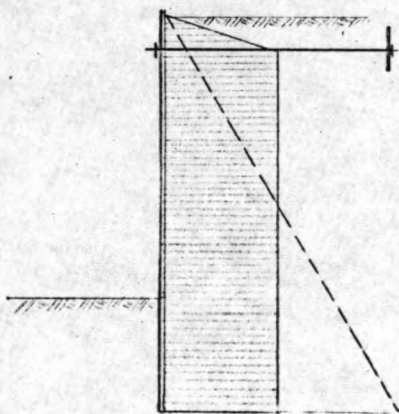


fig 11

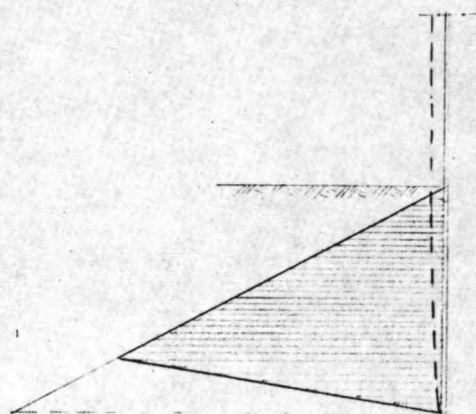
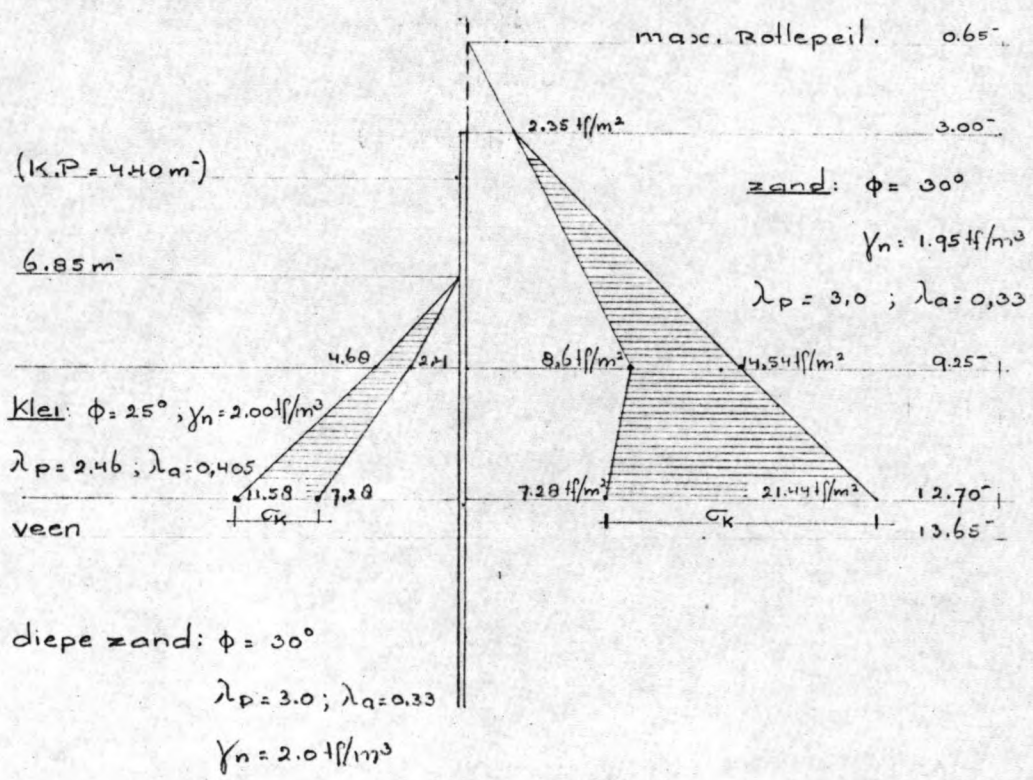


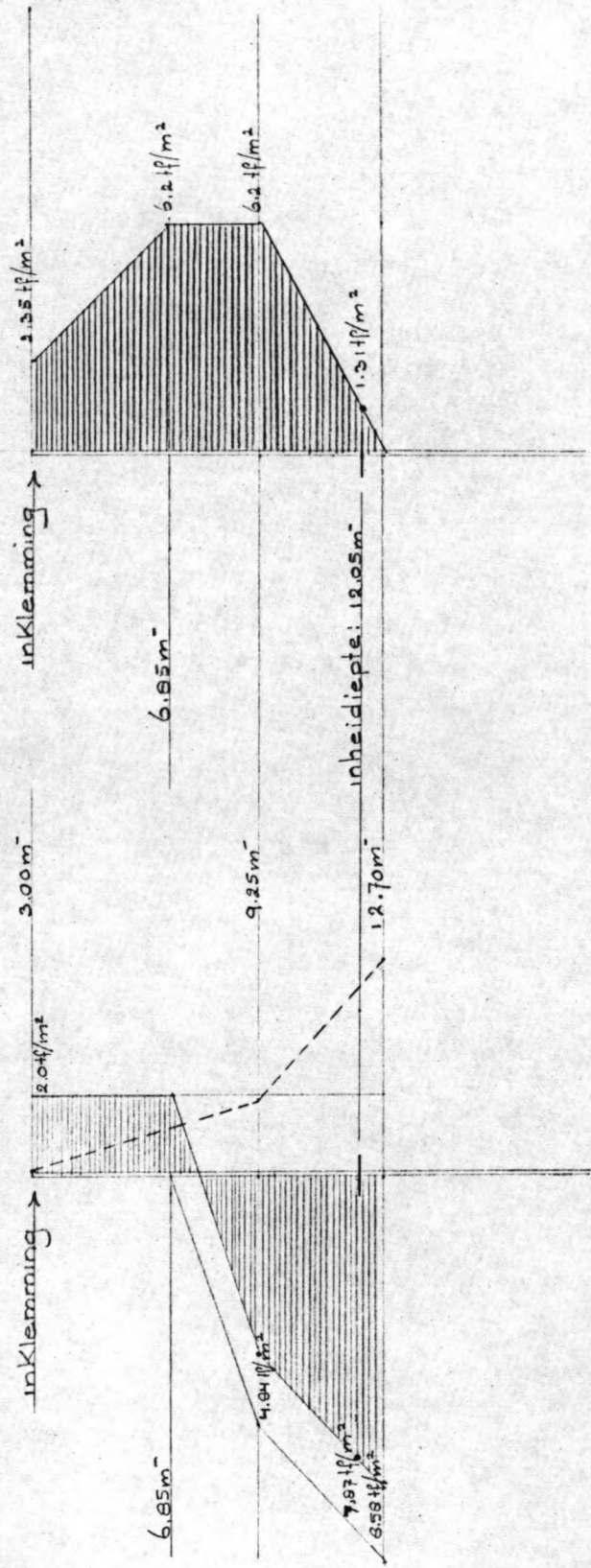
fig 12

Bij de hiernavolgende berekening is, gezien de verhinderde verplaatsing (inklemming), uitgegaan van 'n gelijkmatig verdeelde actieve gronddruk.

.Voor de passieve gronddruk kan 'n driehoekig verloop aangehouden worden, hoewel dit in werkelijk niet 't geval zal zijn. De eis is namelijk dat de voet niet verplaatst, nabij de voet zullen de verplaatsingen dus afnemen, waardoor de ontwikkelde passieve gronddruk terugloopt. (zie fig 12). Echter als benadering is 'n driehoekig verloop zeker aanvaardbaar.

Hieronder zijn de optredende belastingen in grootte bepaald. Opgemerkt zij, dat voor de waterstand in 't kanaal, 't bodemniveau is aangehouden, omdat deze situatie tijdens de uitvoering optreedt en later bij reparatiewerkzaamheden kan optreden. Verder spreken de figuren voor zich.





inKlemming →

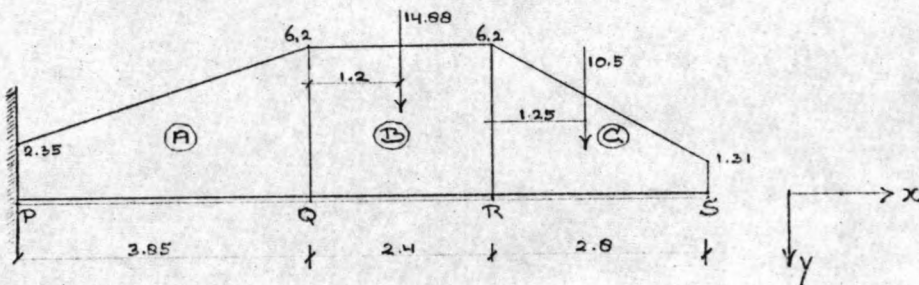
→ inKlemming

— gronddruk

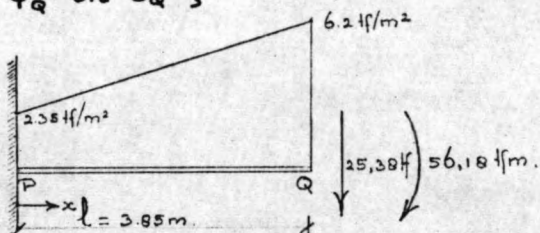
— waterdruk

Ophredende momenten en verplaatsingen d.g.v. de grond- en waterdrukken, wanneer de damwand 2,8 m in de kleilaag reikt.

