CONCEPTUEEL ONTWERPEN MET METSELWERK

EUROCODE 6:

ontwerp en berekening van constructies van metselwerk

HORIZONTAAL IN HET VLAK BELASTE WANDEN

Maart 2019

Prof. Ir-arch. D.R.W. Martens

CBAM bvba - Zingem

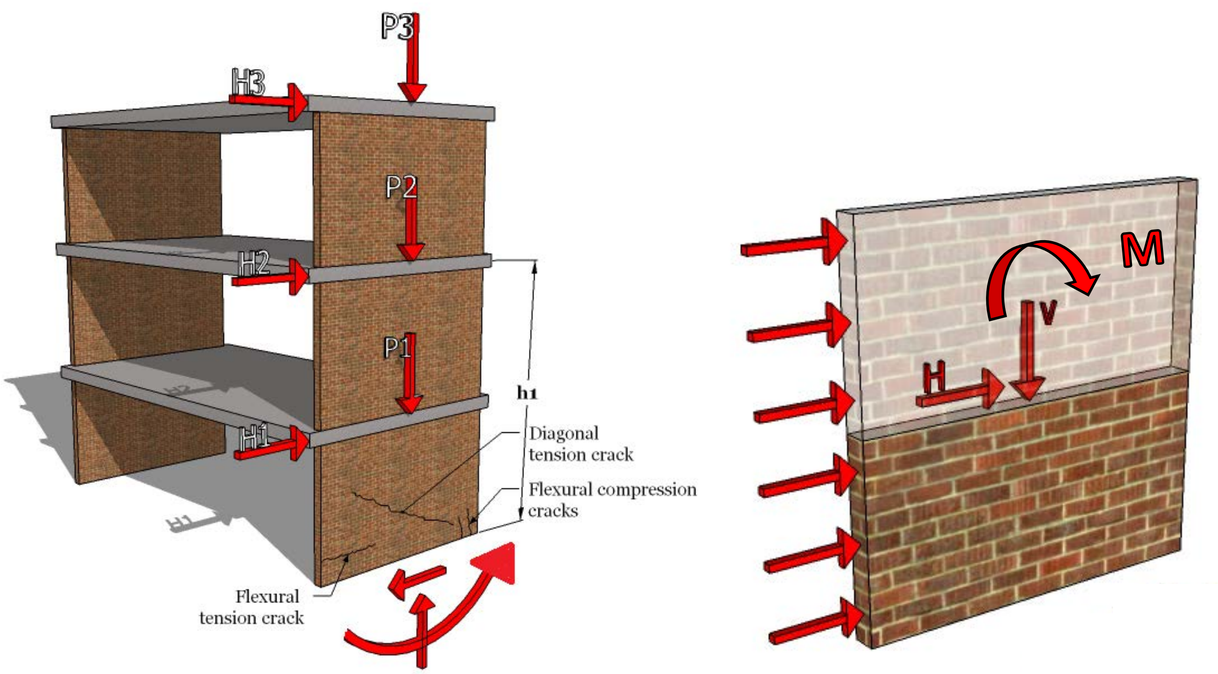
1. Eerste-orde belastingen op stabiliteitswanden

Stabiliteitswanden worden belast door een combinatie van verticale en horizontale belastingen in het vlak van de wand. De wringende momenten die worden gegenereerd door de rotatie van de vloerplaten bij excentrische horizontale belasting zijn meestal verwaarloosbaar bij rechthoekige stabiliteitswanden en stabiliteitswanden met open doorsnede. Bij gesloten doorsneden (kokervormige stabiliteits-elementen) spelen de wringende momenten wel een belangrijke rol.

De verticale belasting op de stabiliteitswanden wordt bepaald door het eigen gewicht van de wand en de belasting van de aanpalende vloerelementen. De verticale belasting op de wand neemt meestal lineair toe van de top tot aan de voet van de wand.

De horizontale belasting is het gevolg van windbelasting, seismische belasting of laterale gronddruk in combinatie met de horizontale krachten afkomstig van de scheefstand van het gebouw. Door deze horizontale belasting worden buigende momenten en dwarskrachten opgewekt. Bij gelijkmatig verdeelde belasting neemt de dwarskracht lineair toe van de top tot de voet terwijl het buigend moment een kwadratische functie volgt.

Voor de sterktecontrole dient de meest kritische doorsnede met de meest nadelig belastingscombinatie te worden beschouwd.



Eerste-orde belasting op stabiliteitswanden

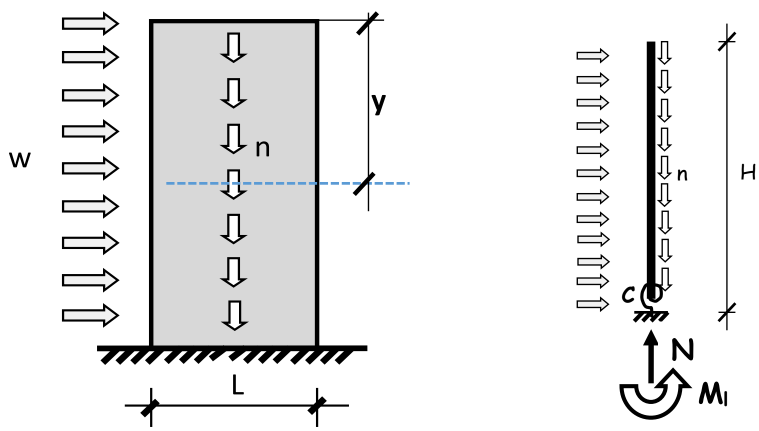
Indien de windbelasting w en de verticale belasting n gelijkmatig verdeeld zijn over de hoogte van de wand dan kunnen de normaalkracht, de dwarskracht en het buigend moment op een afstand y van de bovenzijde van de wand (zie onderstaande figuur) als volgt worden berekend:

$$N = n\ y$$

$$V = w\ y$$

$$M = \frac{w\ y^2}{2}$$

of $\quad M = \frac{w\ N^2}{2n^2}$



Spanningsresultanten op afstand y van de bovenzijde van de stabiliteitswand en statisch schema voor stabiliteitswand met verende inklemming in de fundering

De excentriciteit van de normaalkracht op een afstand y van de bovenzijde van de wand is dan gelijk aan:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{w\ y}{2\ n}$$

Indien de stabiliteitswand met totale hoogte H als een star lichaam wordt beschouwd, dient de excentriciteit aan de voet van de wand kleiner te zijn dan de helft van de wandlengte. De maximaal opneembare windbelasting w is dan gelijk aan:

$e = \frac{M}{N} = \frac{w\ H}{2\ n} \leq \frac{L}{2}$ $\qquad$ of $\qquad w \leq \frac{n\ L}{H}$

Merk op dat bij de berekening van de laterale belasting opr de stabiliteitswanden ook rekening moet worden gehouden met de invloed van de scheefstand van het gebouw (eigen gewicht stabiliteitswand en aanpendelende kolommen en wanden) en met de invloed van de al dan niet verende inklemming van de fundering (zie bovenstaande figuur). Dit laatste kan worden verwerkt in de veerconstante van de stabiliteitswand:

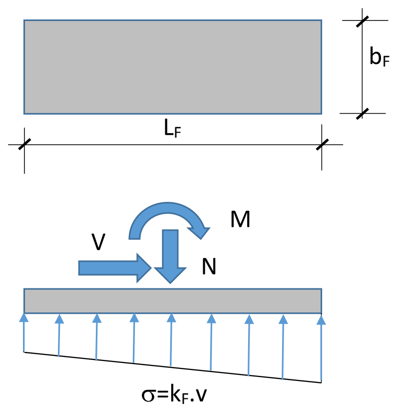
$$\Delta = \frac{Hh^3}{3EI} + \frac{H}{A_v}\frac{h}{G} + \frac{H\ h^2}{C}$$

met C de rotatieveerconstante van de fundering.

