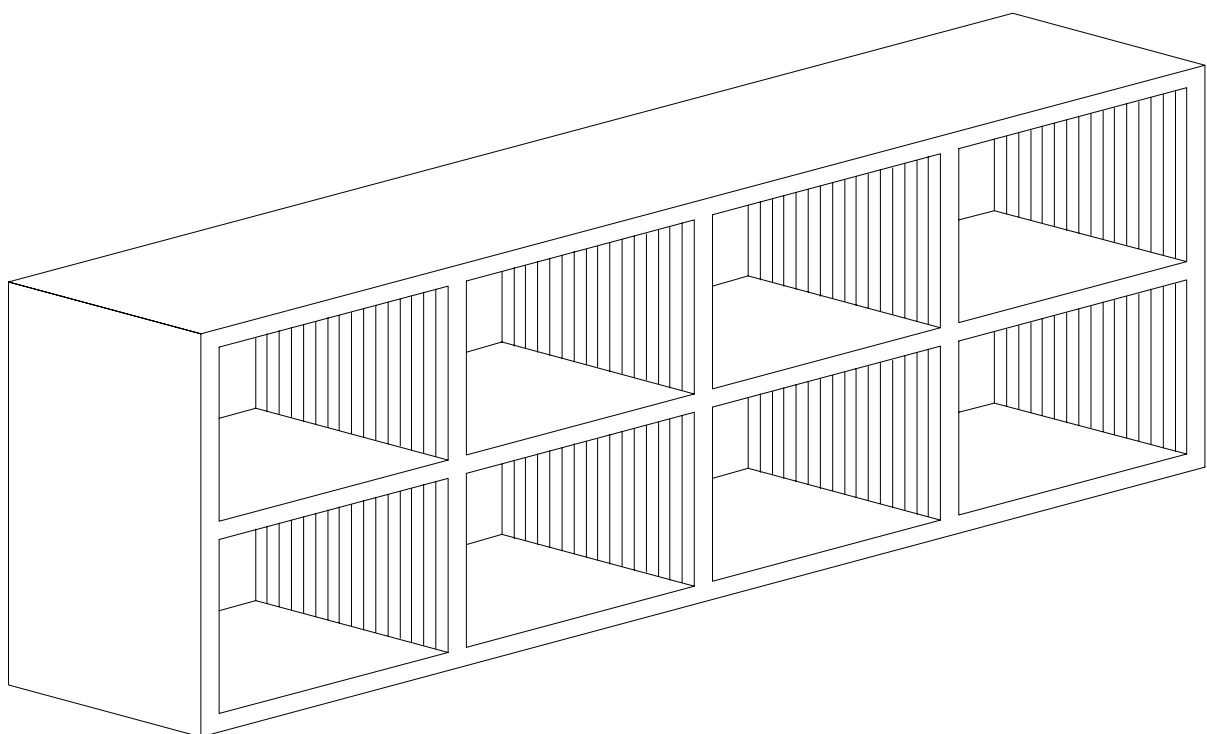


ONGESCHOORDE RAAMWERKEN

- Géén stabiliserende elementen aanwezig.
- De ongeschoorde constructie moet zelf de stabiliteit verzorgen en weerstand bieden tegen de erop werkende horizontale krachten.
- Dit resulteert in uitbuigingen (horizontale verplaatsingen) die van invloed zijn op de krachtsverdeling.

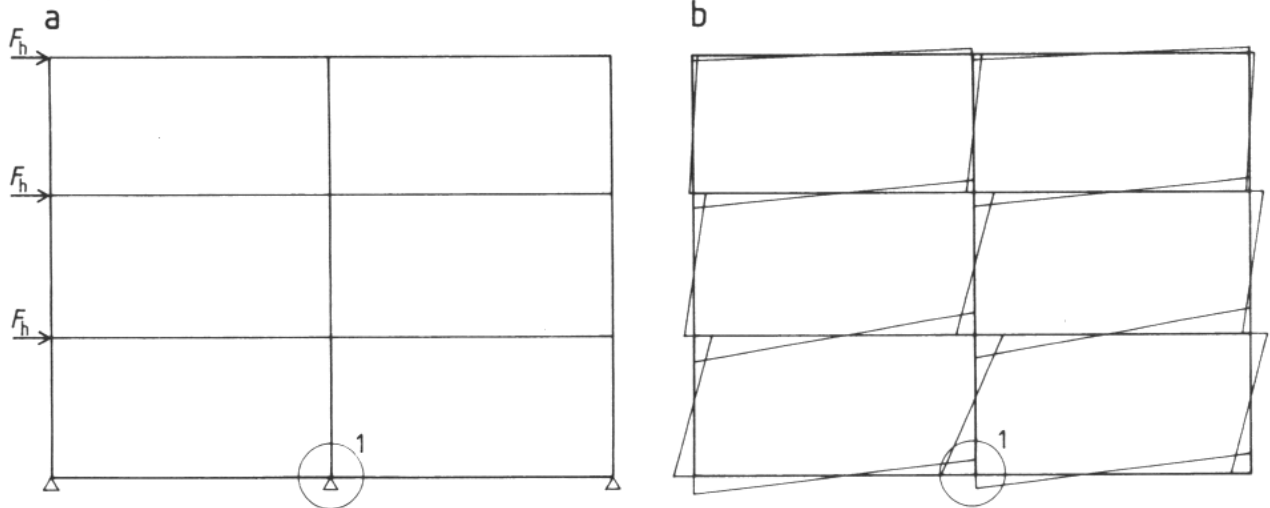
Voorbeelden:

- Woongebouwen, opgebouwd uit wanden en vloeren.
- Raamwerken, bestaande uit kolommen en balken.



VEREENVOUDIGINGEN VAN ONGESCHOORDE RAAMWERKEN

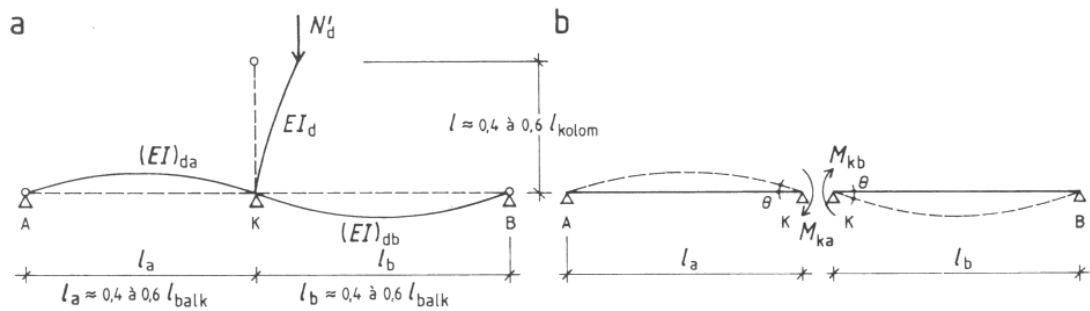
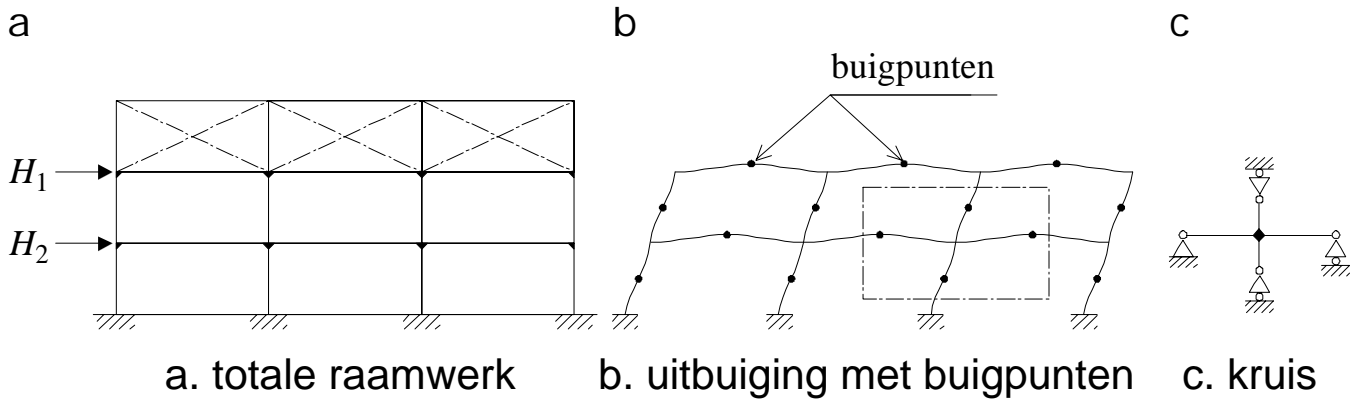
- Vergelijk met geschoorde raamwerken



RAAMWERK BELAST MET HORIZONTALE BELASTINGEN

- Op 0,4 à 0,6 maal de systeemplengte van kolom (wand) en balk (vloer) treden buigpunten op.
 - ⇒ in die punten verandert de richting van de kromming.
 - ⇒ in een buigpunt geldt: $M = 0$.
 - ⇒ op deze punten hebben we dus momentennulpunten.
 - ⇒ we kunnen deze punten dus zien als scharnieren.
 - ⇒ hierdoor wordt het mogelijk afzonderlijke, 'kruisvormige' delen samen te stellen.
 - ⇒ elk kruisvormig deel bestaat uit een samenstel van verend ingeklemde staven.