t.g.v. de Waterdruk



$\Phi_Q$  en  $\delta_Q$  :



t.g.v. de  $q$ -belasting:  $q = 2.35 + \frac{3.85}{l} \cdot x$

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = q(x) = 2.35 + \frac{3.85}{l} \cdot x$$

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = -D(x) = 2.35x + \frac{3.85}{2 \cdot l} \cdot x^2 + C_1$$

$$\text{voor } x=l : D=0 \Rightarrow 0 = 2.35l + \frac{3.85}{2} \cdot l + C_1$$

$$C_1 = -4.27l$$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -D(x) = 2.35x + \frac{3.85}{2 \cdot l} \cdot x^2 + (-4.27) \cdot l$$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -m(x) = \frac{2.35}{2} x^2 + \frac{3.85}{6 \cdot l} x^3 - 4.27l \cdot x + C_2$$

$$\text{voor } x=l : m=0 \Rightarrow 0 = 1.175 l^2 + 0.64 l^2 - 4.27 l^2 + C_2$$

$$C_2 = 2.455 l^2$$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -m(x) = 1.175 x^2 + \frac{0.64}{l} x^3 - 4.27 l x + 2.455 l^2$$

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = \phi(x) = \frac{1.175}{3} x^3 + \frac{0.64}{4l} x^4 - \frac{4.27 l}{2} x^2 + 2.455 l^2 x \quad (1)$$

$$\text{voor } x=0: \phi=0 \Rightarrow C_3=0$$

$$EJ y = EJ \cdot \delta = \frac{1.175}{12} x^4 + \frac{0.64}{20l} x^5 - \frac{4.27 l}{6} x^3 + \frac{2.455 l^2}{2} x^2 \quad (2)$$

$$l = 3.85 \text{ m.}$$

$$\text{voor } x = l = 3.85 \text{ m:}$$

$$\phi_Q = \frac{1.175}{3} l^3 + \frac{0.64}{4l} l^4 - \frac{4.27}{2} l^3 + 2.455 l^3$$

$$\phi_Q = 0.875 l^3 = 0.875 (3.85)^3 = \underline{\underline{50/EJ}}$$

$$\delta_Q = 0.098 l^4 + 0.032 l^4 - 0.71 l^4 + 1.23 l^4$$

$$\delta_Q = 0.65 l^4 = 0.65 (3.85)^4 = \underline{\underline{143/EJ}} \downarrow$$

$$\text{t.q.v. de Dwarskracht: } D = 25.38 \text{ kN}$$

$$\phi_Q = \frac{D \cdot l^2}{2 \cdot EJ} = \frac{25.38 \cdot (3.85)^2}{2 \cdot EJ} = \underline{\underline{188/EJ}} \downarrow$$

$$\delta_Q = \frac{D \cdot l^3}{3 \cdot EJ} = \frac{25.38 \cdot (3.85)^3}{3 \cdot EJ} = \underline{\underline{483/EJ}} \downarrow$$

$$\text{t.q.v. 't moment: } m = 56.18 \text{ kNm}$$

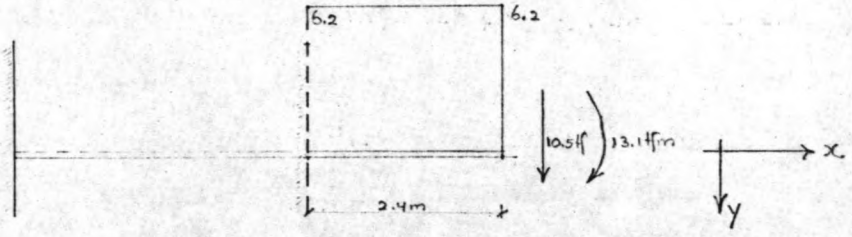
$$\phi_Q = \frac{m \cdot l}{EJ} = \frac{56.18 \cdot 3.85}{EJ} = \underline{\underline{216/EJ}} \downarrow$$

$$\delta_Q = \frac{m \cdot l^2}{2 \cdot EJ} = \frac{56.18 \cdot (3.85)^2}{2 \cdot EJ} = \underline{\underline{416/EJ}} \downarrow$$

$$\text{Totaal: } \phi_Q = (50 + 188 + 216)/EJ = 454/EJ$$

$$\delta_Q = (143 + 483 + 416)/EJ = 1042/EJ$$

$\phi'_R$  en  $\delta'_R$  :



↓ q.v. de q-belasting :  $q = 6.2 \text{ k/m}$

$$\phi'_R = \frac{q \cdot l^3}{6 \cdot EJ} = \frac{6.2 \cdot (2.4)^3}{6 \cdot EJ} = \underline{\underline{14.3/EJ}} \downarrow$$

$$\delta'_R = \frac{q \cdot l^4}{8 \cdot EJ} = \frac{6.2 \cdot (2.4)^4}{8 \cdot EJ} = \underline{\underline{25.7/EJ}} \downarrow$$

↓ q.v. de Dwarskracht :  $D = 10.5 \text{ k}$

$$\phi'_R = \frac{D \cdot l^2}{2 \cdot EJ} = \frac{10.5 \cdot (2.4)^2}{2 \cdot EJ} = \underline{\underline{30.2/EJ}} \downarrow$$

$$\delta'_R = \frac{D \cdot l^3}{3 \cdot EJ} = \frac{10.5 \cdot (2.4)^3}{3 \cdot EJ} = \underline{\underline{48.4/EJ}} \downarrow$$

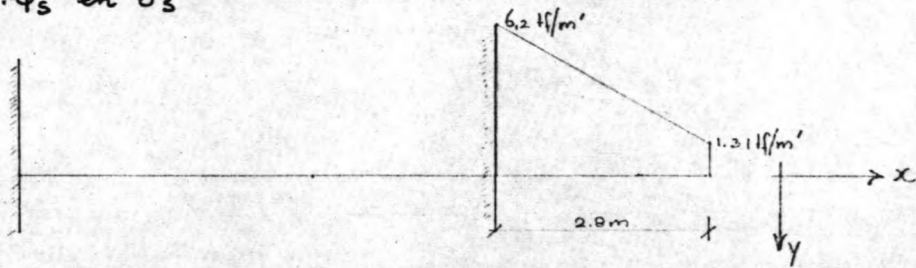
↓ q.v. ↓ moment :  $m = 13.1 \text{ kfm}$

$$\phi'_R = \frac{m \cdot l}{EJ} = \frac{13.1 \cdot 2.4}{EJ} = \underline{\underline{31.4/EJ}} \downarrow$$

$$\delta'_R = \frac{m \cdot l^2}{2 \cdot EJ} = \frac{13.1 \cdot (2.4)^2}{2 \cdot EJ} = \underline{\underline{37.7/EJ}} \downarrow$$

Totaal :  $\phi'_R = (14.3 + 30.2 + 31.4) / EJ = 75.9 / EJ \downarrow$   
 $\delta'_R = (25.7 + 48.4 + 37.7) / EJ = 112 / EJ \downarrow$

$\phi'_s$  en  $\delta'_s$



i.q.v. de  $q$ -belasting:  $q = 6,2 - \frac{4,89}{l} \cdot x$ .

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = q(x) = 6,2 - \frac{4,89}{l} \cdot x$$

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = -D(x) = 6,2x - \frac{4,89}{2 \cdot l} \cdot x^2 + C_1$$

voor  $x=l$ :  $D=0 \Rightarrow 0 = 6,2l - 2,44l + C_1$

$$C_1 = -3,76l$$

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = -D(x) = 6,2x - \frac{4,89}{2 \cdot l} \cdot x^2 - 3,76l$$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -m(x) = \frac{6,2}{2} x^2 - \frac{4,89}{6 \cdot l} \cdot x^3 - 3,76l \cdot x + C_2$$

voor  $x=l$ :  $m=0 \Rightarrow 0 = 3,1l^2 - 0,81l^2 - 3,76l^2 + C_2$

$$C_2 = +1,46l^2$$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -m(x) = \frac{6,2}{2} \cdot x^2 - \frac{4,89}{6 \cdot l} \cdot x^3 - 3,76l \cdot x + 1,46l^2$$

$$EJ \frac{dy}{dx} = EJ \phi = \frac{6,2}{6} x^3 - \frac{4,89}{24 \cdot l} x^4 - \frac{3,76}{2} l \cdot x^2 + 1,46l^2 \cdot x$$

voor  $x=0$ :  $\phi=0 \Rightarrow C_3=0$

$$EJ y = EJ \delta = \frac{6,2}{24} x^4 - \frac{4,89}{120 \cdot l} x^5 - \frac{3,76l}{6} x^3 + \frac{1,46}{2} l^2 x^2$$

voor  $x=0$ :  $\delta=0 \Rightarrow C_4=0$

$l = 2.8 \text{ m}$

voor  $x = l = 2.8 \text{ m}$ .