Hieruit volgt dat de veerconstante van de stabiliteitswand gelijk is aan:

$$k = \frac{H}{\Delta} = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{0{,}4A_vE} + \frac{h^2}{C}}$$

De berekening van de veerconstante van de fundering kan gebeuren door gebruik te maken van het principe van liggers op verende bedding met een veerconstante k_F ($\sigma = k_f.v$, waarbij v de zakking van de fundering voorstelt). Voor een funderingszool op staal met breedte b_F en lengte L_F en waarbij geen trekspanningen aanwezig zijn, is de hoekverdraaiing ten gevolge van het buigend moment gelijk aan:



Funderingszool op verende bedding

$$\theta = \frac{v_{\max}}{\frac{L_F}{2}} = \frac{\frac{\sigma_{\max}}{k_F}}{\frac{L_F}{2}} \qquad \text{met} \qquad \sigma_{M,\max} = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{b_F.L_F^2}{6}}$$

of $$\theta = \frac{M}{k_F \frac{b_F.L_F^3}{12}} = \frac{M}{k_F.I_F} \qquad \text{waaruit volgt:} \qquad C = \frac{M}{\theta} = k_F I_F$$

Bij de controle van de momentcapaciteit van de stabiliteitswanden kan de invloed van de rotatiestijfheid van de fundering in rekening worden gebracht door middel van een extra laterale belasting. Het buigend moment aan de voet van de stabiliteitswand is gelijk aan (rotatie van de fundering = scheefstand):

$$M = \frac{wH^2}{2} + \frac{M}{C} n \frac{H^2}{2} \qquad \text{of} \qquad M\left(1 - \frac{nH^2}{2C}\right) = \frac{wH^2}{2}$$

$$M = \frac{w}{\left(1 - \frac{nH^2}{2C}\right)} \frac{H^2}{2}$$

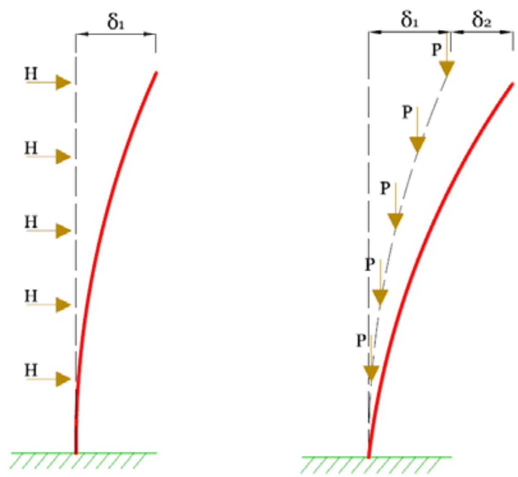
of rekening houdend met de scheefstand ν is de totale laterale belasting gelijk aan (w_o is de windbelasting):

$$w_{tot} = \frac{w_o + \nu \cdot n}{\left(1 - \frac{nH^2}{2C}\right)}$$

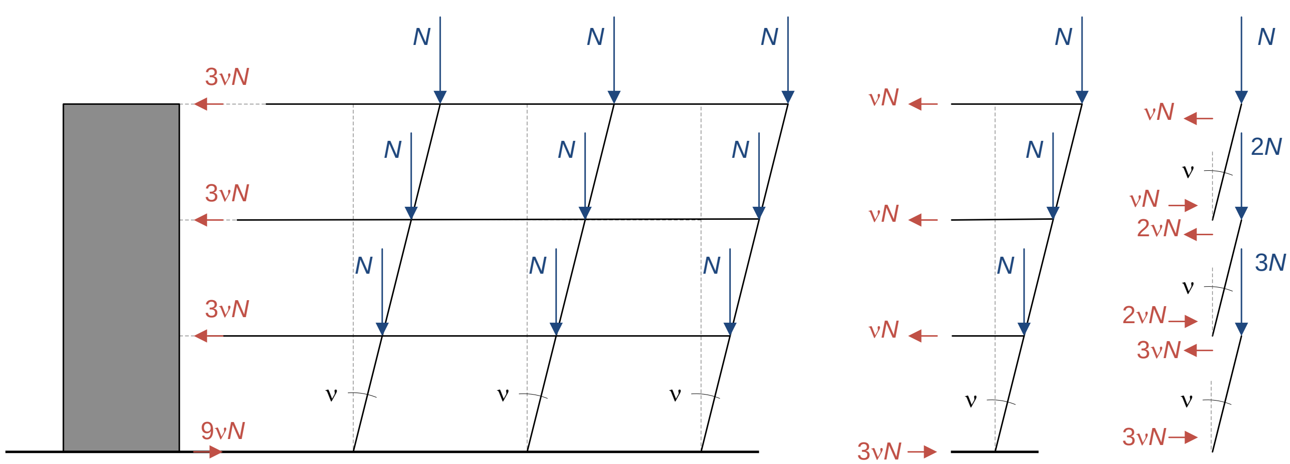
2. Tweede-orde belastingen op stabiliteitswanden

2.1 Tweede-orde effect bij buiging in het vlak

Wanneer stabiliteitswanden lateraal en axiaal worden belast, zullen door de horizontale vervorming van de wand tweede-orde momenten worden gegenereerd (zie onderstaande figuur).



Door de horizontale vervorming van de stabiliteitselementen zullen ook de aanpendelende kolommen schuin komen te staan, waardoor de axiale belasting op deze kolommen een bijdrage levert aan het tweede-orde effect op het stabiliteitselement (zie onderstaande figuur).



Tweede-orde effect door belasting op aanpendelende kolommen

Volgens art. 5.4 van EC6 dient geen rekening te worden gehouden met tweede-orde effecten indien is voldaan aan de volgende voorwaarde:

(2) Het beschouwen van de effecten van zijdelingse verplaatsingen van een constructie is niet noodzakelijk als de verticale stabiliserende elementen in de beschouwde buigingsrichting aan de voet van de constructie voldoen aan vergelijking (5.1):

$$h_{tot}\sqrt{\frac{N_{Ed}}{\Sigma EI}} \quad \leq 0{,}6 \qquad \text{voor} \quad n \geq 4$$

$$\leq 0{,}2 + 0{,}1n \qquad \text{voor} \quad 1 \leq n \leq 4$$

waarin:

h_{tot} is de totale hoogte van de constructie vanaf de bovenzijde van de fundering;

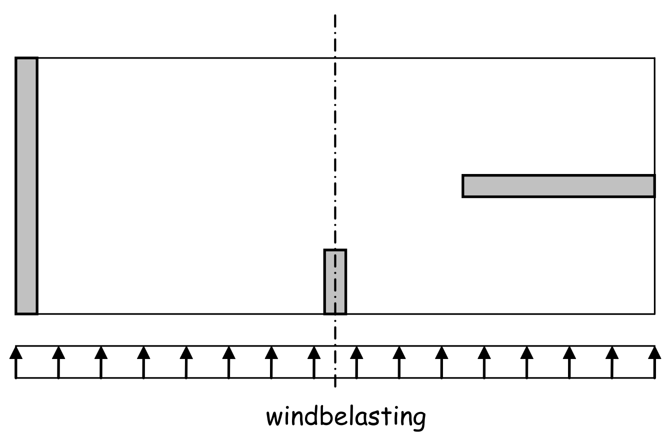
N_{Ed} is de rekenwaarde van de verticale belasting (aan de voet van de constructie);

ΣEI is de som van de buigstijfheiden van alle verticale stabiliserende elementen in de beschouwde richting;

OPMERKING Openingen in de verticale stabiliserende elementen kleiner dan 2 m^2 met een hoogte niet groter dan 0,6 h mogen zijn verwaarloosd.

n is het aantal bouwlagen.

Bij bepaalde configuraties van de stabiliteitswanden is bovenstaande regel niet veilig: zie bijvoorbeeld onderstaande figuur (geef aan waarom?).



Configuratie van de stabiliteitswanden waarbij formule (5.1) niet veilig is

Tevens dient te worden opgemerkt dat bij bovenstaande vergelijking geen rekening is gehouden met de invloed van de verende inklemming op de stijfheid van de stabiliteitswanden.

Voorbeeld (alle opgegeven belastingen zijn rekenwaarden):

Een gebouw met een totale hoogte van 20 m en drie symmetrisch geplaatste stabiliteitswanden met dikte 150 mm en lengte 2500 mm wordt elke wand belast door een totale windbelasting van 7,8 kN/m. De totale axiale belasting bedraagt 120 kN/m, waardoor de totale verticale belasting aan de voet van de constructie gelijk is aan 2400 kN. De E-modulus van het metselwerk is gelijk aan 3826 N/mm² en de druksterkte bedraagt 5 N/mm².