Schematisering van een blok ééengezinswoningen



$$\varphi_{kb} = \frac{M_{kb} \cdot l_b}{3 \cdot EI_{kb}} \quad \text{en} \quad C_{kb} = \frac{M_{kb}}{\varphi_{kb}} \quad \Rightarrow \quad C_{kb} = \frac{3 \cdot EI_{kb}}{l_b}$$

- De kolom bestaat uit een verend ingeklemde staaf met een lengte: $l \approx 0,4 \text{ à } 0,6 l_{\text{kolom}}$
- De staaf is verend ingeklemd in de balkdelen met lengte l_a en l_b :
 links: $l_a \approx 0,4 \text{ à } 0,6 l_{\text{balk}}$
 rechts: $l_b \approx 0,4 \text{ à } 0,6 l_{\text{balk}}$
- T.g.v. kolommoment M_k ondergaat knoop K een hoekverdraaiing θ
- In de aansluitende balken KA en KB zullen daardoor ter plaatse van de kolomaansluiting momenten optreden ter grootte van M_{ka} en M_{kb} .

Momentenevenwicht: $M_k = M_{ka} + M_{kb}$

Stijfheden: Balkdeel KA = $(EI)_{da}$

Balkdeel KB = $(EI)_{db}$

Algemeen:

$$\theta = \frac{M \cdot L}{3EI} \Rightarrow M = \frac{3EI}{L} \cdot \theta$$

Invullen:

$$M_{ka} = \frac{3(EI)_{da}}{L_a} \cdot \theta \quad \text{en} \quad M_{kb} = \frac{3(EI)_{db}}{L_b} \cdot \theta$$

$$M_k = M_{ka} + M_{kb} = \left(\frac{3(EI)_{da}}{L_a} + \frac{3(EI)_{db}}{L_b} \right) \cdot \theta$$

Algemeen:

$$\text{veerconstante } C = M / \theta$$

Door de balken geleverde veerconstante C:

$$C = C_a + C_b = \frac{3(EI)_{da}}{L_a} + \frac{3(EI)_{db}}{L_b}$$

Hiermee is de veerstijfheid van de inklemming vastgelegd.

Als de buigstijfheid van de kolom $(EI)_d$ is, dan geldt voor de kniklengte van de verend ingeklemde staaf:

$$l_c = l \cdot \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{\rho}} \quad \text{waarin} \quad \rho = \frac{C \cdot I}{(EI)_d}$$

Dus voor het bepalen van ρ hoeven alleen de lengten en de buigstijfheden van de balk- en kolomdelen bekend te zijn.

Omdat de lengte bekend is (volgt uit het ontwerp) is de keuze van de balkafmeting bepalend voor het vaststellen van een veerconstante.

De veerconstante op zijn beurt is bepalend voor het al dan niet achterwege laten van de tweede-orde berekening.

KRACHTSVERDELING ZONDER TWEEDE-ORDE EFFECT

Kolommen als onderdeel van ongeschoorde raamwerken hoeven niet op tweede-orde momenten te worden uitgerekend als wordt voldaan aan:

$$l_c = \sqrt{\frac{(EI)_d}{N'_d}}$$

Omdat bij ongeschoorde raamwerken de controle per verdieping wordt uitgevoerd, wordt de toetsing:

$$l_c = l \cdot \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{\rho}} \leq \sqrt{\frac{(EI)_d}{N'_d}}$$

Evenals voor kernen en schijven mag voor de E_f van kolommen aangehouden worden:

$$E_f = 1/3 \cdot f'_{ck} \cdot 10^3$$

Voor balken echter moet voor E_f de VBC-tabel 15 aangehouden worden, omdat hier de normaalkracht ontbreekt (→ minder stijf).

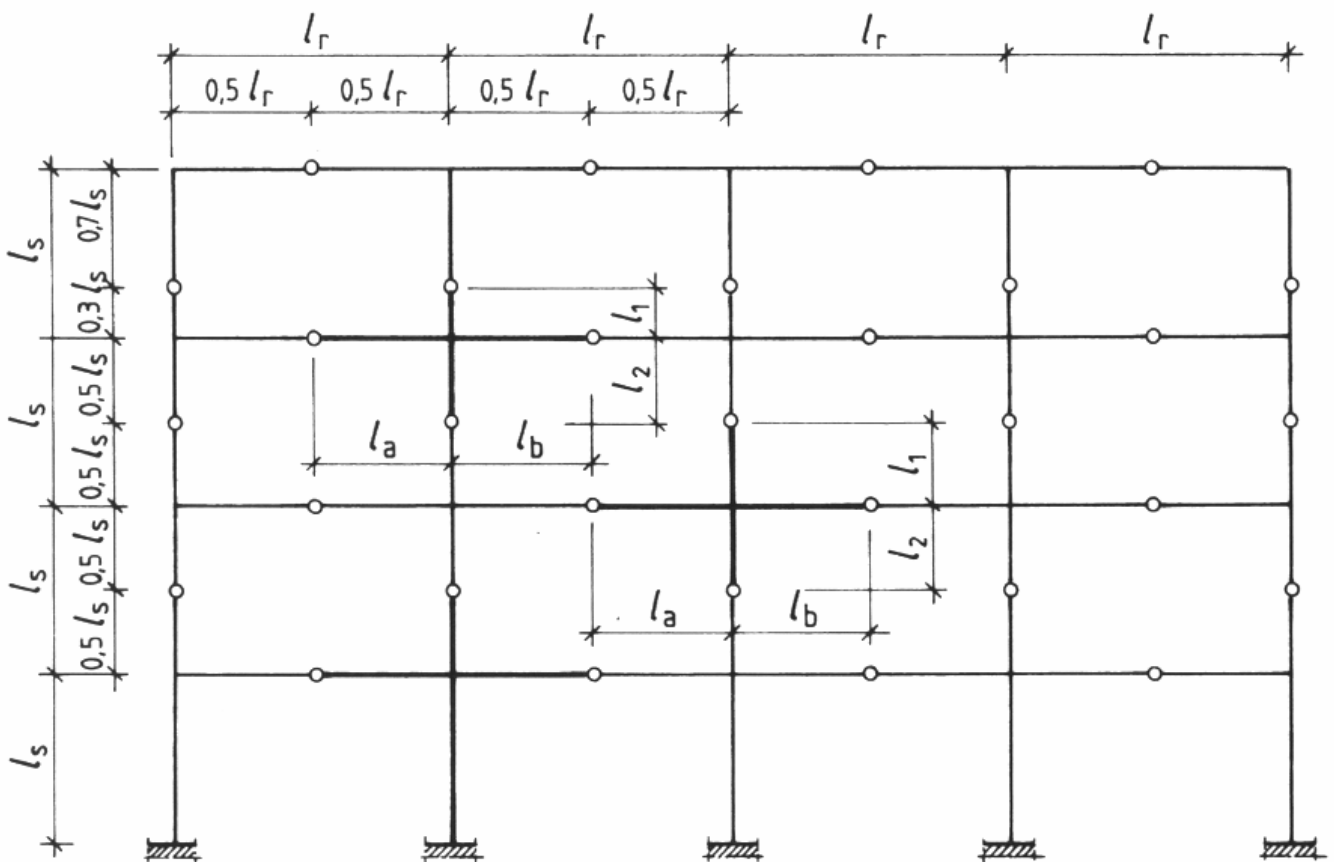
TWEEDE-ORDE BEREKENING: 'KRUISJESMETHODE'

Als niet wordt voldaan aan de voorwaarde om de tweede-orde berekening achterwege te laten, moeten we niet-lineair elastisch of quasi-lineair elastisch rekenen.

Alternatief hiervoor is dezelfde 'rekening' die we toegepast hebben bij geschoorde raamwerken

⇒ we noemden dit de e_c -methode

⇒ de e_c -methode voor ongeschoorde raamwerken noemen we de 'kruisjesmethode'.