$\phi'_s = 1.03 l^3 - 0.2 l^3 - 1.88 l^3 + 1.46 l^3 = 0.41 l^3$

$\phi'_s = 0.41 \cdot (2.8)^3 = \underline{9/EJ}$  ↓

$\delta'_s = 0.26 l^4 - 0.04 l^4 - 0.63 l^4 + 0.73 l^4 = 0.32 l^4$

$\delta'_s = 0.32 \cdot (2.8)^4 = \underline{19.7/EJ}$  ↓

$\phi_Q = 454/EJ ;$

$\delta_Q = 1042/EJ ;$

$\phi_R = \phi_Q + \phi'_R = (454 + 75.9)/EJ = 529.9/EJ.$

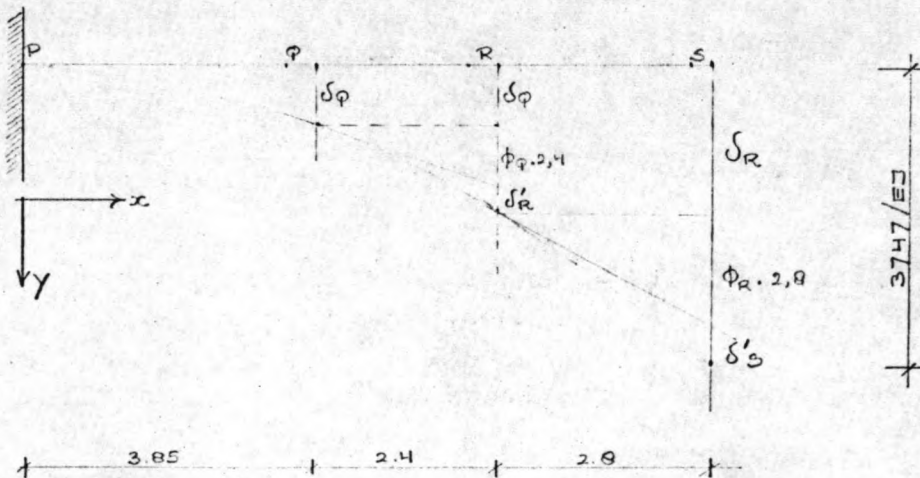
$\delta_R = \delta_Q + \phi_Q \cdot 2.4 + \delta'_R$

$\delta_R = 1042/EJ + 454/EJ \cdot 2.4 + 112/EJ = 2243.6/EJ.$

$\phi_S = \phi_R + \phi'_S = 529.9/EJ + 9/EJ = \underline{538.9/EJ}.$

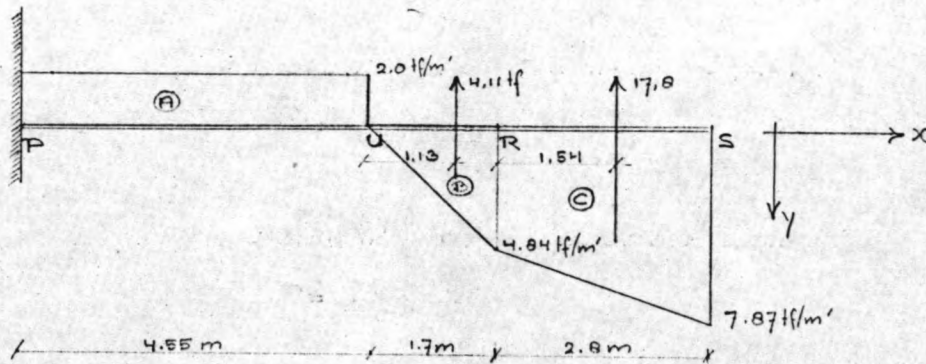
$\delta_S = \delta_R + \phi_R \cdot 2.8 + \delta'_S$

$\delta_S = 2243.6/EJ + 529.9/EJ \cdot 2.8 + 19.7/EJ = \underline{3747/EJ}$

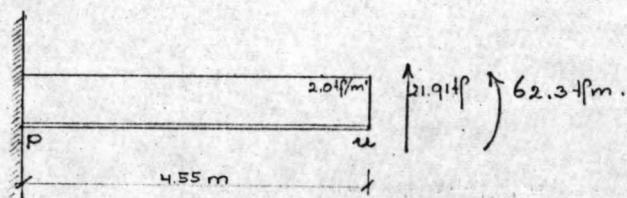




t.g.v de Gronddruk



$\phi_u$  en  $\delta_u$  :



t.g.v de  $q$ -belasting:  $q = 2.0 \text{ tf/m}$

$$\phi_u = \frac{q \cdot l^3}{6 \cdot EJ} = \frac{2.0 \cdot (4.55)^3}{6 \cdot EJ} = \underline{\underline{31.4/EJ}} \downarrow$$

$$\delta_u = \frac{q \cdot l^4}{8 \cdot EJ} = \frac{2.0 \cdot (4.55)^4}{8 \cdot EJ} = \underline{\underline{107/EJ}} \downarrow$$

t.g.v de Dwarskracht:  $D = -21.91 \text{ tf}$ .

$$\phi_u = \frac{+D \cdot l^2}{2 \cdot EJ} = \frac{-21.91 \cdot (4.55)^2}{2 \cdot EJ} = \underline{\underline{-226/EJ}} \downarrow$$

$$\delta_u = \frac{+D \cdot l^3}{3 \cdot EJ} = \frac{-21.91 \cdot (4.55)^3}{3 \cdot EJ} = \underline{\underline{-688/EJ}} \uparrow$$

t.g.v. 't moment:  $m = -62.3 \text{ tfm}$ .

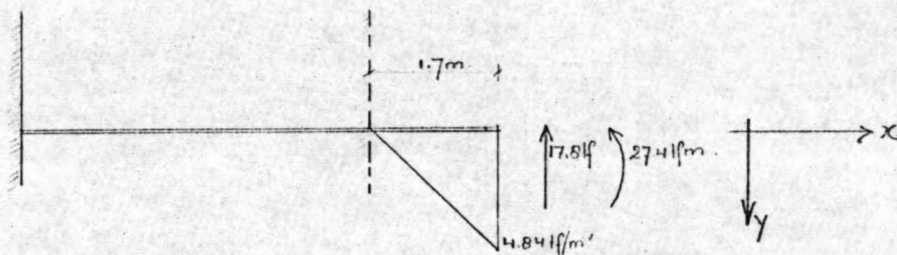
$$\phi_u = \frac{m \cdot l}{EJ} = \frac{-62.3 \cdot 4.55}{EJ} = \underline{\underline{-283/EJ}} \downarrow$$

$$\delta_u = \frac{m \cdot l^2}{2 \cdot EJ} = \frac{-62,3 \cdot (4,35)^2}{2 \cdot EJ} = \underline{\underline{-645/EJ \uparrow}}$$

Totaal:  $\phi_u = (31,4 - 226 - 203)/EJ = -478/EJ \uparrow$

$$\delta_u = (107 - 608 - 645)/EJ = -1226/EJ \uparrow$$

$\phi'_R$  en  $\delta'_R$  :



1. q, v de q-belasting:  $q = \frac{4,84}{l} \cdot x$

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = q(x) = \frac{4,84}{l} \cdot x$$

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = -D(x) = \frac{4,84}{2 \cdot l} \cdot x^2 + C_1$$

voor  $x=l$ :  $D=0 \Rightarrow 0 = 2,42l + C_1 \Rightarrow C_1 = -2,42l$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -D(x) = \frac{4,84}{2 \cdot l} \cdot x^2 - 2,42l$$

$$EJ \frac{dy}{dx} = -m(x) = \frac{4,84}{6 \cdot l} \cdot x^3 - 2,42l \cdot x + C_2$$

voor  $x=l$ :  $m=0 \Rightarrow 0 = 0,81l^2 - 2,42l^2 + C_2$   
 $\Rightarrow C_2 = 1,61l^2$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -m(x) = \frac{4,84}{6 \cdot l} \cdot x^3 - 2,42l \cdot x + 1,61l^2$$

$$EJ \frac{dy}{dx} = \phi \cdot EJ = \frac{4,84}{24 \cdot l} \cdot x^4 - \frac{2,42l}{2} x^2 + 1,61l^2 x$$

voor  $x=0$ :  $\phi=0 \Rightarrow C_3=0$

$$EJ y = EJ \cdot \delta = \frac{4.04}{120 \cdot l} x^5 - \frac{2.42 \cdot l}{6} x^3 + \frac{1.61 \cdot l^2}{2} x^2$$

$$\text{voor } x=0: \delta=0 \Rightarrow c_4=0.$$

$$\text{voor } x=l = 1.7 \text{ m:}$$

$$\phi'_R = -(0.2 \cdot l^3 - 1.21 \cdot l^3 + 1.61 \cdot l^3) / EJ = -0.6 (l)^3 / EJ$$

$$\phi'_R = -0.6 (1.7)^3 / EJ = \underline{\underline{-2.95 / EJ}} \quad \uparrow$$

$$\delta'_R = -(0.04 \cdot l^4 - 0.4 \cdot l^4 + 0.8 \cdot l^4) / EJ = -0.44 \cdot l^4 / EJ$$

$$\delta'_R = -0.44 (1.7)^4 / EJ = \underline{\underline{-3.7 / EJ}} \quad \uparrow$$

$$\text{t.q.v. de Dwarskracht: } D = -17.8 \text{ kN}$$

$$\phi'_R = \frac{D \cdot l^2}{2 \cdot EJ} = \frac{-17.8 \cdot (1.7)^2}{2 \cdot EJ} = \underline{\underline{-25.7 / EJ}} \quad \uparrow$$

$$\delta'_R = \frac{D \cdot l^3}{3 \cdot EJ} = \frac{-17.8 \cdot (1.7)^3}{3 \cdot EJ} = \underline{\underline{-29.1 / EJ}} \quad \uparrow$$