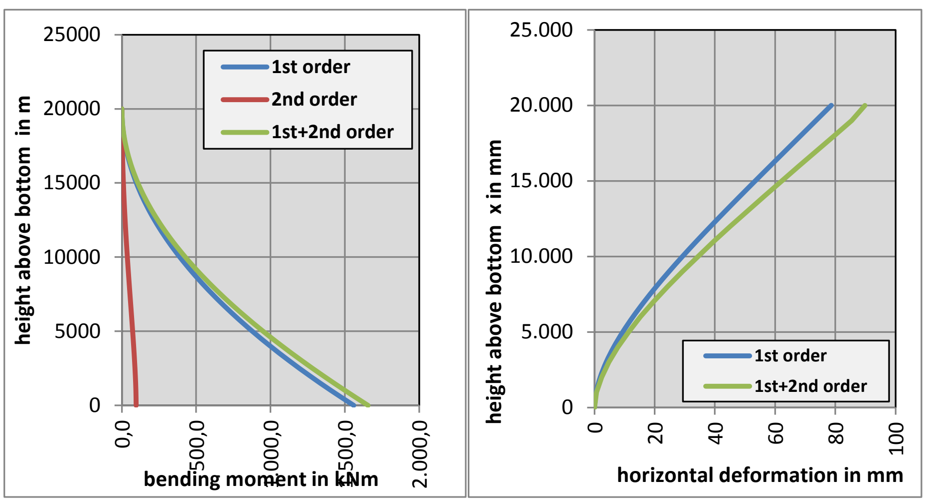
Het eerste-orde buigend moment aan de voet bedraagt 1560 kNm. Uit een numerieke berekening volgt dat de doorbuiging aan de top gelijk is aan **79 mm** en het tweede-orde buigend moment aan de voet gelijk is aan **96 kNm** of 6,2% van het eerste-orde moment. Aangezien het tweede-orde effect meer dan 5% bedraagt, kan dit niet worden verwaarloosd.

Merk op: de eerste-orde uitbuiging bij niet-gescheurde doorsnede is gelijk aan:

$$\Delta = \frac{7{,}8\ \ 20000^4}{8.3.\dfrac{150.\,2500^3}{12}} = 70 \text{ mm}$$

Het tweede-orde moment kan dan benaderend worden geschat als (ondergrens):

$$M_2 = 120kN/m.\ 20m\ .0{,}07m/2 = 84 \text{ kNm}$$



Resultaten van de numerieke berekening: buigende momenten en horizontale vervormingen

De berekening van de grootheid $h_{tot}\sqrt{\frac{N_{Ed}}{\Sigma EI}}$ gebeurt als volgt:

h_{tot} =20 000 mm
N_{Ed} =2 400 000 N
ΣEI =3 . 3826 . 150 . 2500³ /12 = 5,86 10^6 mm⁴ (3 wanden)
$h_{tot}\sqrt{\frac{N_{Ed}}{\Sigma EI}}$= 0,65

Aangezien n > 4, dient deze grootheid kleiner te zijn dan 0,6 om de tweede-orde effecten te mogen verwaarlozen, wat hier niet het geval is.

Indien de stabiliteitswanden 3000 mm lang zijn, is $h_{tot}\sqrt{\frac{N_{Ed}}{\Sigma EI}}$= 0,5 en bedraagt het tweede-orde moment 46 kNm of 3%, wat verwaarloosbaar is.

Voor het geval waarbij **wel rekening** moet worden gehouden met de invloed van de horizontale uitwijking, is in EC6 geen algemene rekenmethode opgenomen. Er wordt verwezen naar de rekenmethode in bijlage B van EC6 voor stabiliteitskernen (informatieve bijlage).

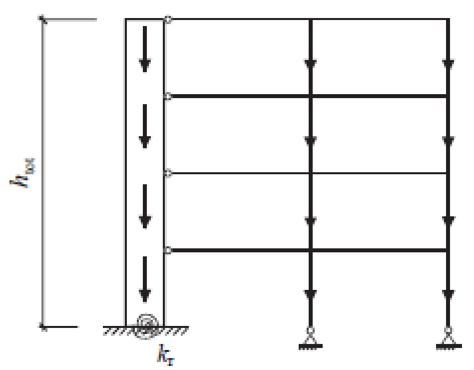
Hierbij wordt de totale excentriciteit van de stabiliteitskern inclusief tweede-orde effecten berekend met de volgende formule:

$$e_t = \xi \cdot \left(\frac{M_d}{N_{Ed}} + e_c \right)$$

waarin:

M_d: de rekenwaarde van het eerste-orde buigend moment aan de voet van de kern
N_{Ed}: de rekenwaarde van de verticale belasting aan de voet van de kern
e_c: de bijkomende excentriciteit door het tweede-orde effect
ξ: een vermenigvuldigingsfactor voor de rotatiestijfheid van de fundering

De bijkomende excentriciteit en vermenigvuldigingsfactor kunnen als volgt worden berekend:



$$\xi = \frac{k_r}{k_r - 0{,}5\, N_d \cdot h_{tot} \cdot \frac{Q_d}{N_d}}$$

$$e_c = \frac{Q_d}{N_d} \cdot 4{,}5\, d_c \cdot \left(\frac{h_{tot}}{100\, d_c} \right)^2$$

waarin:

k_r: de rotatiestijfheid van de verende inklemming in Nmm/rad
h_{tot}: de totale hoogte van de kern in mm
d_c: de grootste afmeting van de doorsnede van de kern in de buigrichting in mm
N_d: de rekenwaarde van de verticale kracht aan de voet van de kern in N
Q_d: de rekenwaarde van de totale verticale belasting in het deel van het gebouw waarvan de stabiliteit door de beschouwde kern is verzeker in N.

Deze rekenmethode levert evenwel te conservatieve resultaten op en zal in bij de herziening van EC6 wellicht worden vervangen door een nieuwe rekenmethode.

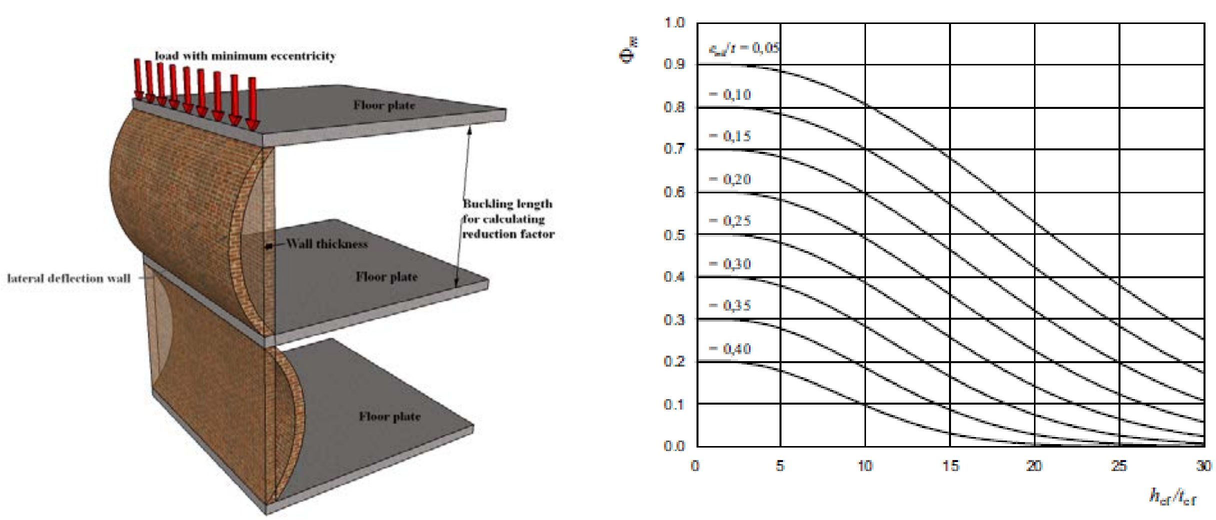
Bij de controle van de momentcapaciteit wordt zal dieper worden ingegaan op het tweede-orde effect in het vlak van individuele stabiliteitswanden.

2.2 Tweede-orde effect bij buiging uit het vlak

Stabiliteitswanden worden niet alleen beïnvloed door tweede-orde effecten in het vlak maar ook uit het vlak van de wand als gevolg van excentriciteiten in laterale richting (zie onderstaande figuur). In EC6 is hiervoor geen expliciet voorschrift opgenomen.

Om rekening te houden met het tweede-orde effect uit het vlak kan de volgende werkwijze worden gehanteerd. Als excentriciteit kan een waarde worden aangenomen die gelijk is aan de **grootste waarde van 0,05 t en h/450**, waarbij h gelijk is aan de hoogte tussen de vloerplaten en t de dikte van de stabiliteitswand.