VOORWAARDEN:

Om de scharnieren in het midden van de constructiedelen te mogen aannemen, moet het raamwerk voldoen aan de volgende voorwaarden:

- tenminste bestaan uit vier bouwlagen en vier traveeën.
- de onderlinge stijfheidsverhoudingen mogen niet teveel verschillen:

$$\frac{I_{rm}}{I_{sm}} \cdot \frac{L_{sm}}{L_{rm}} \geq 0,25$$

I_{rm} : gemiddeld A.K.O.M. van de regel (balk of vloer)

I_{sm} : gemiddeld A.K.O.M. van de stijl (kolom of wand)

L_{rm} : gemiddelde theoretische lengte van de regel

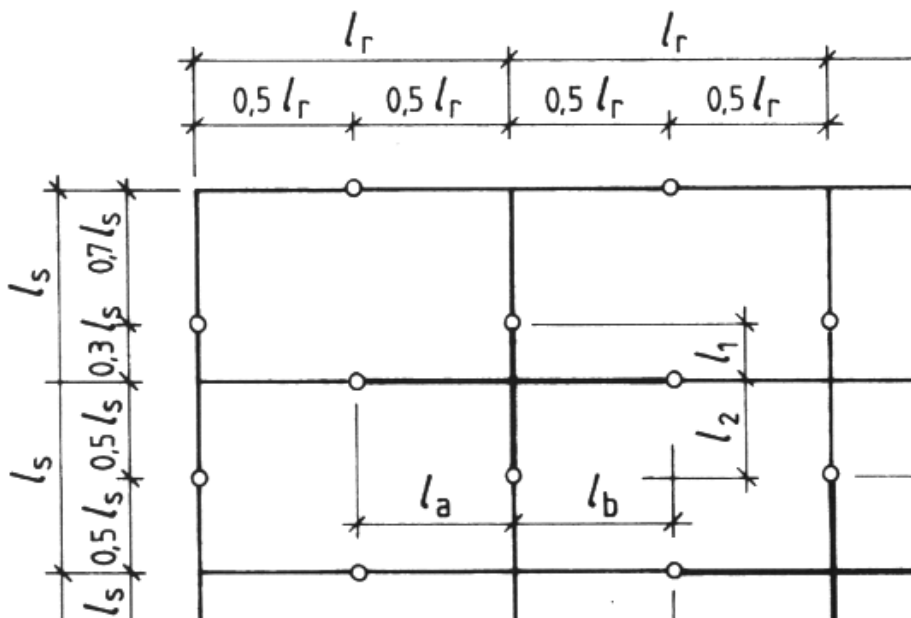
L_{sm} : gemiddelde theoretische lengte van de stijl

('stijvere' constructiedelen trekken meer moment naar zich toe, zodat het nulpunt verschuift → niet meer op $\frac{1}{2} L$)

AFWIJKENDE KRUISJES:

IN DE BOVENSTE EN ONDERSTE BOUWLAAG GELDEN
AFWIJKENDE AFSTANDEN VOOR DE NULPUNTEN:

BOVENSTE KRUISJE:



- in de bovenste bouwlaag worden de scharnieren in de stijlen (kolommen of wanden) aangenomen op $0,3 L_s$ boven de onderzijde van deze stijl

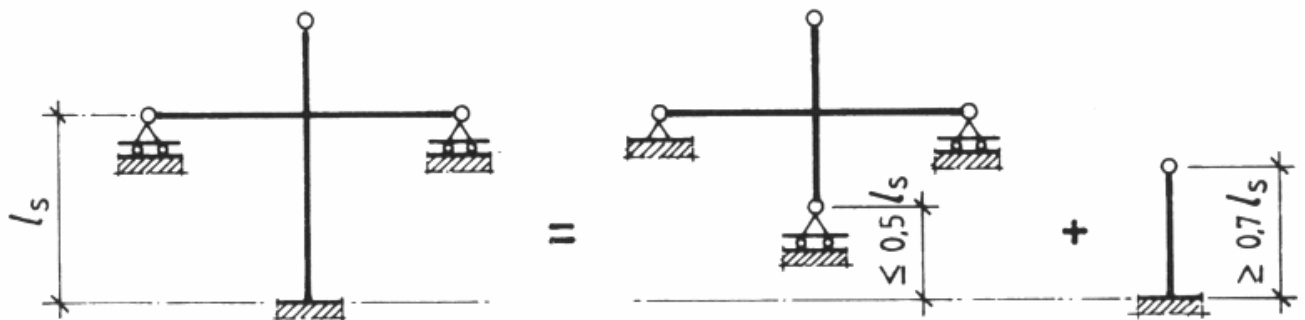
ONDERSTE KRUISJE:

- in de onderste stijlen (begane grond) is de plaats van de scharnieren afhankelijk van al dan niet verende inklemming van de kolomvoet.

⇒ de scharnieren moeten dan worden aangenomen t.p.v. de momentennulpunten die volgen uit de eerste-orde berekening met een horizontale belasting.

Onafhankelijk van deze uitkomst moet voldaan worden aan de volgende voorwaarden:

- voor het onderste kruisje geldt dat de afstand van bovenkant fundering tot aan het scharnier niet groter mag worden aangenomen dan $0,5 L_s$
- voor het onderste, gedeeltelijk ingeklemde constructiedeel mag de afstand van scharnier tot bovenkant fundering niet kleiner worden aangenomen dan $0,7 L_s$



Wanneer niet wordt voldaan aan de voorwaarden van vier bouwlagen en vier traveeën, dan moeten de scharnieren worden bepaald met een eerste-orde berekening met de horizontale belasting.

⇒ de voorwaarden voor het onderste kruisje blijven gelden !

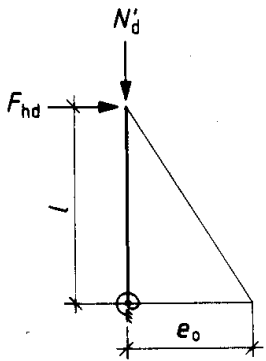
ONDERSTE BOUWLAAG

De verend ingeklemde constructiedelen op de onderste bouwlaag kunnen worden berekend met een totale excentriciteit e_t waarin de tweede-orde effecten zijn verwerkt:

$$e_t = (e_0 + e_c) \xi \leq e_0$$

(vergelijk met schorende constructies)

Berekening van de toeslagexcentriciteit m.b.v. VBC-tabel 28:

belastingsschema	ξ	e_c
	$\xi = \frac{C}{C - N'_d l}$ <p>$C = \infty \rightarrow \xi = 1$</p>	de kleinste waarde van: $e_c = 18h\psi \left(\frac{l}{100h} \right)^2$ en $e_c = 12[1,5h + e_0(4\psi - 3)] \left(\frac{l}{100h} \right)^2$
	$C =$ veerconstante inklemming (VBC - 7.7.3.3)	$\psi =$ vormfactor (VBC - 7.6.3.3)

C is de veerconstante van de inklemming.

KOLOMMEN

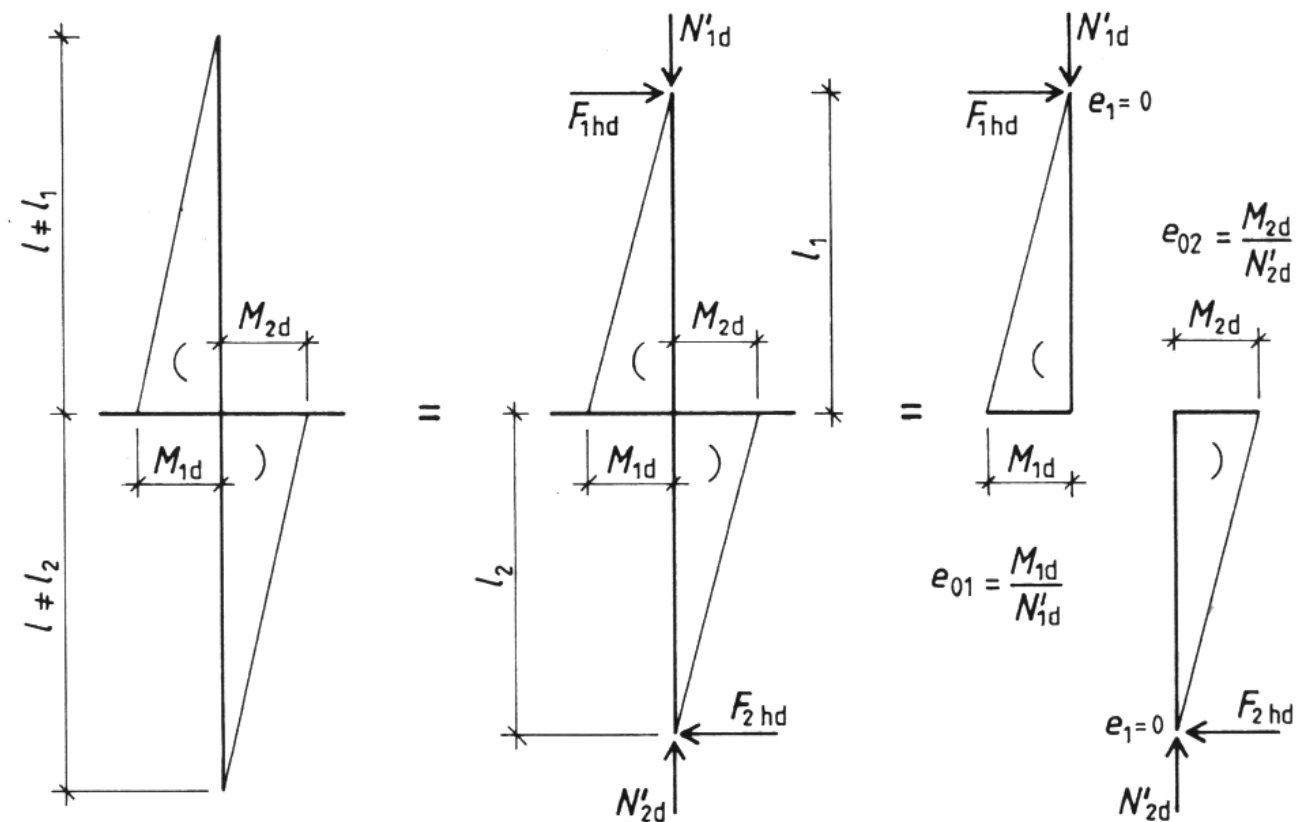
De eerste-orde kolommomenten M_{1d} (bovenkant knoop) en M_{2d} (onderkant knoop) zijn veroorzaakt door de horizontale krachten t.p.v. de scharnieren:

$$F_{1hd} = M_{1d} / L_1 \quad \text{en} \quad F_{2hd} = M_{2d} / L_2$$

L_1 = de afstand tussen de knoop en het bovenliggend scharnier

L_2 = de afstand tussen de knoop en het onderliggend scharnier

⇒ dus niet de systeemplengte !