$$\text{t.q.v. 4 Moment: } m = -27.4 \text{ kNm}$$

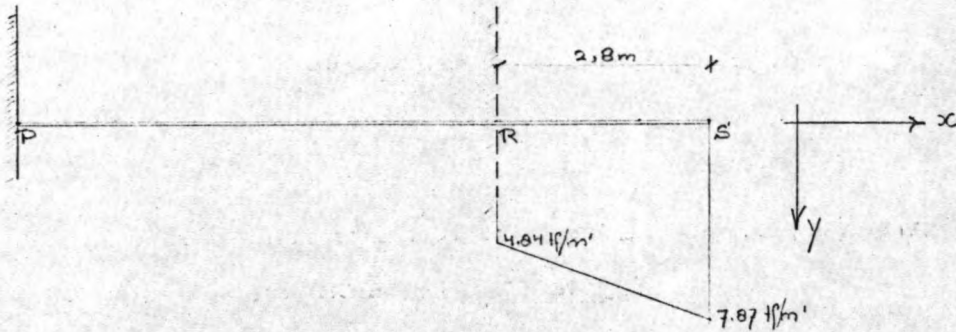
$$\phi'_R = \frac{m \cdot l}{EJ} = -\frac{27.4 \cdot 1.7}{EJ} = \underline{\underline{-46.6 / EJ}} \quad \uparrow$$

$$\delta'_R = \frac{m \cdot l^2}{2 \cdot EJ} = -\frac{27.4 \cdot (1.7)^2}{2 \cdot EJ} = \underline{\underline{-39.6 / EJ}} \quad \uparrow$$

$$\underline{\text{Totaal:}} \quad \phi'_R = (-2.95 - 25.7 - 46.6) / EJ = -75.2 / EJ \quad \uparrow$$

$$\delta'_R = (-3.7 - 29.1 - 39.6) / EJ = -72.4 / EJ \quad \uparrow$$

$\phi'_s$  en  $\delta'_s$  ;



t.g.v de  $q$ -belasting :  $q = 4,84 + \frac{3,03}{l} \cdot x$  ;

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = q(x) = 4,84 + \frac{3,03}{l} \cdot x.$$

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = -D(x) = 4,84x + \frac{3,03}{2 \cdot l} \cdot x^2 + C_1$$

$$\text{voor } x=l : D=0 \Rightarrow 0 = 4,84l + 1,52l + C_1 \\ \Rightarrow C_1 = -6,36l.$$

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = -D(x) = 4,84x + \frac{3,03}{2 \cdot l} \cdot x^2 - 6,36l$$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -m(x) = \frac{4,84}{2} x^2 + \frac{3,03}{6 \cdot l} \cdot x^3 - 6,36l \cdot x + C_2$$

$$\text{voor } x=l : m=0 \Rightarrow 0 = 2,42l^2 + 0,5l^2 - 6,36l^2 + C_2 \\ \Rightarrow C_2 = +3,44l^2$$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -m(x) = \frac{4,84}{2} \cdot x^2 + \frac{3,03}{6 \cdot l} \cdot x^3 - 6,36l \cdot x + 3,44l^2$$

$$EJ \frac{dy}{dx} = EJ \cdot \phi = \frac{4,84}{6} x^3 + \frac{3,03}{24 \cdot l} \cdot x^4 - \frac{6,36l}{2} x^2 + 3,44l^2 \cdot x$$

$$\text{voor } x=0 : \phi=0 \Rightarrow C_3=0.$$

$$EJ y = EJ \cdot \delta = \frac{4,84}{24} x^4 + \frac{3,03}{120 \cdot l} x^5 - \frac{6,36l}{6} x^3 + \frac{3,44}{2} l^2 x^2$$

$$\text{voor } x=0 : \delta=0 \Rightarrow C_4=0.$$

voor  $x = l = 2.8 \text{ m}$ :

$$\phi'_S = -(0.8 l^3 + 0.13 l^3 - 3.18 l^3 + 3.44 l^3) / EJ = -1.19 l^3 / EJ$$

$$\phi'_S = -1.19 \cdot (2.8)^3 / EJ = \underline{\underline{-26.12 / EJ}} \uparrow$$

$$\delta'_S = -(0.2 l^4 + 0.02 l^4 - 1.06 l^4 + 1.72 l^4) / EJ = -0.88 l^4 / EJ$$

$$\delta'_S = -0.88 \cdot (2.8)^4 / EJ = \underline{\underline{-54.1 / EJ}} \uparrow$$

$$\phi_M = -478 / EJ$$

$$\delta_M = -1226 / EJ$$

$$\phi_R = \phi_M + \phi'_R = (-478 - 75.2) / EJ = -553.2 / EJ.$$

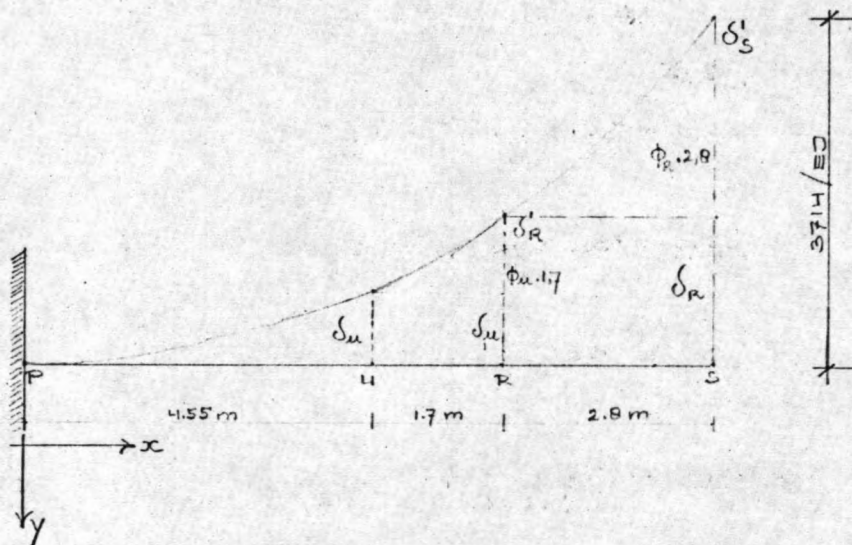
$$\delta_R = \delta_M + \phi_M \cdot 1.7 + \delta'_R$$

$$\delta_R = (-1226 - 478 \cdot 1.7 - 72.4) / EJ = -2111 / EJ$$

$$\phi_S = \phi_R + \phi'_S = (-553.2 - 26.12) / EJ = \underline{\underline{-579.3 / EJ.}}$$

$$\delta_S = \delta_R + \phi_R \cdot 2.8 + \delta'_S$$

$$\delta_S = (-2111 - 553.2 \cdot 2.8 - 54.1) / EJ = \underline{\underline{-3714 / EJ}}$$



De resulterende verplaatsing van 't voetspunt  $\Delta$  bedraagt:

$$\Delta = + 3747/EJ - 3714/EJ = + 33/EJ.$$

Deze verplaatsing is zeer gering en komt goed overeen met 't uitgangspunt, dat 't voetspunt van de hokerwand geen verplaatsing ondergaat.

De minimale inheidiepte, nodig om weerstand te kunnen bieden aan de actieve gronddruk en waterdruk wordt daarom gesteld op 12,05 m<sup>-</sup>.N.A.P.

### Bepaling van de momentenlijn.

Momenten d.g.v. de waterdruk:

$$\text{voor } 0 \leq x \leq 3,85 \text{ m} : -m_q(x) = 1,175 x^2 + \frac{0,64}{l} \cdot x^3 - 4,27 l \cdot x + 2,455 l^2$$
$$l = 3,85 \text{ m} \Rightarrow -m_q(x) = 1,175 x^2 + 0,17 x^3 - 16,44 x + 36,4.$$

$$\begin{array}{l} x=0 : \quad -m_q(0) = + 36,4 \text{ tfm} \\ \quad m_D = - 25,38 \cdot 3,85 = - 97,7 \text{ tfm} \\ \quad m_m = \quad \quad \quad = - 56,18 \text{ tfm} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} x=0 \\ m_D \\ m_m \end{array}} \right\} M(0) = -190,3 \text{ tfm}.$$

$$\begin{array}{l} x=1 : \quad -m_q(1) = 1,175 + 0,17 - 16,44 + 36,4 = + 21,3 \text{ tfm} \\ \quad m_D = - 25,38 \cdot 2,85 = - 72,33 \text{ tfm} \\ \quad m_m = \quad \quad \quad = - 56,18 \text{ tfm} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} x=1 \\ m_D \\ m_m \end{array}} \right\} M(1) = -149,8 \text{ tfm}.$$

$$\begin{array}{l} x=2 : \quad -m_q(2) = 1,175 \cdot 4 + 0,17 \cdot 8 - 16,44 \cdot 2 + 36,4 = \\ \quad \quad \quad = + 9,28 \text{ tfm} \\ \quad m_D = - 25,38 \cdot 1,85 = - 47 \text{ tfm} \\ \quad m_m = \quad \quad \quad = - 56,18 \text{ tfm} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} x=2 \\ m_D \\ m_m \end{array}} \right\} M(2) = -112,5 \text{ tfm}.$$

$$\begin{array}{l} x=3 : \quad -m_q(3) = 1,175 \cdot 9 + 0,17 \cdot 27 - 16,44 \cdot 3 + 36,4 = \\ \quad \quad \quad = + 2,24 \text{ tfm} \\ \quad m_D = - 25,38 \cdot 0,85 = - 21,6 \text{ tfm} \\ \quad m_m = \quad \quad \quad = - 56,18 \text{ tfm} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} x=3 \\ m_D \\ m_m \end{array}} \right\} M(3) = -80 \text{ tfm}.$$