Met deze excentriciteit en een slankheid h/t kan de **reductiefactor ϕ** worden berekend met de formules of de grafieken uit bijlage G van EC6 (zie onderstaande figuur).



Principe van tweede-orde effect uit het vlak en grafiek voor de berekening van de reductiefactor ϕ

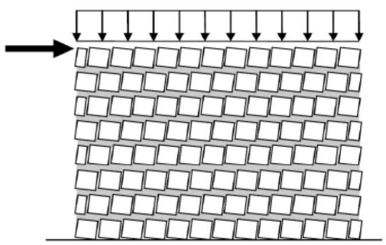
Door de druksterkte van het metselwerk f_d te vermenigvuldigen met de reductiefactor ϕ in de berekening van de capaciteit van de stabiliteitswand, wordt het tweede-orde effect uit het vlak van de stabiliteitswand verdisconteerd.

3. Capaciteit van ongewapende stabiliteitswanden

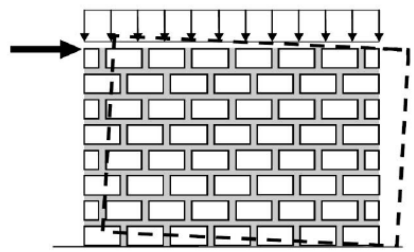
3.1 Bezwijkvormen bij stabiliteitswanden

Wanneer een wand in ongewapend metselwerk wordt onderworpen aan een dwarskracht en een normaalspanning aan de bovenzijde van de wand, zijn de volgende bezwijkpatronen mogelijk bij een stabiliteitswand (zie onderstaande figuren):

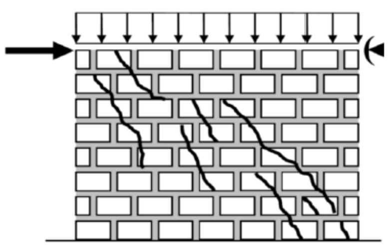
a. Kantelen van de stenen (overschrijding treksterkte)
b. Overschrijding van de wrijvingsweerstand in de lintvoegen
c. Overschrijding van de treksterkte van de stenen (diagonale splijtwerking)
d. Overschrijding van de druksterkte van het metselwerk



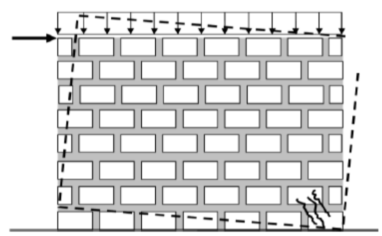
a. Kantelen van de stenen



b. overschrijding wrijvingsweerstand

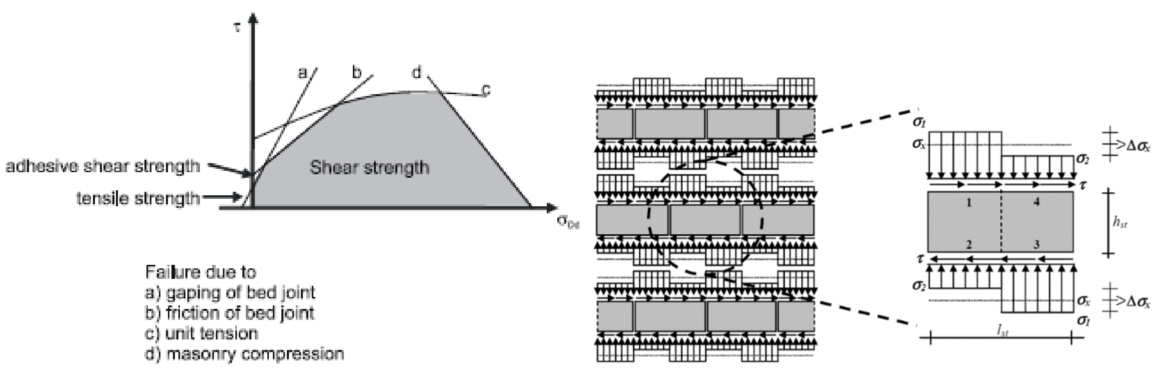


c. Overschrijding treksterkte stenen



d. overschrijding druksterkte metselwerk

Op basis van deze bezwijkfenomenen is het Mann-Müller model ontwikkeld waarbij het optreden van het ene of andere bezwijkpatroon afhankelijk is van de normaalspanningen loodrecht op de lintvoegen (zie onderstaande figuur).



Mann-Müller model

De rotatie-evenwichtsvergelijking voor een steen belast door een schuifspanning en de normaalkrachten σ_1 en σ_2, luidt als volgt (zie bovenstaande figuur, drukspanningen zijn negatief, trekspanningen positief):

$$\tau \,.\, l_{st}\frac{h_{st}}{2}.2 = \Delta\sigma_x.\frac{l_{st}}{2}.\frac{l_{st}}{4}.4$$

$$\Delta\sigma_x = 2.\tau\frac{h_{st}}{l_{st}}$$

waaruit

$$\sigma_1 = \sigma_x - 2\tau\frac{h_{st}}{l_{st}} \qquad \text{en} \qquad \sigma_2 = \sigma_x + 2\tau\frac{h_{st}}{l_{st}}$$

$$\tau = (\sigma_x - \sigma_1)\frac{l_{st}}{2\ h_{st}} \qquad \text{en} \qquad \tau = (\sigma_2 - \sigma_x)\frac{l_{st}}{2\ h_{st}}$$

De bezwijktoestanden kunnen dan als volgt worden beschreven:

a. Kantelen van de stenen (treksterkte σ_1 = hechtsterkte f_{x1}):

$$\tau \leq (f_{x1} - \sigma_x)\frac{l_{st}}{2\ h_{st}}$$

met l_s: de lengte van de steen
h_s: de hoogte van de steen
σ_x: de gemiddelde waarde van de normaalspanning

b. Overschrijding van de wrijvingsweerstand (Mohr-Coulomb criterium):

$$\tau \leq f_{vo} - \mu\ \sigma_2$$

Of rekening houdend met de evenwichtsvergelijking

$$\tau \leq \frac{f_{vo} - \mu\ \sigma_x}{1 + \mu\dfrac{2\ h_{st}}{l_{st}}}$$

met f_{vo}: de initiële schuifsterkte (hechtsterkte)
μ: de wrijvingscoëfficiënt
σ_2: de kleinste waarde van de normaalspanning
σ_x: de gemiddelde waarde van de normaalspanning

c. Diagonale splijting van het stenen (op basis van de elasticiteitstheorie bij bi-axiale druk):

$$\tau \leq f_{v,S} = \frac{1}{2{,}3}\cdot f_{bt}\cdot\sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_{bt}}}$$

met f_{bt}: de treksterkte van de steen

d. In het geval waarbij een grote normaalspanning aanwezig is, kan bezwijken door overschrijding van de druksterkte optreden (σ_1 = -f met f de absolute waarde van de druksterkte):

$$\tau = (f + \sigma_x)\frac{l_{st}}{2\ h_{st}}$$

3.2 Bezwijken door overschrijding treksterkte

In EC6 wordt dit bezwijkpatroon niet beschouwd.

3.3 Bezwijken door overschrijding van wrijvingsweerstand of van diagonale splijtsterkte

In EC6 worden de bezwijkvormen door overschrijding van de wrijvingsweerstand of overschrijding van de diagonale splijtsterkte in één formule samengevat:

$$V_{Sd} < V_{Rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \frac{l_c}{\gamma_M}$$

met:

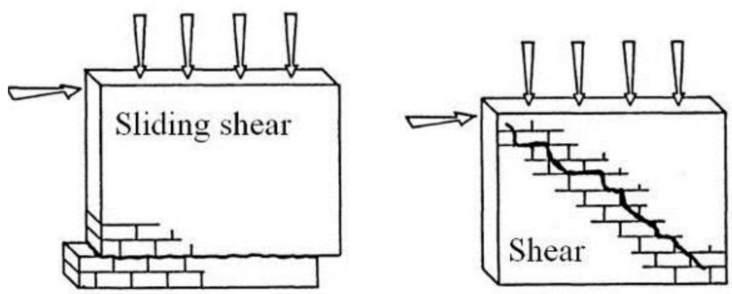
f_{vk} = de karakteristieke schuifsterkte van het metselwerk rekening houdend met de aanwezige normaalkrachten

t = de dikte van de wand

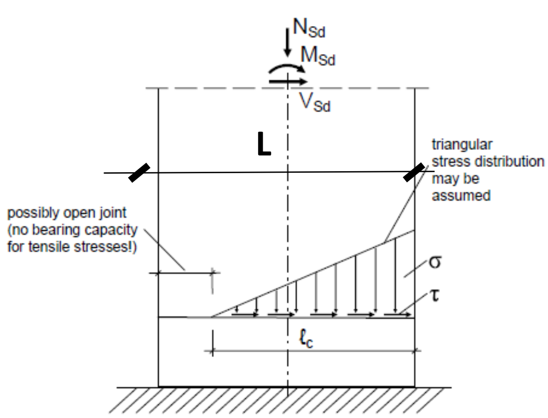
l_c = de lengte van de gedrukte zone

γ_M = de materiaalfactor

De hoogte van de gedrukte zone mag worden berekend in de veronderstelling dat de normaalspanningsverdeling in de doorsnede lineair verloopt (zie onderstaande figuur).