De beginexcentriciteiten zijn:

$$- e_{01} = M_{1d} / N'_{1d}$$

$$- e_{02} = M_{2d} / N'_{2d}$$

De totale excentriciteiten zijn:

$$- e_{t1} = (e_{01} + e_{c1}) \xi_1 < e_{01}$$

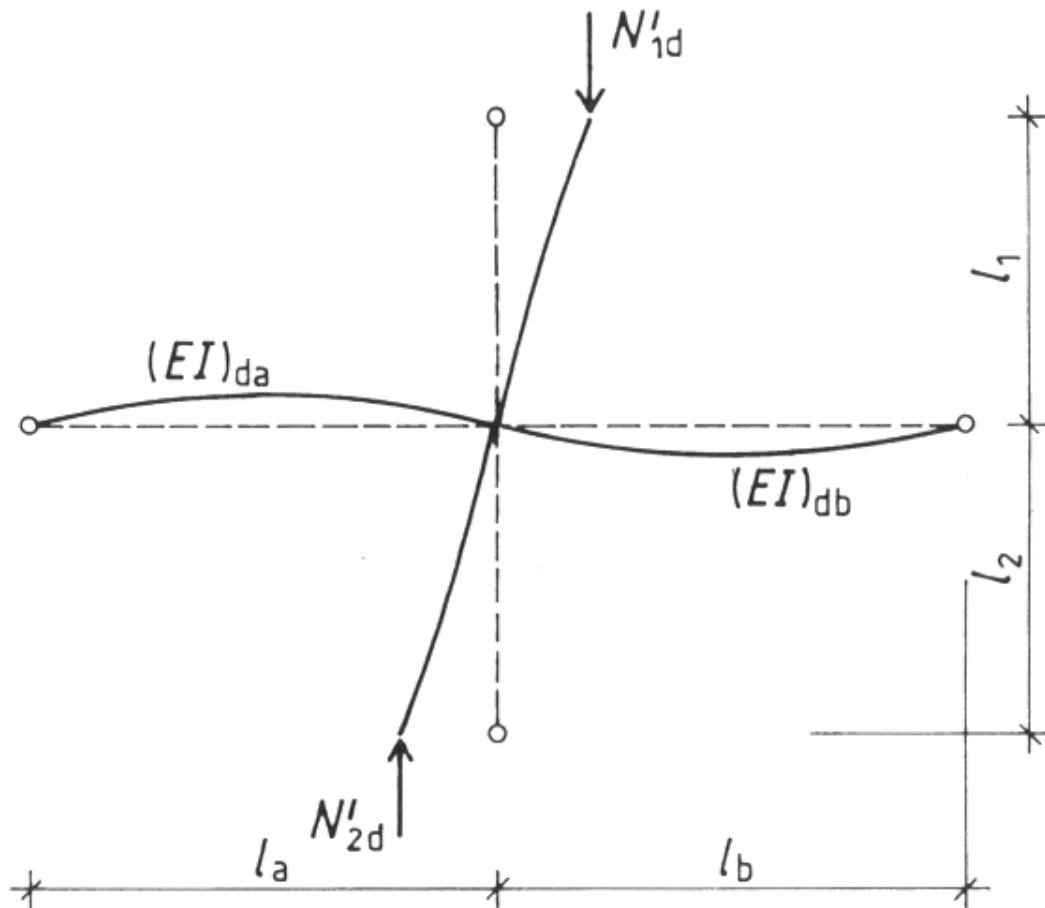
$$- e_{t2} = (e_{02} + e_{c2}) \xi_2 < e_{02}$$

De veerconstanten van de inklemmingen van de kolomdelen zijn:

$$\bullet C_1 = \frac{M_{1d}}{M_{1d} + M_{2d}} \cdot (C_a + C_b)$$

$$\bullet C_2 = \frac{M_{2d}}{M_{1d} + M_{2d}} \cdot (C_a + C_b)$$

$$C_a = \frac{3(EI)_{da}}{L_a} \quad \text{en} \quad C_b = \frac{3(EI)_{db}}{L_b}$$



L_a = lengte van de balk vanaf de knoop tot scharnier a

L_b = lengte van de balk vanaf de knoop tot scharnier b

BALKEN

Ook op de balken moet gerekend worden op een toeslagmoment boven op het eerste-orde moment

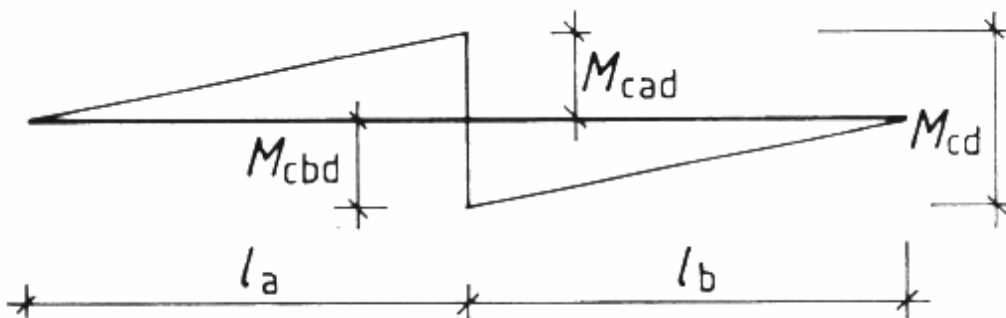
⇒ ook dit moment zal toenemen als het kolommoment toeneemt !

Het op te nemen toeslagmoment in de balken is het verschil tussen het totale moment t.g.v. e_t en het eerste-orde moment t.g.v. e_0 :

$$M_{cd} = N'_{1d} \cdot (e_{t1} - e_{01}) + N'_{2d} \cdot (e_{t2} - e_{02})$$

Dit totale toeslagmoment wordt verdeeld over de knoop aansluitende balken, naar rato van stijfheden:

$$M_{cad} = \frac{C_c}{C_a + C_b} \cdot M_{cd} \quad \text{en} \quad M_{cbd} = \frac{C_b}{C_a + C_b} \cdot M_{cd}$$



T.p.v. de knoop wordt dan de totale balkmomenten:

$$M_{tad} = M_{ad} + M_{cad} \quad \text{en} \quad M_{tbd} = M_{bd} + M_{cbd}$$

M_{ad} en M_{bd} zijn de eerste-orde momenten.

CONSTRUCTIEDETAILS

Van een buigstijve verbinding tussen balk en kolom wordt verwacht dat ze voldoende vervormingscapaciteit bezitten

⇒ de vervormingscapaciteit van de verbinding is gering als bezwijken wordt ingeleid door bezwijken van deze verbinding.

⇒ om verhoging te verkrijgen van de vervormingscapaciteit moeten extra haarspelden worden toegepast in de verbinding.

Eisen aan het maximum-wapeningspercentage:

- het wapeningspercentage in de balk t.p.v. de aansluiting met kolom moet voldoen aan:

$$\omega_0 - \omega_{01} \leq 40 \cdot \frac{f'_b}{f_s} \cdot \frac{h_k}{h_b}$$

ω_0 : toelaatbaar percentage buigtrekwapening in de balk met het grootste moment.

ω_{01} : benodigde percentage buigtrekwapening in de balk met het kleinste moment.