$$\begin{array}{l}
 x=4 : \quad m_q(4) = -2,25/2 \cdot 2,25 \cdot 6,2 = -15,7 \text{ tfm.} \\
 m_D = -10,5 \cdot 2,25 = -23,62 \text{ tfm.} \\
 m_m = \quad \quad \quad = -13,1 \text{ tfm.}
 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} m_q(4) \\ m_D \\ m_m \end{array}} \right\} M(4) = -52,4 \text{ tfm.}$$

$$\begin{array}{l}
 x=5 : \quad m_q = -1,25/2 \cdot 1,25 \cdot 6,2 = -4,84 \text{ tfm.} \\
 m_D = -10,5 \cdot 1,25 = -13,12 \text{ tfm} \\
 m_m = \quad \quad \quad = -13,1 \text{ tfm}
 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} m_q \\ m_D \\ m_m \end{array}} \right\} M(5) = -31,1 \text{ tfm.}$$

$$\begin{array}{l}
 x=6 : \quad m_q = -0,25/2 \cdot 0,25 \cdot 6,2 = -0,2 \text{ tfm.} \\
 m_D = -10,5 \cdot 0,25 = -2,6 \text{ tfm.} \\
 m_m = \quad \quad \quad = -13,1 \text{ tfm.}
 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} m_q \\ m_D \\ m_m \end{array}} \right\} M(6) = -15,9 \text{ tfm.}$$

voor  $6,25 \leq x \leq 9,05$ :  $-m_q(x) = 3,1 \cdot x^2 - 0,29 x^3 - 3,76 l \cdot x' + 1,46 \cdot l^2$   
 $l = 2,8 \text{ m} \Rightarrow -m_q(x) = 3,1 x^2 - 0,29 x^3 - 10,5 x' + 11,45$

$$\begin{aligned}
 x=8 : \quad -m_q(1,75) &= 3,1 \cdot 1,75^2 - 0,29 \cdot 1,75^3 - 10,5 \cdot 1,75 + 11,45 \\
 &= +1 \text{ tfm.} \Rightarrow M(8) = -1 \text{ tfm.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x=7 : \quad -m_q(0,75) &= 3,1 \cdot 0,75^2 - 0,29 \cdot 0,75^3 - 10,5 \cdot 0,75 + 11,45 \\
 &= 5,19 \text{ tfm} \Rightarrow M(7) = -5,19 \text{ tfm.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x=9 : \quad -m_q(2,75) &= 3,1 \cdot (2,75)^2 - 0,29 \cdot (2,75)^3 - 10,5 \cdot 2,75 + 11,45 \\
 &= 0,01 \text{ tfm} \Rightarrow M(9) = -0,01 \text{ tfm.}
 \end{aligned}$$

Momenteren d.p.v de gronddruk:

$$\begin{array}{l}
 x=0 : \quad m_q = -4,55/2 \cdot 4,55 \cdot 2 = -20,7 \text{ tfm.} \\
 m_D = +4,55 \cdot 21,91 = +99,7 \text{ tfm.} \\
 m_m = \quad \quad \quad = +62,3 \text{ tfm.}
 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} m_q \\ m_D \\ m_m \end{array}} \right\} M(0) = +141,3 \text{ tfm.}$$

$$\begin{aligned}
 x=1 : \quad m_q &= -3,55/2 \cdot 3,55 \cdot 2 = -12,6 \cdot 3,55 \text{ tfm.} \\
 m_D &= -3,55 \cdot 21,91 = +77,8 \text{ tfm.} \\
 m_m &= +62,3 \text{ tfm.}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} m_q \\ m_D \\ m_m \end{aligned}} \right\} m(1) = +127,5 \text{ tfm.}$$

$$\begin{aligned}
 x=2 : \quad m_q &= -2,55/2 \cdot 2,55 \cdot 2 = -6,5 \text{ tfm.} \\
 m_D &= -2,55 \cdot 21,91 = +55,87 \text{ tfm.} \\
 m_m &= +62,3 \text{ tfm.}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} m_q \\ m_D \\ m_m \end{aligned}} \right\} m(2) = +111,7 \text{ tfm.}$$

$$\begin{aligned}
 x=3 : \quad m_q &= -1,55/2 \cdot 1,55 \cdot 2 = -2,4 \text{ tfm.} \\
 m_D &= -1,55 \cdot 21,91 = +34 \text{ tfm.} \\
 m_m &= +62,3 \text{ tfm.}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} m_q \\ m_D \\ m_m \end{aligned}} \right\} m(3) = +93,9 \text{ tfm.}$$

$$\begin{aligned}
 x=4 : \quad m_q &= -0,55/2 \cdot 0,55 \cdot 2 = -0,3 \text{ tfm.} \\
 m_D &= -0,55 \cdot 21,91 = +12,05 \text{ tfm.} \\
 m_m &= +62,3 \text{ tfm.}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} m_q \\ m_D \\ m_m \end{aligned}} \right\} m(4) = +74,05 \text{ tfm.}$$

voor  $4,55 \leq x \leq 6,25$ :  $m_q(x') = \frac{4,84}{6 \cdot l} \cdot x'^3 - 2,42 \cdot l \cdot x' + 1,61 \cdot l^2$

$l = 1,7 \text{ m} \Rightarrow m_q(x') = 0,47 x'^3 - 4,11 \cdot x' + 4,65$

$$\begin{aligned}
 x=5 : \quad m_q(0,45) &= 0,04 - 1,85 + 4,65 = +2,84 \text{ tfm.} \\
 m_D &= +1,25 \cdot 17,8 = +22,25 \text{ tfm.} \\
 m_m &= +27,4 \text{ tfm.}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} m_q \\ m_D \\ m_m \end{aligned}} \right\} m(5) = +52,5 \text{ tfm.}$$

$$\begin{aligned}
 x=6 : \quad m_q(1,45) &= 0,47 \cdot (1,45)^3 - 4,11 \cdot 1,45 + 4,65 \\
 &= +0,12 \text{ tfm.} \\
 m_D &= 0,25 \cdot 17,8 = +4,45 \text{ tfm.} \\
 m_m &= +27,4 \text{ tfm.}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} m_q \\ m_D \\ m_m \end{aligned}} \right\} m(6) = +32,04 \text{ tfm.}$$

voor  $6,25 \leq x \leq 9,05$ :  $m_q(x') = \frac{4,84}{2} \cdot x'^2 + \frac{3,03}{6 \cdot l} \cdot x'^3 - 6,36 l \cdot x' + 3,44 l^2$   
 $l = 2,8 \text{ m} \Rightarrow m_q(x') = 2,42 \cdot x'^2 + 0,18 \cdot x'^3 - 17,8 x' + 26,97$



$$\begin{aligned}
 x=7 : m_q(0,75) &= 2,42 \cdot (0,75)^2 + 0,10 \cdot (0,75)^3 - 17,8 \cdot 0,75 + 26,97 \\
 &= \underline{\underline{+0,06 \text{ tfm}}} \\
 &= +15,06 \text{ tfm} = m(7)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x=8 : m_q(1,75) &= 2,42 \cdot (1,75)^2 + 0,10 \cdot (1,75)^3 - 17,8 \cdot 1,75 + 26,97 \\
 &= +4,19 \text{ tfm} = m(8)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x=9 : m_q(2,75) &= 2,42 \cdot (2,75)^2 + 0,10 \cdot (2,75)^3 - 17,8 \cdot 2,75 + 26,97 \\
 &= +0,06 \text{ tfm} = m(9)
 \end{aligned}$$

Resultierende momenten t.g.v de grond- en waterdrukken:

$$x=0 \text{ m} : m(0) = -190,3 + 141,3 = \underline{\underline{-49 \text{ tfm}}}$$

$$x=1 \text{ m} : m(1) = -149,8 + 127,5 = \underline{\underline{-22,3 \text{ tfm}}}$$

$$x=2 \text{ m} : m(2) = -112,5 + 111,7 = \underline{\underline{-0,8 \text{ tfm}}}$$

$$x=3 \text{ m} : m(3) = -80 + 93,9 = \underline{\underline{+13,9 \text{ tfm}}}$$

$$x=4 \text{ m} : m(4) = -52,4 + 74,0 = \underline{\underline{+21,6 \text{ tfm}}}$$

$$x=5 \text{ m} : m(5) = -31,1 + 52,5 = \underline{\underline{+21,4 \text{ tfm}}}$$