Bezwijken door overschrijding van de wrijvingsweerstand en overschrijding van de diagonale treksterkte van het metselwerk



$$l_c = 3\left(\frac{L}{2} - \frac{M}{N}\right)$$

Bepaling van de lengte van de gedrukte zone bij lineair elastisch gedrag

Eurocode 6, in combinatie met de Belgische nationale bijlage, bepaalt dat de karakteristieke schuifsterkte van metselwerk f_{vk} moet worden bepaald uit proeven op metselwerk proefstukken of door middel van toepassing van de volgende vergelijkingen:

$f_{vk} = f_{vko} + 0{,}4\ \sigma_d \leq 0{,}065 f_b$ voor metselwerk met gevulde stootvoegen

$f_{vk} = 0.5 f_{vko} + 0{,}4\ \sigma_d \leq 0{,}045 f_b$ voor metselwerk met open stootvoegen

$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vko} + 0{,}4\ \sigma_d$ voor metselwerk met gedeeltelijke lintvoegvulling (g is de som van de breedte van de mortelrupsen en t is de breedte van het metselwerk)

met:

f_{vko} = de karakteristieke schuifsterkte van het metselwerk zonder normaalkrachten

σ_d = de rekenwaarde van de normaalspanningen loodrecht op het afschuifvlak

f_b = de genormaliseerde druksterkte van het metselwerk

De vermelde limietwaarden stemmen overeen de schuifsterkte bij diagonaal splijten van de stenen.

De waarde van de **initiële schuifsterkte f_{vko}** die in de vergelijkingen moet worden ingevuld, dient te worden bepaald op basis van proeven conform EN 1052-3 (metselwerk zonder dpc) of EN 1052-4 (metselwerk met dpc) of door tabel 3.4 in EC6.

Tabel 3.4 — Waarden van de initiële schuifsterkte van metselwerk, f_{vko}

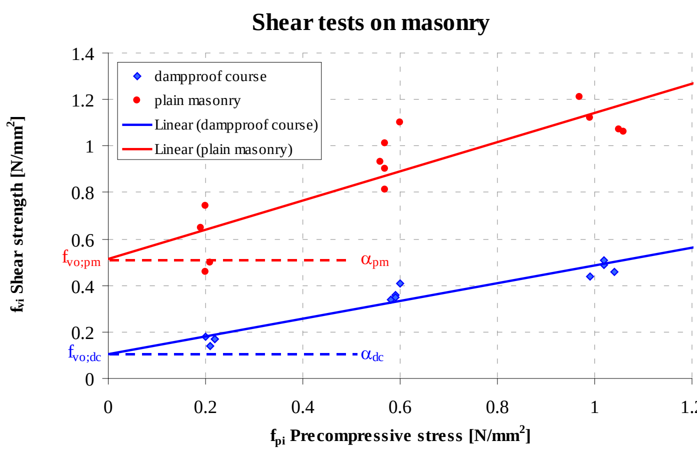
Metselstenen	f_{vko} (N/mm^2)			
	Mortel voor algemene toepassing met de gegeven sterkteklasse		Lijmmortel (lintvoeg ≥ 0,5 mm en ≤ 3 mm)	Lichtgewicht-mortel
Baksteen	M10 - M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 - M9	0,20		
	M1 - M2	0,10		
Kalkzandsteen	M10 - M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 - M9	0,15		
	M1 - M2	0,10		
Betonsteen	M10 - M20	0,20	0,30	0,15
Cellenbeton	M2,5 - M9	0,15		
Speciaalbeton en gehouwen natuursteen	M1 - M2	0,10		

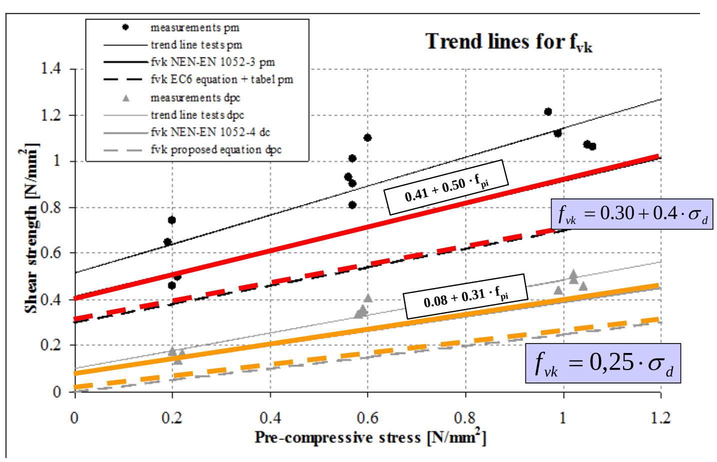
Voor metselwerk met dpc-folie zijn evenwel geen waarden opgenomen in tabel 3.4. In dit geval is de ontwerper genoodzaakt om proeven te laten uitvoeren of om $f_{vko} = 0$ te nemen als conservatieve aanname. Uit proeven die aan de TU Eindhoven en andere universiteiten werden uitgevoerd blijkt dat de initiële hechtsterkte bij toepassing van dpc-folies beduidend lager is dan de tabelwaarden (zie onderstaande figuur).

De waarde van de **wrijvingscoëfficiënt µ** is in EC6 gelijk gesteld aan 0,4. Hierbij dient te worden opgemerkt dat dit enkel van toepassing is voor metselwerk waarbij geen dpc-folie is aangebracht. Voor metselwerk met dpc-folie is de wrijvingscoëfficiënt afhankelijk van het type dpc-folie dat is toegepast.

Schuifproeven op muurtjes met dpc-folie die op de TU Eindhoven werden uitgevoerd, hebben aangetoond dat de wrijvingscoëfficiënt meestal lager is dan 0,3 terwijl de experimenteel bepaalde wrijvingscoëfficiënt bij metselwerk zonder dpc-folie ongeveer 0,6 tot 0,7 bedraagt (zie onderstaande figuren).