Indien de momenten gelijkdraaiend zijn, moet ω_{01} negatief worden ingevoerd.

h_k : kolomhoogte

h_b : balkhoogte

BALK-KOLOMVERBINDINGEN:

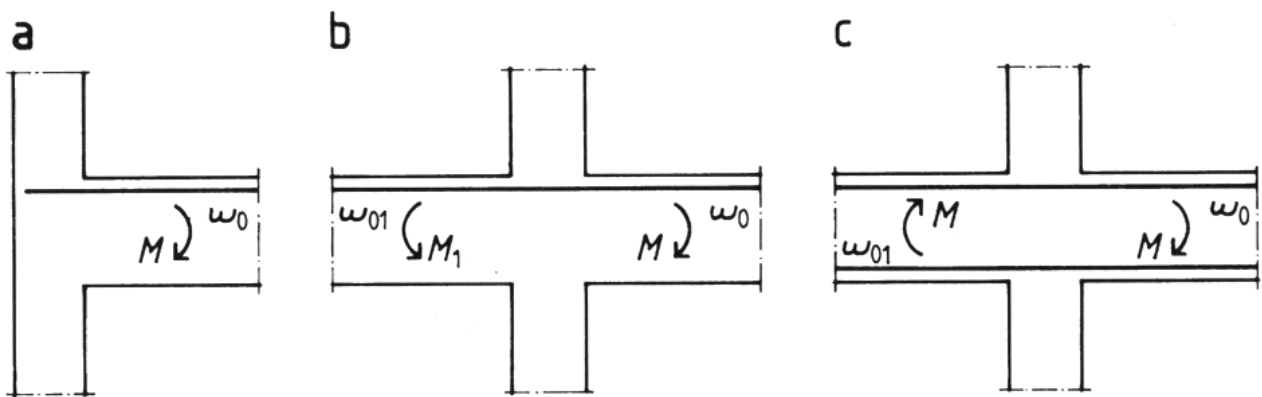
a. éézijdige aansluiting: $\omega_{01} = 0$

b. tweezijdige aansluiting met tegengestelde momenten:

$$|M_1| < |M| \text{ en } \omega_{01} = \omega_{01;\text{ben}}$$

c. tweezijdige aansluiting met gelijke momenten:

$$|M_1| < |M| \text{ en } \omega_{01} = -\omega_{01;\text{ben}}$$



Bijvoorbeeld:

- Hoekaansluiting met $h_k = h_b$ en $\omega_{01} = 0$:

$$\omega_{0;\text{max}} \leq 40 \cdot \frac{15}{435} \cdot 1,0 = 1,38$$

- Hoekaansluiting met $h_k = \frac{1}{3} h_b$ en $\omega_{01} = 0$:

$$\omega_{0;\text{max}} \leq 40 \cdot \frac{15}{435} \cdot \frac{1}{3} = 0,46$$

DETAILLERING VAN DE VERBINDING

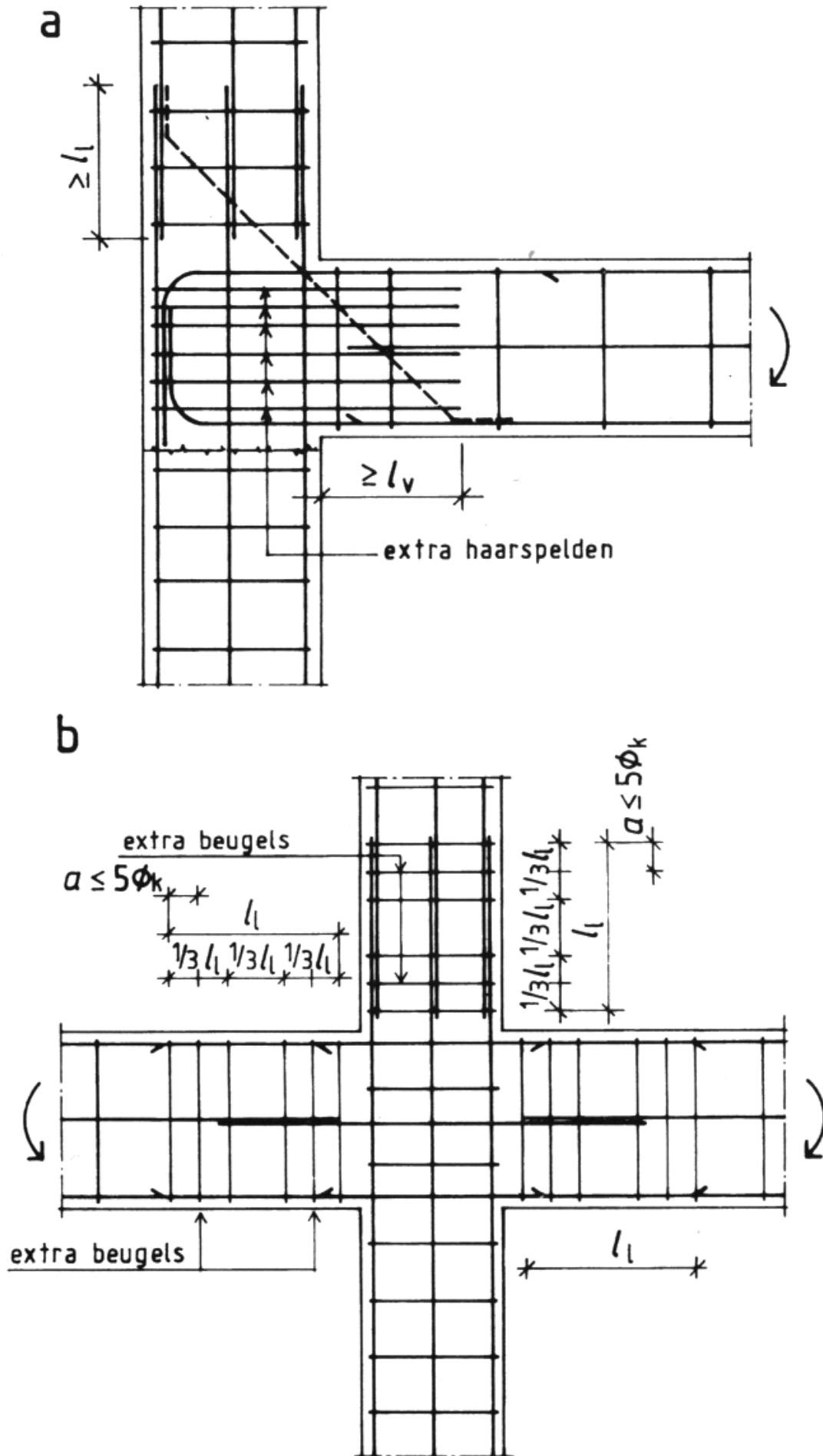
- Over de balkhoogte moeten in de kolom beugels of haarspelden worden aangebracht met tenminste dezelfde kenmiddellijn als de kolombeugels.

De maximale h.o.h. afstand van die beugels bedraagt 300 mm.

- Als het wapeningspercentage in de balk bij de verbinding hoger is dan 50% van ω_{\max} (bepaald met voorgaande formule), moet de gezamenlijke doorsnede van de beugels of haarspelden ten minste gelijk zijn aan 50% van de wapening berekend met: $\omega_0 - \omega_{01}$
- Voor een ondersteuning door een middenkolom, dus voor een tweezijdige aansluiting, geldt in het algemeen: $\omega_0 - \omega_{01} \approx 0$
- Als het wapeningspercentage in de balk bij de verbinding hoger is dan 50%, moet bij een enkelvoudige hoekverbinding extra aandacht worden besteed t.p.v. trek in de inwendige hoek:
 - óf wapening aanbrengen onder 45° , gelijk aan tenminste 50% van de hoofdwapening in de balk.
 - óf $\frac{4}{3}$ maal de berekende wapening aanbrengen, in zowel kolom als balk.

\Rightarrow voorkeur gaat uit naar verhogen van de wapening, omdat wapening onder 45° gemakkelijker aanleiding geeft tot grindnesten tijdens het storten.
- Overlappingslassen:
 - Als meer dan 50% van de staven met $\phi_k > 16$ wordt verlengd, mag in het eerste en laatste $\frac{1}{3}$ deel van de overlappingslas de beugelafstand ten hoogste $5 \cdot \phi_k$ bedragen.