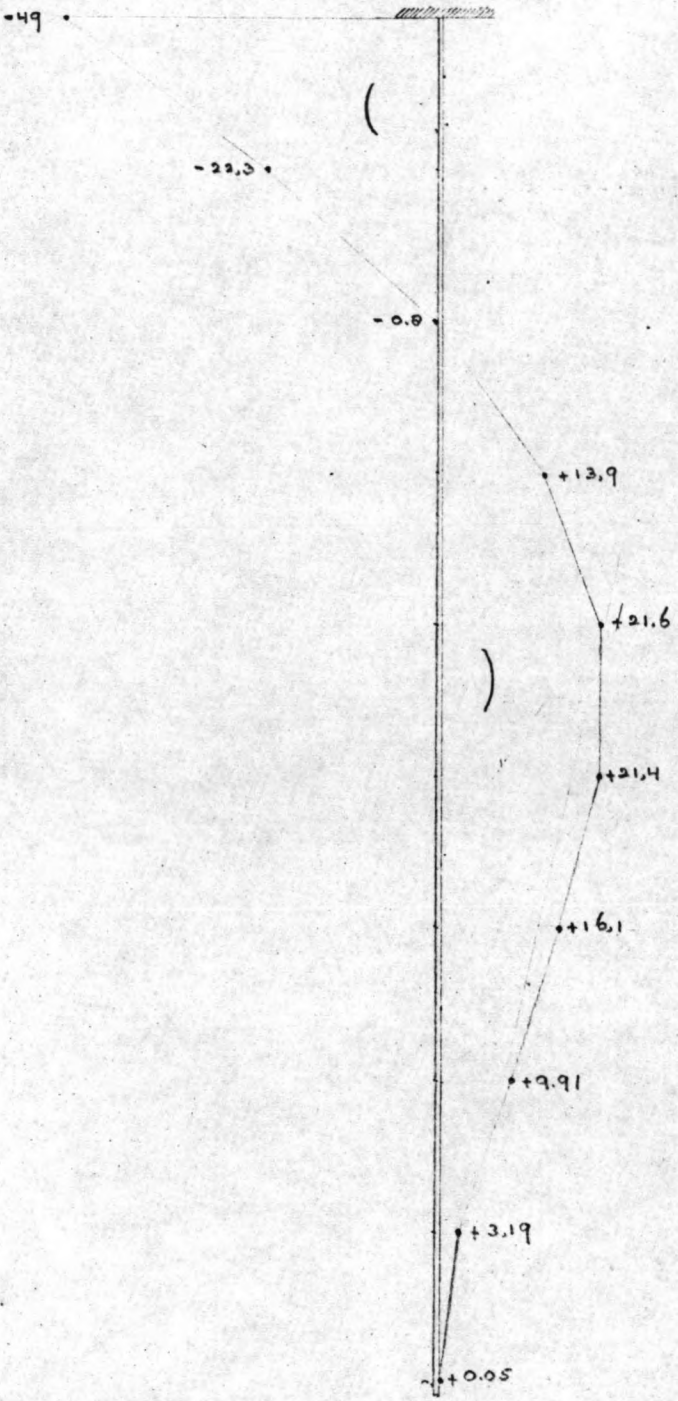
$$x=6 \text{ m} : m(6) = -15,9 + 32,0 = \underline{\underline{+16,1 \text{ tfm}}}$$

$$x=7 \text{ m} : m(7) = -5,19 + 15,1 = \underline{\underline{+9,91 \text{ tfm}}}$$

$$x=8 \text{ m} : m(8) = -1,00 + 4,19 = \underline{\underline{+3,19 \text{ tfm}}}$$

$$x=9 \text{ m} : m(9) = -0,01 + 0,06 = \underline{\underline{+0,05 \text{ tfm}}}$$

momentenlijn damwand.



De dragende functie van de kokerdamwand.

In 't voorgaande is de minimaal benodigde in-  
heidiepte van de kokerwand bepaald, om weer-  
stand te kunnen bieden aan de horizontale grond-  
en waterdrukken.

De tweede eis aan de inheidiepte wordt gesteld  
door de dragende functie van de wand. De op te  
nemen normaalkracht, afkomstig van de bovenbouw  
moet aan de ondergrond overgedragen worden via  
de puntweerstand en de mantelwrijving van de  
kokerwand.

In de onderstaande tabel zijn de rekenwaarden van  
deze puntweerstand en mantelwrijving weergegeven.  
Deze waarden berusten op uitgebreide proefbelastingen.

. Uitgangspunten van de berekening;

- 1) De 1<sup>e</sup> zandlaag (van 3.00m - 9.25m) levert geen positieve bijdrage aan 't draagvermogen.
- 2) De kleilag (van 9.25m - 12.70m) veroorzaakt negatieve kleeft, die gesteld wordt op 3 tf/m<sup>2</sup> wand.
- 3) Het draagvermogen moet ontleend worden aan 't diepe zand (12.70m →) en de minimale inhuiddiepte in dit zand bedraagt 3m. (van belang voor de te bereiken puntweerstand)
- 4) De veiligheidsfactor wordt gesteld op 2,5.
- 5) De volgende formule wordt gehanteerd:

$$Q = U \cdot t \cdot \sigma_{rm} + F \cdot \sigma_v ;$$

waarin:  $Q$  = optredende belasting per m' (inclusief veiligheidscoëfficiënt).

$U$  = mantelomtrek per m'

$t$  = inhuiddiepte

$\sigma_{rm}$  = de wandwrijving

$F$  = De in rekening te brengen oppervlakte waarover  $\sigma_v$  geldt.

$\sigma_v$  = puntweerstand.

De belasting;

De belasting bedraagt 71.92 tf/m' Koker. Hierin zit 'n belastingfactor van  $\approx 1,6$ .

De kokerdamwand moet dus opnemen:

$2,5/1,6 \cdot 7,5 \cdot 71,92 = 843 \text{ tf}$ . (exclusief negatieve kleeft.)

De volgende relaties gelden:

$$\left. \begin{array}{l} Q = A \cdot t + B ; \\ Q = P/l ; \end{array} \right\} \Rightarrow P/l = A \cdot t + B ;$$

$$\text{waarin: } \left. \begin{array}{l} A = \mu \cdot \sigma_{rm} \\ B = F \cdot \sigma_v \end{array} \right\} \Rightarrow (\text{afhankelijk van profiel})$$

P = de totaal optenemen belasting, dus 843 tf.

l = 't aantal strekkende meters van de kokerdamwand, die deze belasting opneemt.

t = de inheidiepte (in 't dupe zand) van 't gedeelte dat de belasting opneemt.

Dat er niet vanuitgegaan wordt dat de gehele damwand tot dezelfde diepte wordt ingehoid heeft de volgende reden: Het damwandoppervlak dat meedoet aan de krachtsoverdracht zou dan bedragen:  $3 \times 10,75 = 32,25 \text{ m}^2$ ; Het is echter mogelijk met 'n kleiner oppervlak dezelfde draagkracht te bereiken.

Profielkeuze: P.S.p 3<sup>5</sup> (zie blz 66).

$$\mu = 2,24 \text{ m/m'}$$

$$F = 100/30,2 \cdot 1340 = 3507 \text{ cm}^2/\text{m}' = 0,3507 \text{ m}^2/\text{m}'$$

$$\sigma_{rm} = 0,35 \text{ kgf/cm}^2 = 3,5 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_v = 35 \text{ kgf/cm}^2 = 350 \text{ tf/m}^2$$

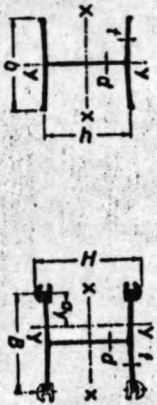
$$\left. \begin{array}{l} A = 2,24 \cdot 3,5 = 7,84 \\ B = 0,3507 \cdot 350 = 122,8 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{843}{l} = 7,84 \cdot t + 122,8 ;$$

Deze relatie is op de volgende blz. grafisch uitgezet.

# 1. Zahlentafeln für Profillwerte

## 1.1 Feiner Kastenspundwand

### Abmessungen und Gewichte

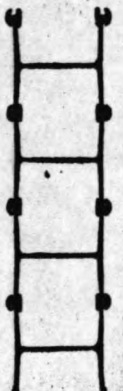


Profilbezeichnung	Abmessungen						1 Schlossstahl (S. 276)		Gewicht der Einzelbohle ohne Schlossstäbe
	A	H	b	B	d	t	Nr.	Ge-wicht	
PSP	mm	mm	mm	mm	mm	mm		kg/m	kg/m
80 S	304	374	322	340	9	13,0	II	18,0	96
85 L	350	420	382	400	9	12,5	II	18,0	111
85 S	354	424	383	401	10	14,5	III	18,3	126
40 L	400	470	378	396	10	13,5	II	18,0	122
40 S	404	474	380	398	12	15,5	III	18,3	140
50 L	500	570	379	397	11	14,5	II	18,0	140
50 S	504	574	380	398	12	16,5	III	18,3	156
60 L	600	670	380	398	12	14,5	II	18,0	153
60 S	604	674	380	398	12	16,5	III	18,3	165
70 L	700	770	379	397	11	14,5	II	18,0	140
70 S	704	774	380	398	12	16,5	III	18,3	156
80 L	800	870	380	398	12	14,5	II	18,0	153
80 S	804	874	380	398	12	16,5	III	18,3	165

Zahlentafel 1

Nur die in dieser Zahlentafel angegebenen Gewichte für Spundbohlen und Schlossstäbe sind zur Berechnung des rechnerischen Liefergewichtes maßgebend.

### Statische Werte



Profilbezeichnung	Querschnitt $F$	Gewicht $G$	Trägheitsmoment $J_z$	Widerstandsmoment		Querschn. der Zelle	Inhalt der Zelle
				$W_z$	$W'_z$		
PSP	cm <sup>2</sup> /m	kg/m <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup> /m	cm <sup>3</sup> /m	cm <sup>3</sup> /m	cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
80 S	498	891	100000	6580	5320	892	0,26
85 L	470	869	125000	7140	5930	1230	0,31
85 S	518	407	139000	7850	6520	1230	0,31
40 L	509	899	172100	8610	7290	1420	0,36
40 S	567	445	191400	9480	8040	1420	0,36
50 L	564	443	287700	11510	10060	1800	0,45
50 S	616	488	316200	12550	10970	1800	0,45
60 L	606	476	428100	14270	12740	2180	0,55
60 S	646	507	465500	15410	13770	2180	0,55
70 L	509	443	575500	16440	14910	2560	0,66
70 S	555	488	631100	17980	16260	2560	0,66
80 L	546	476	780800	19520	17910	2940	0,76
80 S	585	507	846600	21060	19320	2940	0,76

Zahlentafel 2

Die äußere Abwicklung der geschlossenen Spundwand (Antriebsfläche) ist bei allen Profilen 2,24 m je m Wand (beidseitig).  
Widerstandsmomente  $W_z$  und  $W'_z$  siehe S. 266.