dpc-folie aan de voet van een stabiliteitswand

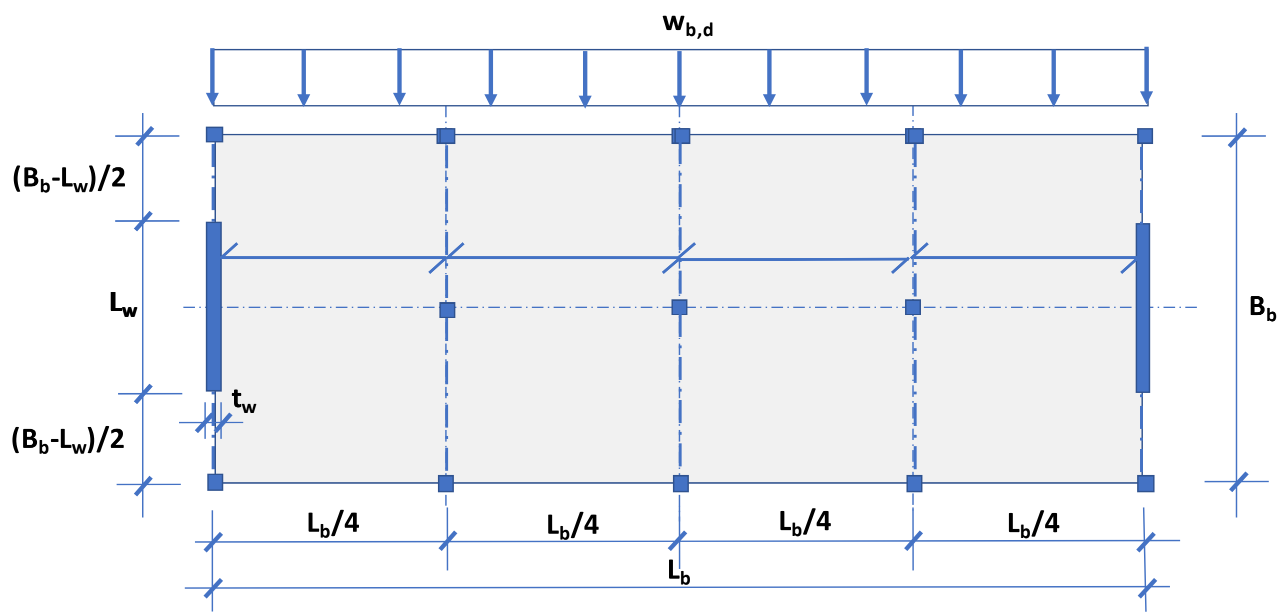




Resultaten van schuifproeven op muurtjes met en zonder dpc-folie

Aangezien de axiale belasting aan de bovenzijde van de wand het kleinst is, is deze doorsnede het meest kritisch voor bezwijken door overschrijding van de wrijvingsweerstand. Overschrijding van de diagonale treksterkte van het metselwerk is het meest kritisch aan de voet van de stabiliteitswand.

Voorbeeld



Geometrische gegevens:

Lengte van het gebouw L_b = 18 000 mm
Breedte van het gebouw B_b = 10 000 mm
Lengte van de wand L_w = 6000 mm
Dikte van de wand t_w = 300 mm
Hoogte van de bouwlagen h_{st} = 3600 mm

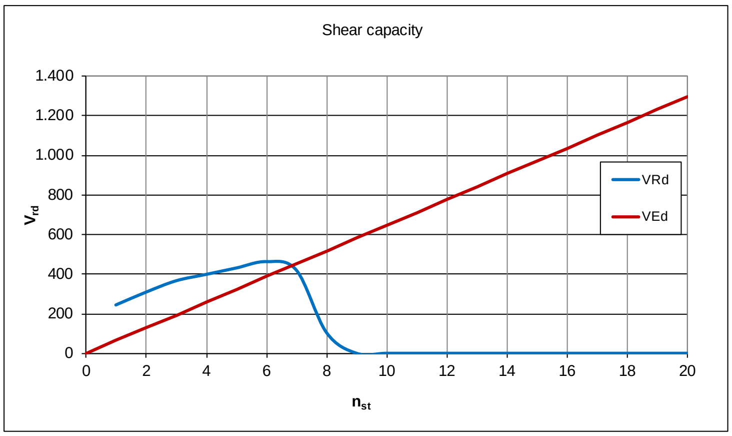
Materiaaleigenschappen:

Karakteristieke druksterkte steen f_b = 30 N/mm²
Karakteristieke waarde van de initiële schuifsterkte f_{vk0} = 0,2 N/mm²
Materiaalfactor γ_M = 2,0

Acties:

Windbelasting op het gebouw $w_{b,d}$ = 2,0 kN/m²
Laterale belasting op de stabiliteitswanden **w_d = 18 kN/m**
Rekenwaarde van de vloerbelasting $g_d + q_d$ = 11 kN/m²
Eigen gewicht stabiliteitswand g_w = 0,3 m . 6,0 m . 20 kN/m³ = 36 kN/m
Verdeelde normaalkracht **n =** (11 kN/m² . 18 m/8 . 8 m)/3,6m + 36 kN/m) = **90 kN/m** (afgerond)

Maximale wandhoogte:
Aan de voet van de stabiliteitswand is de dwarskracht evenredig met de hoogte van de wand en dus ook evenredig met het aantal bouwlagen n:
$V_{Sd} = w_d\ h_{st}\ n_{st}$
De dwarskrachtcapaciteit wordt berekend met de vergelijking
$V_{Rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \dfrac{l_c}{\gamma_M}$
In onderstaande grafiek zijn de waarden van VSd en VRd weergegeven voor verschillende waarden van het aantal bouwlagen n_{st}.



Uit deze grafiek volgt dat op basis van de dwarskrachtcapaciteit van de doorsnede **6 bouwlagen** kunnen worden gerealiseerd.

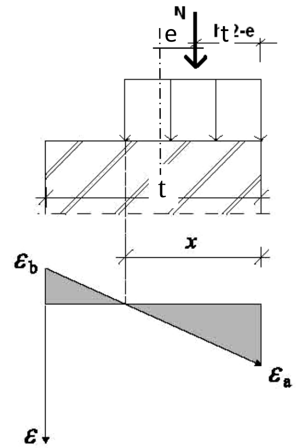
3.4 Bezwijken door overschrijding momentcapaciteit

Aangezien het buigend moment het grootst is aan de onderzijde van de stabiliteitswand, dient de momentcapaciteit aan de onderzijde van de wand te worden gecontroleerd.

In EC6 is niet expliciet vermeld hoe de controle van de momentcapaciteit van stabiliteitswanden moet worden uitgevoerd. Bij de herziening van EC6 zal hiervoor wellicht wel een clausule worden opgenomen.

3.4.1. Rechthoekige doorsneden

Voor een rechthoekige doorsnede dient de controle van de momentcapaciteit te gebeuren op basis van de principes art. 6.1.2, waarbij de invloed van een excentrische axiale belasting (= normaalkracht + buigend moment) in rekening wordt gebracht door een reductiefactor $\phi = 1 - 2\dfrac{e}{t}$ toe te passen (principe van controle aan de top en de voet van een wand). De bepaling van deze reductiefactor is gebaseerd op het principe van het spanningsblok (rechthoekig σ–ε–diagram, enkel geldig voor groep 1 stenen).



Spanning- en rekverdeling bij spanningsblok principe

In de uiterste grenstoestand geldt:

$$N_{Rd} = b \cdot 2 \cdot \left(\frac{t}{2} - e\right) \cdot f_d = \left(1 - 2\frac{e}{t}\right) \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$$M_{Rd} = N_{Rd} \, . e$$

waaruit volgt dat:

$$\phi = 1 - 2 \cdot \frac{e}{t}$$

Door eliminatie van de excentriciteit e uit bovenstaande vergelijkingen kan de volgende interactievergelijking (relatie tussen N en M) worden afgeleid:

$$N_{Rd} = b \cdot 2 \cdot \left(\frac{t}{2} - \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}\right) \cdot f_d \quad \text{of}$$

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot \left(\frac{t}{2} - \frac{1}{2}\frac{N_{Rd}}{b \cdot f_d}\right) = -0{,}5\frac{N_{Rd}^2}{b \cdot f_d} + 0{,}5 \cdot N_{Rd} \cdot t$$

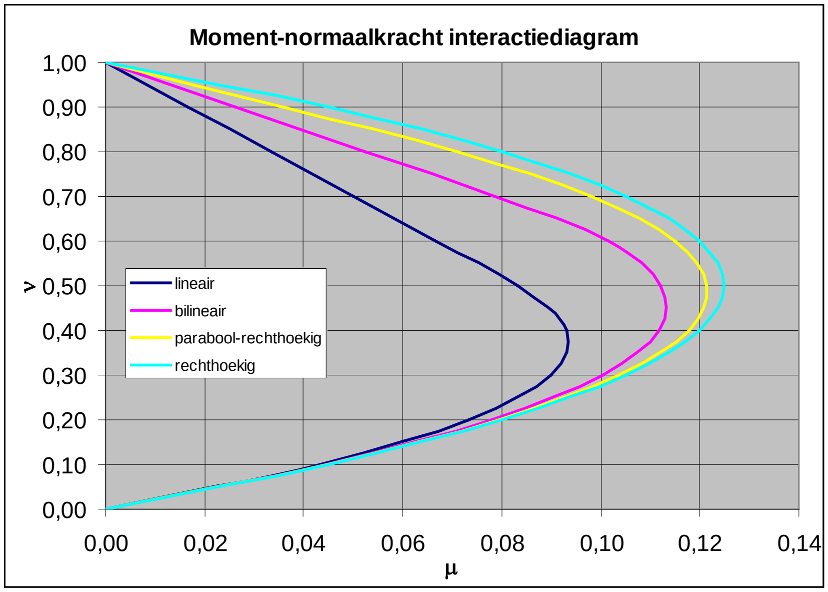
Deze vergelijking kan worden omgevormd in de volgende dimensieloze grootheden:

Genormeerde normaalkracht: $\nu = \dfrac{N_d}{b \cdot t \cdot f_d}$

Genormeerd buigend moment: $\mu = \dfrac{M_d}{b \cdot t^2 \cdot f_d}$

$$\mu = -0{,}5 \cdot \nu^2 + 0{,}5 \cdot \nu$$

Deze interactievergelijking (rechthoekig diagram) is in onderstaande figuur grafisch weergegeven samen met de interactiediagrammen die overeenstemmen met respectievelijk lineair elastisch gedrag, een bilineair en een parabool-rechthoekig σ–ε–diagram.