Zie CUR-rapport 147: "Kolom- en balkverbindingen in gewapend-betonconstructies"



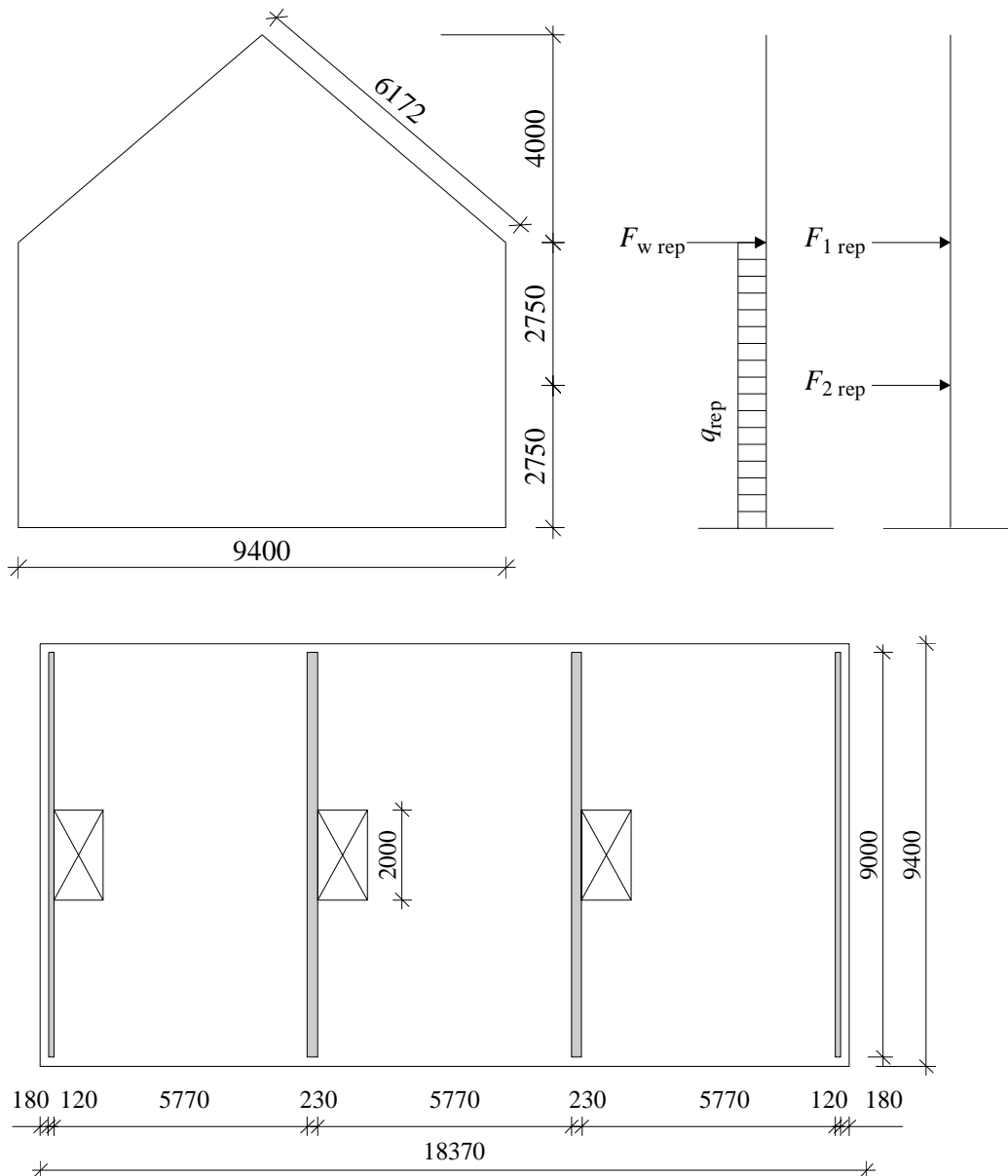
BEREKENING VAN DE STABILITEIT VAN EEN BLOK EENGEZINSWONINGEN.

Gegeven

Een blokje van drie eengezinswoningen (fig. 21.8) is gefundeerd op prefab betonpalen $250 \times 250 \text{ mm}^2$, minimaal vijf per bouwmuur. De rotatiestijfheid is $\geq 4000 \text{ kNm/rad/m}$. De begane-grondvloer is een ribbenvloer. De verdiepingvloeren zijn 220 mm dik en voorzien van een afwerklaag van 50 mm. Voor het gewicht van de lichte scheidingswanden rekenen we op $0,80 \text{ kN/m}^2$. De dakconstructie weegt $0,65 \text{ kN/m}^2$. De totale windbelasting op het blokje woningen is bepaald op: $F_{1 \text{ rep}} = 36 \text{ kN}$ en $F_{2 \text{ rep}} = 16 \text{ kN}$. De wanden en vloeren zijn van beton B 25.

Gevraagd

Controleer de stabiliteit van het blokje woningen.



1. Belastingen.

Begane-grondvloer:

$$\begin{aligned} \text{systeenvloer (ribbenvloer)} &= 2,20 \text{ kN/m}^2 \\ \text{afwerking } 0,05 \cdot 20 &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{lichte scheidingswanden} &= 0,80 \text{ kN/m}^2 + \\ p_{eg} &= 4,00 \text{ kN/m}^2 \\ p_{vb} (\psi = 0,4) &= 1,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Verdiepingsvloer:

$$\begin{aligned} \text{e.g. vloer } 0,22 \cdot 24 &= 5,28 \text{ kN/m}^2 \\ \text{afwerking } 0,05 \cdot 20 &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{lichte scheidingswanden} &= 0,80 \text{ kN/m}^2 + \\ p_{eg} &= 7,08 \text{ kN/m}^2 \\ p_{vb} (\psi = 0,4) &= 1,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Zoldervloer:

$$\begin{aligned} \text{e.g. vloer } 0,22 \cdot 24 &= 5,28 \text{ kN/m}^2 \\ \text{afwerking } 0,05 \cdot 20 &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{lichte scheidingswanden} &= 0,80 \text{ kN/m}^2 + \\ p_{eg} &= 7,08 \text{ kN/m}^2 \\ p_{vb} (\psi = 0,4) &= 1,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dak:

$$\begin{aligned} \text{e.g. dak } 0,65 / \cos 37^\circ &= 0,81 \text{ kN/m}^2 \\ \text{afwerking} &= 0,19 \text{ kN/m}^2 + \\ p_{eg} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ p_{vb} (\psi = 0,0) &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Betonwanden: } p_{eg} = 0,23 \cdot 24 = 5,52 \text{ kN/m}^2$$

Windbelasting: $F_{1\text{rep}} = 36 \text{ kN}$ en $F_{2\text{rep}} = 16 \text{ kN}$, dit is de totale windbelasting op het blokje woningen.

2. Belastingsfactoren.

De in rekening te brengen belastingsfactoren verschillen per uit te voeren toetsing.

Voor het toetsen van de noodzaak van een tweede-orde berekening vinden we de meest kritieke waarde als we de maximale normaaldrukkracht in rekening brengen. Dit houdt in dat de maatgevende belastingscombinatie (veiligheidsklasse 2) wordt:

$$1,2 G_{\text{rep}} + 1,3 Q_m + 1,3 Q_{\text{wind}}$$

Hierin is:

G_{rep} de som van de belasting uit het eigen gewicht;

Q_m de som van momentane veranderlijke belasting ($Q_{\text{rep}} \cdot \psi$);

Q_{wind} de windbelasting.

Bij de vermelde belastingscombinatie is de windbelasting de extreme belasting. Omdat slechts één soort belasting extreem gerekend hoeft te worden, wordt voor de veranderlijke belasting op alle lagen de momentane waarde aangehouden. Voor het berekenen van het uiterst opneembare moment in de ongewapende wanddoorsnede heeft een normaaldrukkracht een gunstige invloed op de opnamecapaciteit. Hierdoor mag de gunstig werkende veranderlijke belasting niet worden meegenomen. Tevens moet de belastingsfactor voor de gunstig werkende permanente belasting op 0,9 worden gesteld, zodat voor de doorsnede-berekening de maatgevende belastingscombinatie (veiligheidsklasse 2) wordt:

$$0,9 G_{\text{rep}} + 1,3 Q_{\text{wind}}$$

3. Schematisering.

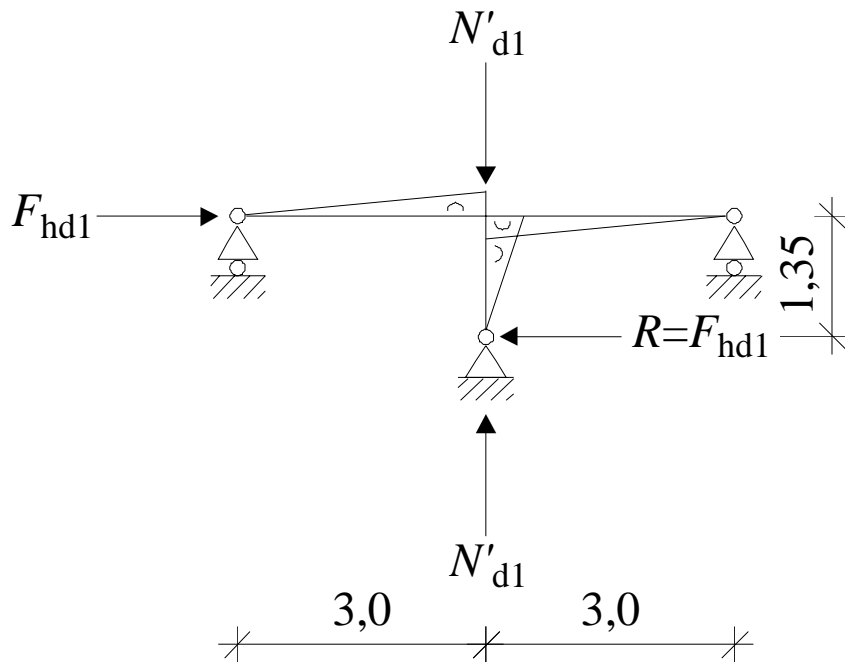
Voor het schematiseren van de constructie hanteren we het gestelde in paragraaf 2. We voldoen aan de gestelde randvoorwaarden.