1.2 Peiner Kastenspundhohlen, statische Werte

67

1 Bohle ohne Schloßstäbe



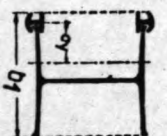
Profilbezeichnung	Gewicht kg/m	Breite $b_1$ mm	Umfang		Querschnitt		Trägheitsmoment		Widerstandsmoment		EI Träg.- Halbm. $i_{min}$ cm
			Abwicklung cm	Umris cm	Stahl- cm <sup>2</sup>	um- risen $b_1 \cdot A$ cm <sup>2</sup>	$J_x$ cm <sup>4</sup>	$J_y$ cm <sup>4</sup>	$W_x$ cm <sup>3</sup>	$W_y$ cm <sup>3</sup>	
Psp											
30 S	96	322	190	134	122	980	22410	8720	1470	545	8,5
35 L	111	382	224	154	142	1340	35040	14290	2000	748	10,0
35 S	126	383	226	156	161	1360	40350	16380	2280	855	10,0
40 L	122	378	232	164	155	1510	48750	14410	2440	762	9,6
40 S	140	380	234	166	179	1540	56290	16650	2790	876	9,6
50 L	140	379	252	184	178	1900	84230	14940	3370	788	9,2
50 S	156	380	254	186	198	1920	95130	16970	3780	893	9,3
60 L	153	380	272	204	195	2280	127500	15140	4250	797	8,8
60 S	165	380	274	206	210	2300	141400	16970	4680	893	9,0
70 L	140	379	292	224	156	2650	170370	14940	4870	788	9,8
70 S	156	380	294	226	174	2680	191900	16970	5450	893	9,9
80 L	153	380	312	244	171	3040	235140	15140	5880	797	9,4
80 S	165	380	314	246	186	3060	259800	16970	6460	893	9,5

Zahlentafel 3

270

1 Bohle mit 2 Schloßstäben

(Abstand  $a_y$  der Schwerlinie, S. 268)

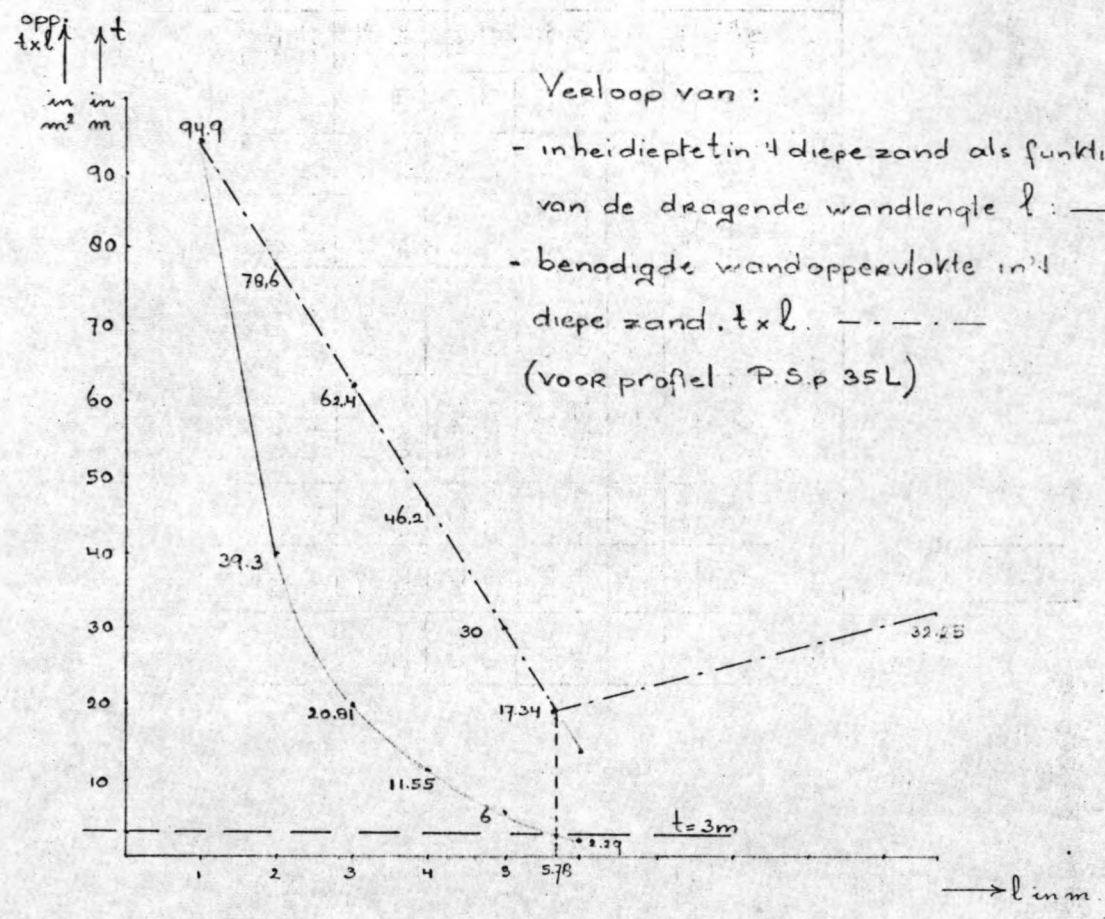


Profilbezeichnung	Gewicht kg/m	Breite $b_1$ mm	Umfang		Querschnitt		Trägheitsmoment		Widerstandsmoment			EI Träg.- Halbm. $i_{min}$ cm
			Abwicklung cm	Umris cm	Stahl- cm <sup>2</sup>	um- risen $b_1 \cdot A$ cm <sup>2</sup>	$J_x$ cm <sup>4</sup>	$J_y$ cm <sup>4</sup>	$W_x$ cm <sup>3</sup>	$W'_x$ cm <sup>3</sup>	$W_y$ cm <sup>3</sup>	
Psp												
30 S	132	364	216	146	168	1230	33770	18370	2220	1800	892	10,5
35 L	147	424	250	167	188	1630	49940	28290	2550	2370	1180	12,3
35 S	163	425	252	169	208	1650	55680	31000	3150	2610	1310	12,2
40 L	158	420	258	177	201	1830	68060	28420	3400	2880	1210	11,9
40 S	177	422	260	179	225	1850	76100	31380	3770	3200	1360	11,8
50 L	176	421	278	197	224	2250	114100	29430	4560	3990	1280	11,5
50 S	192	422	280	199	245	2270	125700	32000	4990	4360	1400	11,4
60 L	189	422	298	217	241	2680	170200	29980	5670	5070	1310	11,2
60 S	202	422	300	219	257	2700	185100	32170	6130	5470	1420	11,2
70 L	176	421	318	237	202	2950	228180	29020	6520	5970	1240	12,0
70 S	192	422	320	239	221	2970	250900	31620	7130	6460	1360	12,0
80 L	189	422	338	257	217	3380	310380	29580	7760	7120	1270	11,7
80 S	202	422	340	259	238	3390	336500	31820	8370	7680	1390	11,7

Zahlentafel 4

Widerstandsmomente  $W_x$  und  $W'_x$  siehe S. 266.  
 $W_y$  bei Psp 70 und 80 Minimumwerte.

271



Verloop van :

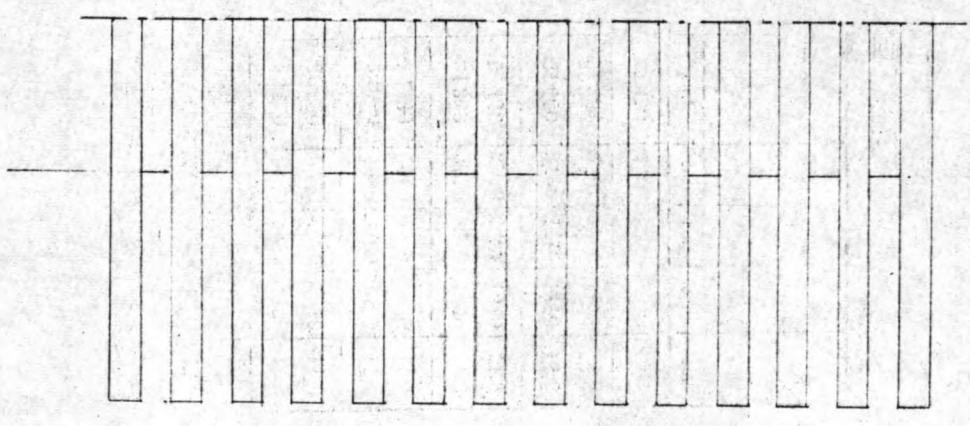
- inheidiepte in 'l diepe zand als functie van de dragende wandlengte  $l$  : ———
- benodigde wandoppervlakte in 'l diepe zand  $.t \times l$ . - - - - -

(voor profiel : P.S.p 35L)

Mit 'l bovenstaande volgt dat het 'l gunstigst is de dragende wandlengte  $l$ , bij 'n inheidiepte in 'l diepe zand, te beperken tot  $\pm 5,78$  m.