Interactiediagrammen voor verschillende σ–ε-diagrammen

Op basis van het interactiediagram kan de controle van de momentcapaciteit als volgt worden uitgevoerd:

- Bereken de normaalkracht aan de voet van de stabiliteitswand ν
- Bereken met deze normaalkracht het maximaal opneembaar moment μ_{max} door toepassing van bovenstaande formule of via bovenvermelde interactiediagrammen (voor groep 2 en 3 stenen wordt aanbevolen om het interactiediagram bij lineair diagram toe te passen).

Voorbeeld:

Geometrie:

Lengte van de stabiliteitswand l_w = 6000 mm
Dikte van de wand t_w = 300 mm
Hoogte van de bouwlagen h_{st} = 3600 mm

Materiaaleigenschappen:

Karakteristieke druksterkte metselwerk f_k = 9,0 N/mm²
Materiaalfactor γ_M = 2,0
Rekenwaarde druksterkte metselwerk f_d = 4,5 N/mm² (rekening houdend met de reductie voor het tweede-orde effect voor uitbuiging uit het vlak tussen twee bouwlagen met hoogte 3600 mm).

Acties:

Laterale belasting w_d = 18 kN/m
Verdeelde normaalkracht n = 90 kN/m

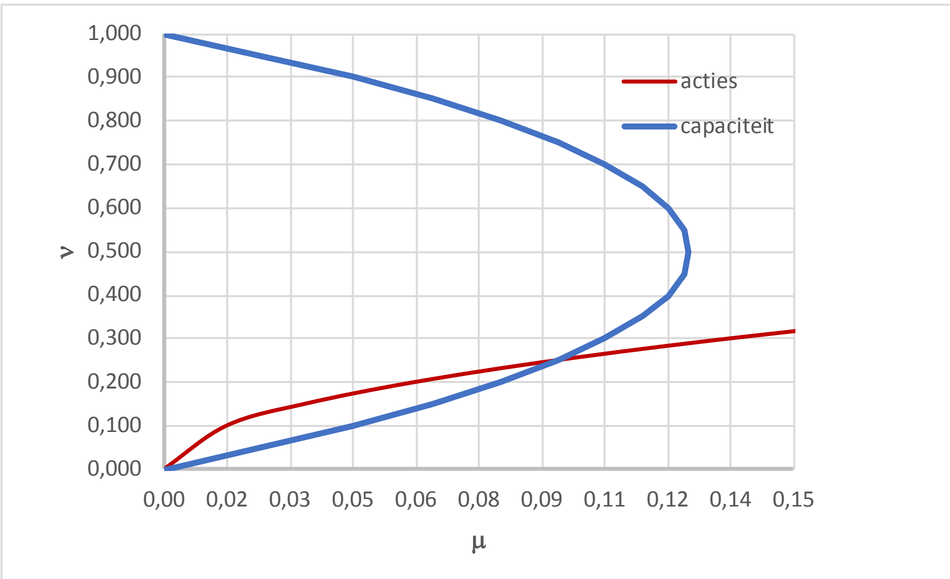
Maximale wandhoogte:

Voor een windbelasting w en een verdeelde normaalkracht n geldt: $M = \frac{w\ N^2}{2n^2}$

of in dimensieloze grootheden: $\mu = \frac{w.\nu^2}{2.n^2}\ t.f_d$

waaruit volgt dat voor de gegevens van het voorbeeld $\boldsymbol{\mu = 1{,}5\ \nu^2}$

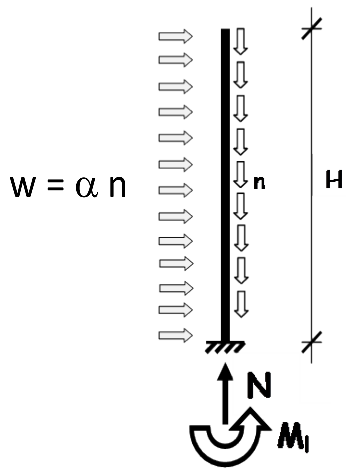
Uit het interactiediagram met een rechthoekig σ–ε-diagram volgt dat de maximale waarde van ν = 0,25 wat overeenstemt met een normaalkracht
N = 0,25 . 300mm . 6000mm . 4,5 N/mm² = 2 025 000 N = 2 025 kN.



Dit betekent dat de stabiliteitswand ten hoogste 2 025 kN/90 kN/m = **22,5 m** kan bedragen of dat 22,5/3,6 = 6,25 of afgerond **6 bouwlagen** kunnen worden gerealiseerd.

Om de **invloed van het tweede-orde effec**t te evalueren is het nuttig om de laterale belasting te definiëren als een fractie van de verticale belasting: **w = α n**.

Aangezien de normaalkracht en het buigend moment afhankelijk zijn van de hoogte H en de momentcapaciteit afhankelijk is van de lengte L van de stabiliteitswand, kan een eerste-orde ontwerpgrafiek worden opgesteld voor een stabiliteitswand die wordt belast door een gelijkmatig verdeelde verticale belasting n en een gelijkmatig verdeelde horizontale belasting w = α . n zoals aangeduid in onderstaande tekening.



Belastingsschema stabiliteitswand

Aan de voet van de stabiliteitswand zijn de eerste-orde spanningsresultanten gelijk aan (zie bovenstaande figuur):

$$N = n\,H$$

$$V = w\,H = \alpha\,n\,H$$

$$M = \frac{w\,H^2}{2} = \frac{\alpha\,n\,H^2}{2}$$

Herschikken van de vergelijking voor de axiale belasting in dimensieloze grootheden levert:

$$\nu = \frac{n\,H}{L\,t\,f_d}$$

waaruit

$$n \cdot H = \nu\,L\,t\,f_d$$

$$M_0 = \frac{\alpha\,n\,H^2}{2} \leq M_u$$

of in dimensieloze grootheden

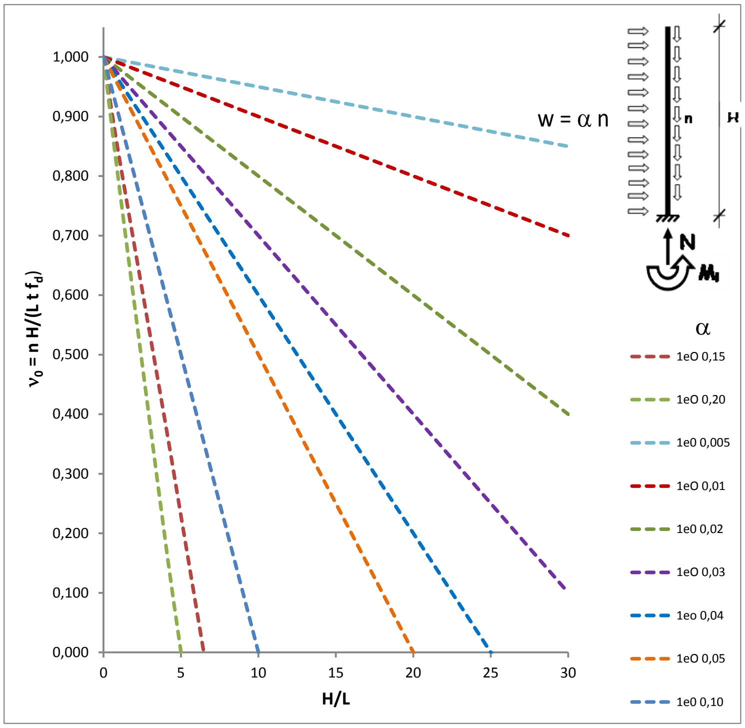
$$\mu = \frac{\alpha\,n\,H^2}{2 \cdot t \cdot L^2 \cdot f_d} \leq -0{,}5\nu^2 + 0{,}5\nu \qquad \text{met} \qquad n \cdot H = \nu\,L\,t\,f_d$$

of $\quad \mu = \dfrac{\alpha\,\nu\,H}{2L} \leq -0{,}5\nu^2 + 0{,}5\nu$

waaruit volgt:

$$\nu \leq 1 - \alpha \frac{H}{L} \qquad \text{of} \qquad H \leq \frac{L\,t\,fd}{n + \alpha\,t\,fd}$$

Deze ontwerpvergelijking is in onderstaande figuur grafisch weergegeven.