4. Krachtsverdeling/toetsing doorsnede.

De controleberekening of het blokje woningen stabiel is, doen we per kruisje (fig. 21.3).

We gaan als volgt te werk:

- bepaal de belastingen en toets of een tweede-orde berekening noodzakelijk is;
- controleer de doorsnede ter plaatse van het maximale moment.



Kruisje 1 (fig. 21.9). Toetsen van de snede direct onder de zoldervloer.

a. Krachtsverdeling

Horizontale belastingen:

De horizontale belasting wordt verdeeld over de twee (woningscheidende) wanden.

$$F_{hd1} = \frac{\gamma_q \cdot F_{1\text{ rep}}}{\text{aantal stabiliteitswanden}} = \frac{1,3 \cdot 36}{2} = 23,4 \text{ kN};$$

$$\text{per meter stabiliteitswand: } \frac{23,4}{7} = 3,34 \text{ kN/m.}$$

In verband met de trapgaten in de verdiepingsvloeren rekenen we dat slechts $9,0 - 2,0 = 7,0$ m van de vloer-wandaansluiting meewerkt aan de stabiliteit.

$$M_{d\text{ wand}} = 3,34 \cdot 1,35 = 4,5 \text{ kNm/m}$$

Toets of een tweede-orde berekening achterwege kan blijven.

Bepaal N'_{d1} , ofwel de normaalkracht per meter wand, juist onder de zoldervloer.

Verticale belastingen:

$$\begin{aligned} \text{uit dak } 6 \cdot 1,0 &= 6,00 \text{ kN/m} \\ \text{topgevel gemiddeld } 2 \cdot 5,52 &= 11,04 \text{ kN/m} \\ \text{zoldervloer } 6 \cdot (0,5 + 0,6) \cdot 7,08 &= 46,73 \text{ kN/m} + \\ G_{\text{rep}} &= 63,77 \text{ kN/m} \\ Q_{\text{m zoldervloer}} 6 (0,5 + 0,6) \cdot 0,4 \cdot 1,75 &= 4,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$N'_{\text{d max}} = 1,2 \cdot G_{\text{rep}} + 1,3 Q_{\text{m}} = 1,2 \cdot 63,77 + 1,3 \cdot 4,62 = 82,53 \text{ kN/m}$$

$$N'_{\text{d min}} = 0,9 \cdot G_{\text{rep}} = 0,9 \cdot 63,77 = 57,39 \text{ kN/m}$$

$$(EI)_{\text{dw}} = E_f \cdot I_w = \frac{1}{3} \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 230^3 = 8449 \cdot 10^9 \text{ N/mm}^2 = 8449 \text{ kNm}^2$$

$$l_c \leq \sqrt{\frac{(EI)_{\text{dw}}}{N'_{\text{d max}}}} = \sqrt{\frac{8449}{82,53}} = 10,1 \text{ m}$$

$$C = C_a + C_b = \frac{3 (EI)_{\text{da}}}{l_a} + \frac{3 (EI)_{\text{db}}}{l_b}$$

waarin:

$$(EI)_{\text{da}} = E_f \cdot I_{\text{vloer}} = 3600 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 220^3 = 3194 \cdot 10^9 \text{ N/mm}^2 = 3194 \text{ kNm}^2$$

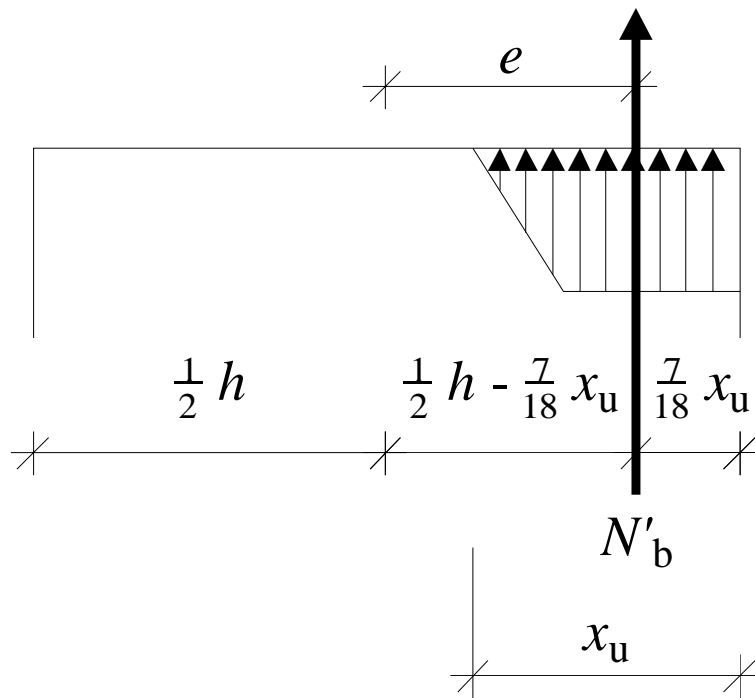
$$l_a = l_b = 3,0 \text{ m}$$

$$C = \frac{3 \cdot 3194}{3} + \frac{3 \cdot 3194}{3} = 6388 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{Cl}{(EI)_{\text{dw}}} = \frac{6388 \cdot 1,35}{8449} = 1,02$$

$$l_c = l \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{\rho}} = 1,35 \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{1,02}} = 5,0 \text{ m} < 10,1 \text{ m}$$

Tweede-orde berekening kan achterwege blijven.



b. Toetsing van de doorsnede

$$M_{d \text{ wand}} = 4,5 \text{ kNm/m}$$

$$N'_{d \text{ min}} = 57,39 \text{ kN/m}$$

$$f'_b = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$M_u = N'_d \cdot \left(\frac{1}{2} h - \frac{7}{18} x_u \right) \text{ (fig. 21.10);}$$

$$x_u = \frac{57,39 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 15 \cdot 1000} = 5,1 \text{ mm}$$

$$M_u = 57,39 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 0,230 - \frac{7}{18} \cdot 0,0051 \right) = 6,6 \text{ kNm/m} > 4,5 \text{ kNm/m, akkoord.}$$

Bij het in rekening van $N'_{d \text{ max}} = 82,53 \text{ kN/m}$ vinden we:

$$x_u = \frac{82,53 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 15 \cdot 1000} = 7,3 \text{ mm}$$

$$M_u = 82,53 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 0,230 - \frac{7}{18} \cdot 0,0073 \right) = 9,26 \text{ kNm/m.}$$

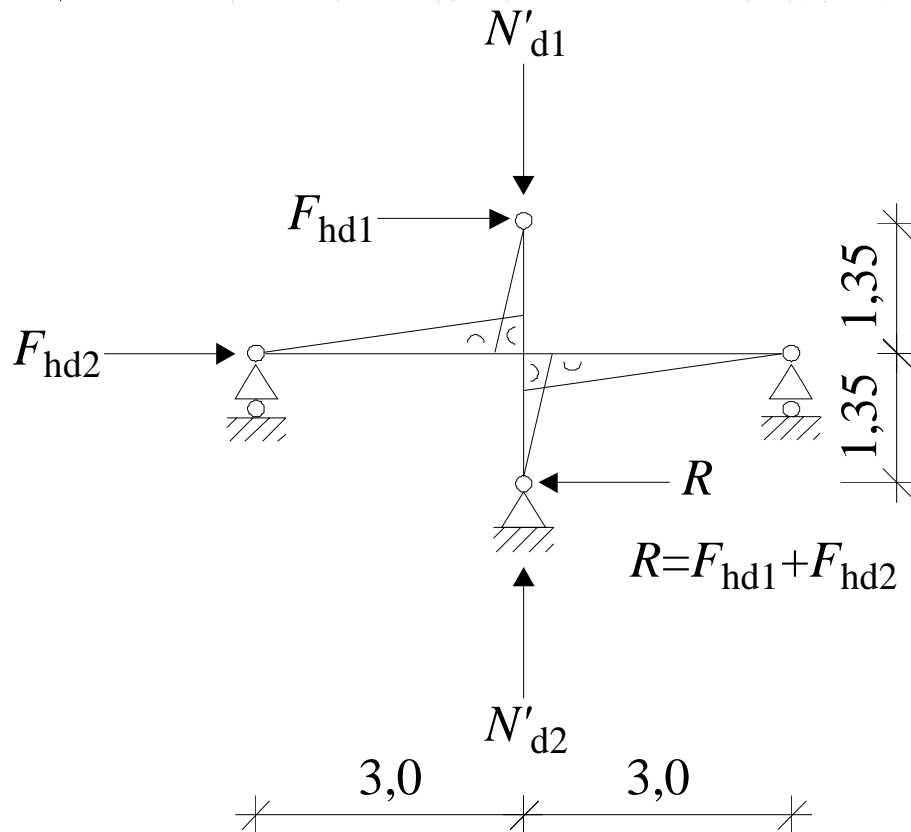
We zien dus dat de minimale drukkracht het kleinst opneembare moment oplevert en dus maatgevend is.