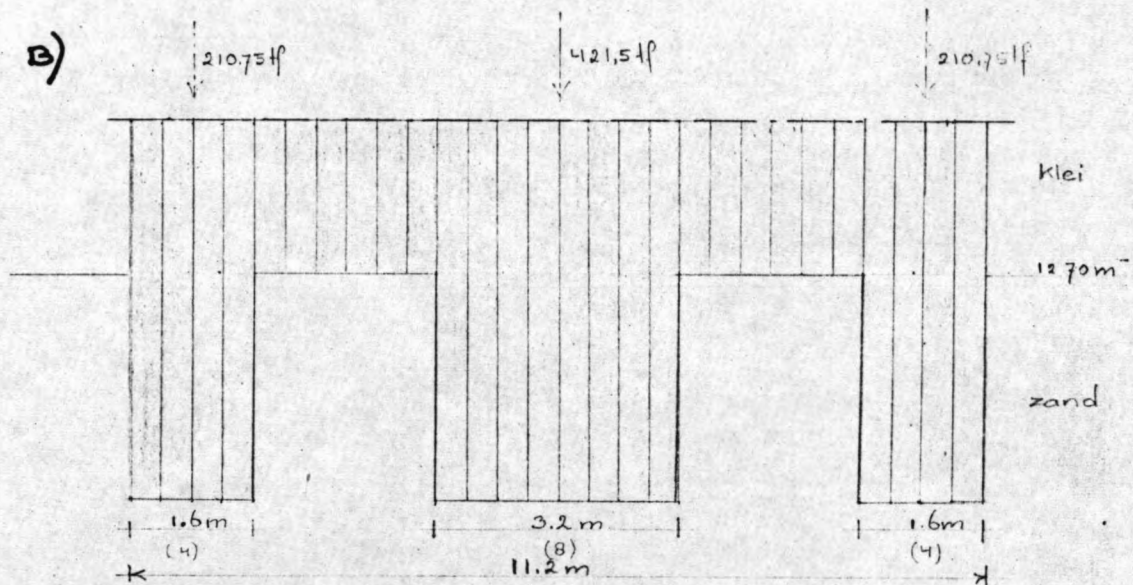
De werkende breedte van de damwandprofielen is 0,40 m. Nu zijn er twee uitvoeringswijzen :

A)





.De korte damwandprofielen hebben in hoofdzaak in grond- en waterkerende functie, de lange profielen hebben daarnaast nog 'n dragende functie. De korte en lange profielen worden om en om geplaatst.



Deze vormgeving is gebaseerd op 't feit dat de belasting van de bovenbouw grotendeels door de wanden van de koker overgebracht wordt naar de oplegging. De dragende damwandprofielen zijn dan ook onder de wanden geplaatst.

Hoewel geval A) zeer wel mogelijk is, zal voor de verdere berekening geval B) worden aangehouden.

$$\begin{aligned} \text{Belasting per m'} &: \quad Q = 421.5 / 3.2 = 131.7 \text{ tf./m'} \\ \text{negatieve klief} &: \quad 3.45 \cdot 1 \cdot 3 = \frac{10.35 \text{ tf./m'}}{142.05 \text{ tf./m'}} \end{aligned}$$

$$Q = u \cdot t \cdot \sigma_{rm} + F \cdot \sigma_v$$

$$142,05 = 7,84t + 122,8$$

$$t = (142,05 - 122,8) / 7,84 = 2,46 \text{ m.} \Rightarrow t = 3,0 \text{ m.}$$

Controle optredende spanningen in de kokerdamwand;

De grootste spanningen treden op in 'n doorsnede direkt onder de bovenbouw. Daar heerst 'n in-klemmingsmoment, ter grootte van  $49 \text{ tfm}$ . en 'n normaalkracht van  $131,7 \text{ tf}$  per stekkende meter.

Voor 'n stekkende meter damwand geldt:

$$\text{weerstandsmoment: } W_x = 7140 \text{ cm}^3;$$

$$\text{staaloppervlak: } F_s = 470 \text{ cm}^2$$

$$\downarrow \text{g.v. 't moment: } \sigma = M / W_x = 49 \cdot 10^5 / 7140 = 686 \text{ kgf/cm}^2$$

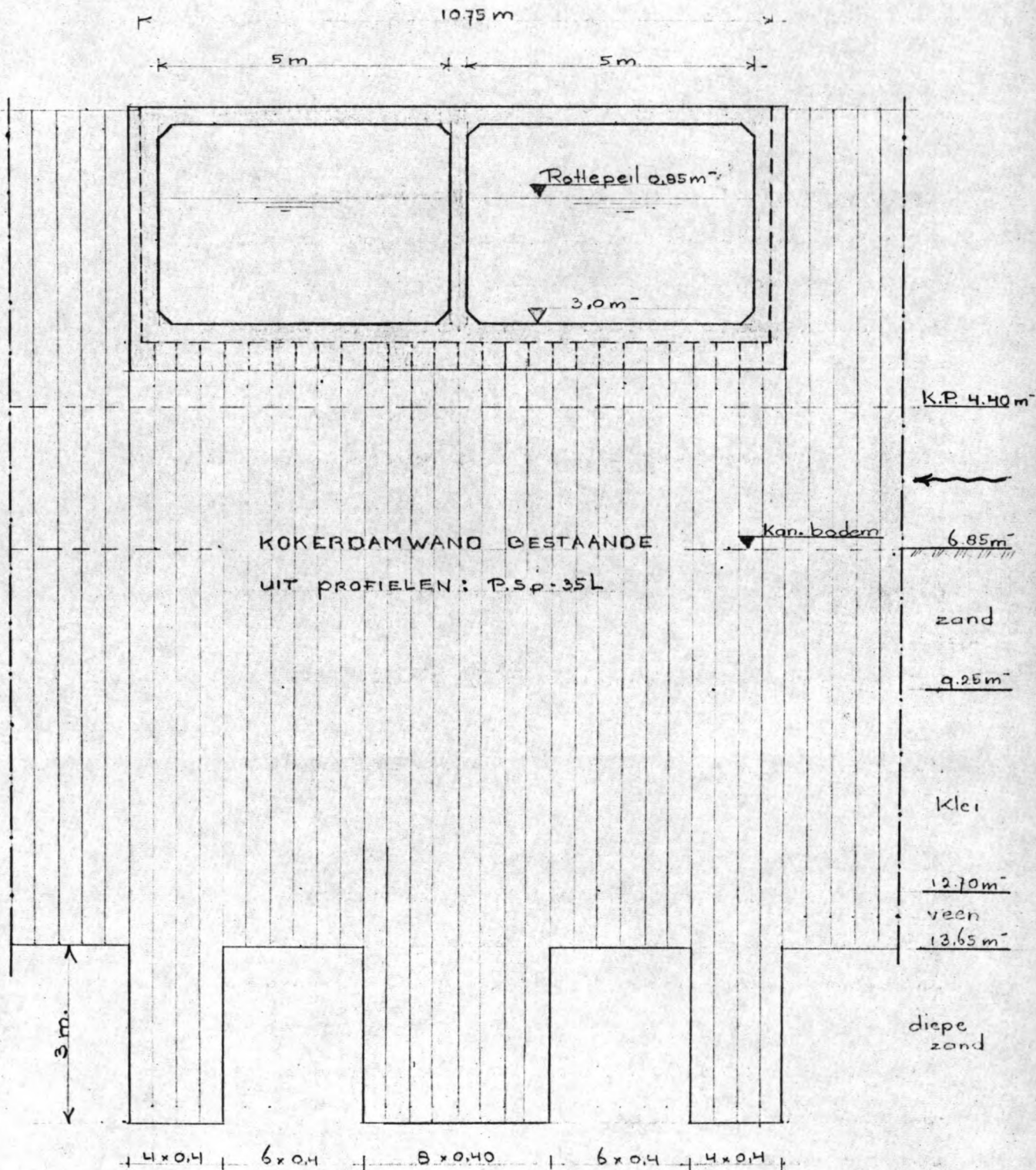
$$\downarrow \text{g.v. normaalkracht: } \sigma = Q / F_s = 131,7 \cdot 10^3 / 470 = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{max}} = 686 + 280 = 966 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{\text{toel.}} = 1400 \text{ kgf/cm}^2.$$

Opm: 1) 't niet dragende gedeelte van de damwand wordt tot op 't diepe zand gehuid, dit om kwel door de kleilaag (in hooz. richting) te voorkomen. Dus 1,6 m dieper dan uit 't horizontale evenwicht volgt.

2) 't dragende gedeelte wordt dus  $\pm 4,6 \text{ m}$  dieper gehuid, dan uit 't horizontale evenwicht volgt. Hierdoor zal de damwand ook onderaan min of meer ingeklemd zijn, wat weer 'n reductie van de optredende momenten tot gevolg heeft.

1 Bovenstaande leidt tot de volgende constructie:



LITERATUUROPGAVE

- Methods of analysis and design of concrete boxbeams with side cantilevers

B.I.Maisel, PhD, DIC, MICE, MStructe  
and

F.Roll, PhD, MASCE

- Praktische Berechnung von Spundwänden  
ARBED Luxemburg
- Peiner Kastenspundwand Handbuch
- Diverse persoonlijke diktaten en documentatiematerialen.