Kruisje 2 (fig. 21.11). Toetsen van de snede direct boven de verdiepingvloer.

a. *Krachtsverdeling*

Belastingen:

$F_{hd1} = 3,34$ kN (zie kruisje 1).



$$F_{hd2} = \frac{\gamma_q \cdot F_{2rep}}{\text{aantal stabiliteitswanden}} = \frac{1,3 \cdot 16}{2} = 10,4 \text{ kN};$$

$$\text{per meter stabiliteitswand: } \frac{10,4}{7} = 1,49 \text{ kN/m.}$$

$$R = 3,34 + 1,49 = 4,83 \text{ kN/m}$$

$$M_{d \text{ wand boven}} = 3,34 \cdot 1,35 = 4,5 \text{ kNm/m}$$

Toets of een tweede-orde berekening achterwege kan blijven.

De extra belasting in de snede boven de vloer wordt veroorzaakt door het eigen gewicht van de betonwand.

$$N_{dl \max} = 1,2 \cdot G_{\text{rep}} + 1,3 Q_m = 1,2 \cdot (63,77 + 5,52 \cdot 1,35) + 1,3 \cdot 4,62 = 91,44 \text{ kN/m}$$

$$N_{dl \min} = 0,9 \cdot G_{\text{rep}} = 0,9 \cdot 71,20 = 64,08 \text{ kN/m}$$

$$(EI)_{dw} = 8449 \text{ kNm}^2 \text{ (zie kruisje 1)}$$

$$l_c \leq \sqrt{\frac{8449}{91,44}} = 9,6 \text{ m}$$

$$C = \frac{6388}{2} = 3194 \text{ kNm. De vloeren verzorgen de verende inklemming van zowel de bovenste als de onderste wand.}$$

$$\rho = \frac{3194 \cdot 1,35}{8449} = 0,51$$

$$l_c = 1,35 \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{0,51}} = 6,5 \text{ m} < 9,6 \text{ m}$$

Een tweede-orde berekening kan achterwege blijven.

b. Toetsing van de doorsnede

De toetsing van het opneembare moment is bijna gelijk aan kruisje 1. Het extra aanwezige wandgewicht zal alleen het uiterst opneembare moment vergroten, zodat gesteld mag worden dat de constructie voldoet.

Kruisje 2. Toetsen van de snede direct onder de verdiepingsvloer.

a. Krachtsverdeling

Belastingen:

$$R = 3,34 + 1,49 = 4,83 \text{ kN/m}$$

$$M_{d \text{ wand onder}} = 4,83 \cdot 1,35 = 6,52 \text{ kNm/m.}$$

Toets of een tweede-orde berekening achterwege kan blijven.

$$N'_{d2 \text{ max}} = 1,2 \cdot (71,2 + 5,52 \cdot 1,35 + 1,1 \cdot 6 \cdot 7,08) + 1,3 \cdot (4,62 \cdot 2) = 162,43 \text{ kN/m}$$

$$N'_{d2 \text{ min}} = 0,9 \cdot G_{\text{rep}} = 0,9 \cdot 125,35 = 112,82 \text{ kN/m}$$

$$(EI)_{dw} = 8449 \text{ kNm}^2$$

$$l_c \leq \sqrt{\frac{8449}{162,43}} = 7,2 \text{ m}$$

$$C = 3194 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{3194 \cdot 1,35}{8449} = 0,51$$

$$l_c = 1,35 \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{0,51}} = 6,5 \text{ m} < 7,2 \text{ m}$$

De tweede-orde berekening kan achterwege blijven.

b. Toetsing van de doorsnede

We toetsen de snede met het grootste optredende moment, dus de snede onder de vloer.

$$M_{d \text{ wand onder}} = 6,52 \text{ kNm/m}$$

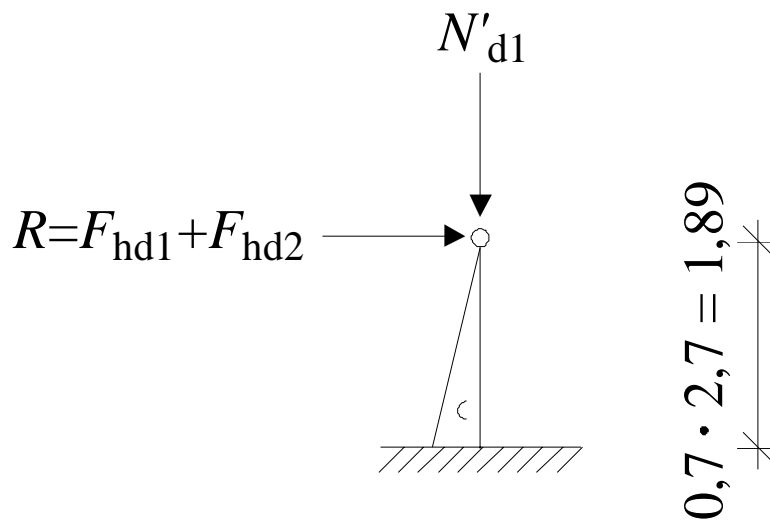
$$N'_{d \text{ min}} = 112,82 \text{ kN/m}$$

$$M_u = N'_d \cdot \left(\frac{1}{2} h - \frac{7}{18} x_u \right)$$

$$x_u = \frac{112,82 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 15 \cdot 1000} = 10,0 \text{ mm}$$

$$M_u = 112,82 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 0,230 - \frac{7}{18} \cdot 0,010 \right) = 12,53 \text{ kNm/m} > 6,52 \text{ kNm/m, akkoord.}$$

Kruisje 3 (fig. 21.12). Toetsen van de snede direct boven de begane-grondvloer.



a. *Krachtsverdeling*

Belastingen:

$R = 4,83 \text{ kN/m}$ (zie kruisje 2).

$$M_{d \text{ wand boven}} = 4,83 \cdot 1,89 = 9,1 \text{ kNm/m}$$

Toets of een tweede-orde berekening achterwege kan blijven.

$$N_{d2 \text{ max}} = 1,2 \cdot G_{\text{rep}} + 1,3 Q_m = 1,2 \cdot (125,35 + 5,52 \cdot 0,81) + 1,3 \cdot 4,62 \cdot 2 = 167,78 \text{ kN/m}$$

$$N_{d2 \text{ min}} = 0,9 \cdot G_{\text{rep}} = 0,9 \cdot 129,81 = 116,83 \text{ kN/m}$$

$$(EI)_{dw} = 8449 \text{ kNm}^2$$

$$l_c \leq \sqrt{\frac{8449}{167,78}} = 7,1 \text{ m}$$

$C = 4000 \text{ kNm}$ (de minimaal aanwezige waarde).

$$\rho = \frac{4000 \cdot 1,89}{8449} = 0,89$$

$$l_c = 1,89 \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{0,89}} = 7,3 \text{ m} > 7,1 \text{ m}$$

Een tweede-orde berekening is noodzakelijk!

Berekening tweede-orde effect:

$$e_t = (e_0 + e_c) \xi \ll e_0$$

waarin:

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} = \frac{9,1}{116,83} = 0,078 \text{ m} = 78 \text{ mm} \geq \frac{l}{300} = 6,3 \text{ mm} \ll 10 \text{ mm};$$

e_c is de toeslagexcentriciteit, de kleinste waarde van (tabel 21.2):

$$e_c = 18 \cdot h \cdot \psi \left(\frac{l}{100 h} \right)^2 = 18 \cdot 230 \cdot 1 \left(\frac{1890}{100 \cdot 230} \right)^2 = 28 \text{ mm}$$

en

$$e_c = 12 [1,5 \cdot h + e_0 (4\psi - 3)] \cdot \left(\frac{l}{100 h} \right)^2 = 12 [1,5 \cdot 230 + 78 (4 - 3)] \cdot \left(\frac{1890}{100 \cdot 230} \right)^2$$

= 34,3 mm, zodat maatgevend wordt:

$$e_c = 28 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{C}{C - N_d l} = \frac{4000}{4000 - 116,83 \cdot 1,89} = 1,058$$

$$e_t = (78 + 28) 1,058 = 112,15 \text{ mm} \ll e_0 = 78 \text{ mm}$$

$$\text{Het tweede-orde effect is } \frac{e_t}{e_0} = \frac{112,15}{78} = 1,43 \text{ (43\%)}$$

$$M_{d \text{ eind}} = 1,43 \cdot 9,1 = 13,0 \text{ kNm/m}$$

b. Toetsing van de doorsnede

$$M_{d \text{ wand}} = 13,0 \text{ kNm/m}$$

$$N_{d \text{ min}} = 116,83 \text{ kN/m}$$

$$M_u = N_d \left(\frac{1}{2} h - \frac{7}{18} x_u \right)$$

$$x_u = 116,83 \cdot 10^3 / 0,75 \cdot 15 \cdot 1000 = 10,4 \text{ mm}$$

$$M_u = 116,32 \left(\frac{1}{2} \cdot 0,230 - \frac{7}{18} \cdot 0,010 \right) = 13,0 \text{ kNm} \geq 13,0 \text{ kNm, akkoord.}$$

Conclusie: het raamwerk is stabiel.