Ontwerpgrafiek eerste-orde momentcapaciteit stabiliteitswanden

Uit deze ontwerpgrafiek is af te leiden dat voor relatief kleine slankheden H/L de maximale normaalkracht aan de voet van de stabiliteitswand vrij klein zal zijn, wat erop wijst dat voor kleine slankheden de invloed van het tweede-orde effect beperkt zal zijn.

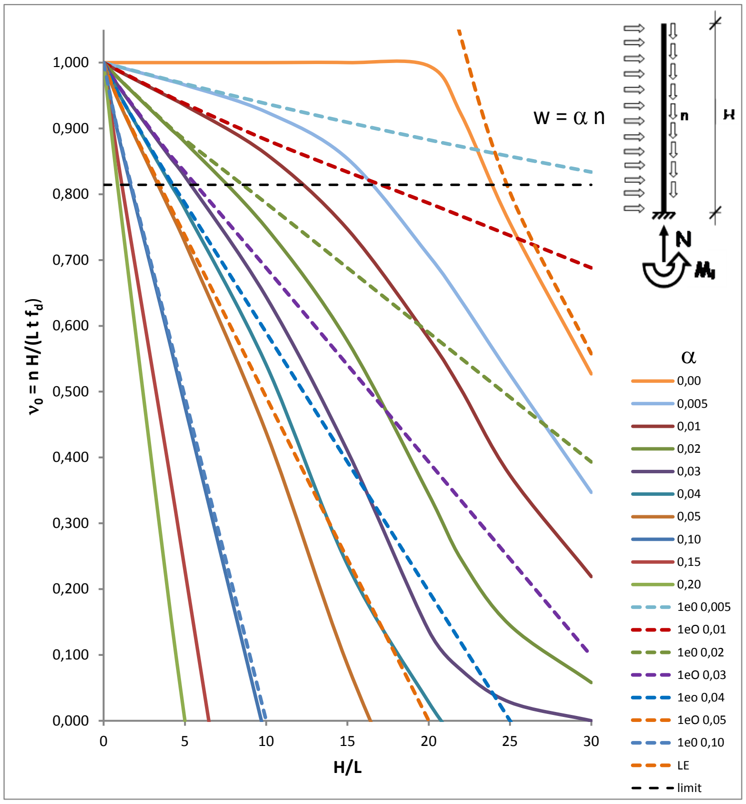
Voor de gegevens van het voorbeeld is α = 0,2. Hieruit volgt dat $H \leq \frac{L\,t\,fd}{n+\,\alpha\,t\,fd}$ = 22,5 m.

Indien de laterale belasting w = 0, dan kan de knikbelasting van de stabiliteitswand worden berekend uitgaande van een niet-gescheurde doorsnede volgens de elasticiteitstheorie:

$$n_E = \frac{7{,}83\,EI}{H^3}$$

$$\nu_E = \frac{n_E \cdot H}{tLf_d} = \frac{7{,}83\,EI}{tLf_d H^2} = \frac{7{,}83}{12}\,\frac{E\,L^2}{f_d\,H^2} = \frac{7{,}83}{12}\,\frac{E}{f_d\left(H/L\right)^2}$$

Deze vergelijking is weergegeven in onderstaande figuur, samen met de curven die de tweede-orde effecten weergeven in het geval de laterale belasting niet gelijk is aan nul (berekend uit een numerieke analyse geldig voor een parabool-rechthoekig σ–ε-diagram).



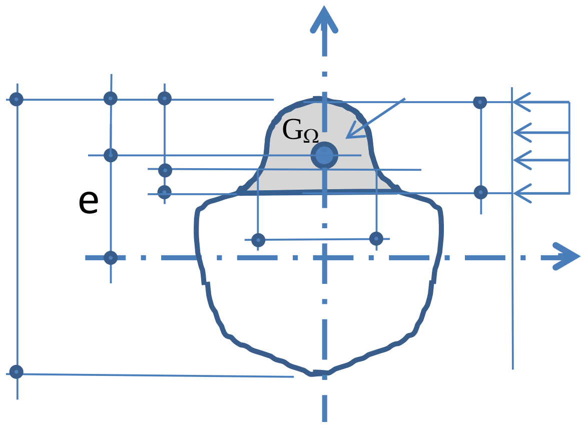
Tweede-orde effect bij stabiliteitswanden (parabool-rechthoekig spanning-rek-diagram)

Deze grafiek toont duidelijk aan dat slechts bij relatief kleine laterale belasting en hoge slangheden het tweede-orde effect een belangrijke invloed heeft. Bij slankheden kleiner dan 10 is het tweede-orde effect verwaarloosbaar.

3.4.2. Complexe doorsneden

In EC6 wordt en de reductiecoëfficiënt van rechthoekige doorsneden beschouwd. Voor niet-rechthoekige doorsneden kan de volgende procedure worden gevolgd.

In het geval van een **rechthoekig spanning-rek-diagram** gelden de volgende formules:



Rechthoekig spanning-rek-diagram

Translatie-evenwicht:

$$N = \int_0^{x_{cz}} b(x)\, f_d \; dx = A_x \; f_d$$

Momentenevenwicht:

$$N\, e' = M_0 = \int_0^{x_{cz}} b(x_1)\, f_d \; (x_{cz} - x_1)\; dx_1 = x_{cz}\; A_x\; f_d - f_d \int_0^{x_{cz}} b(x_1)\, f_d \; x_1 \; dx_1 = f_d\,(x_{cz}\; A_x - S_{NA,x})$$

met

$$x_1 = x_{cz} - x$$
$$b(x_1) = b(x)$$

b(x): breedte op afstand x

t: totale hoogte

x_{cz}: hoogte van de gedrukte zone

A_x: oppervlakte van de gedrukte zone

$S_{NA,x}$: statisch moment van de gedrukte zone tov de neutrale vezel

f_d: rekenwaarde van de druksterkte van het metselwerk

N: axiale kracht

e: excentriciteit

M_0: buigend moment ten opzichte van de meest gedrukte vezel

waaruit volgt:

$$e' = x_{cz} - \frac{S_{NA,x}}{A_x} \qquad \text{en} \qquad e = x_{cz} - e'$$

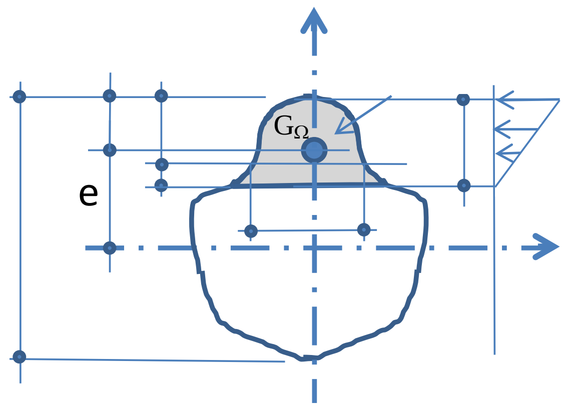
Voor een gekozen waarde van x_{cz} kunnen A_x en $S_{NA,x}$ worden berekend. Hieruit volgt de waarde van de excentriciteit die overeenstemt met een normaalkracht N = $A_x.f_d$. Door verschillende berekeningen te maken met toenemende waarde van x_{cz}, kan een grafiek worden getekend die de sterktereductie weergeeft bij toenemende excentriciteit.

Voor een **lineair spanning-rek-diagram** gelden de volgende formules:

$$e' = x_{cz} - \frac{I_{NA,x}}{S_{NA,x}} \qquad \text{en} \qquad e = x_{cz} - e'$$

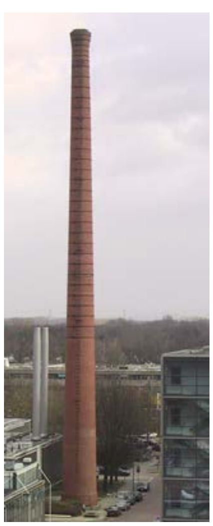
met

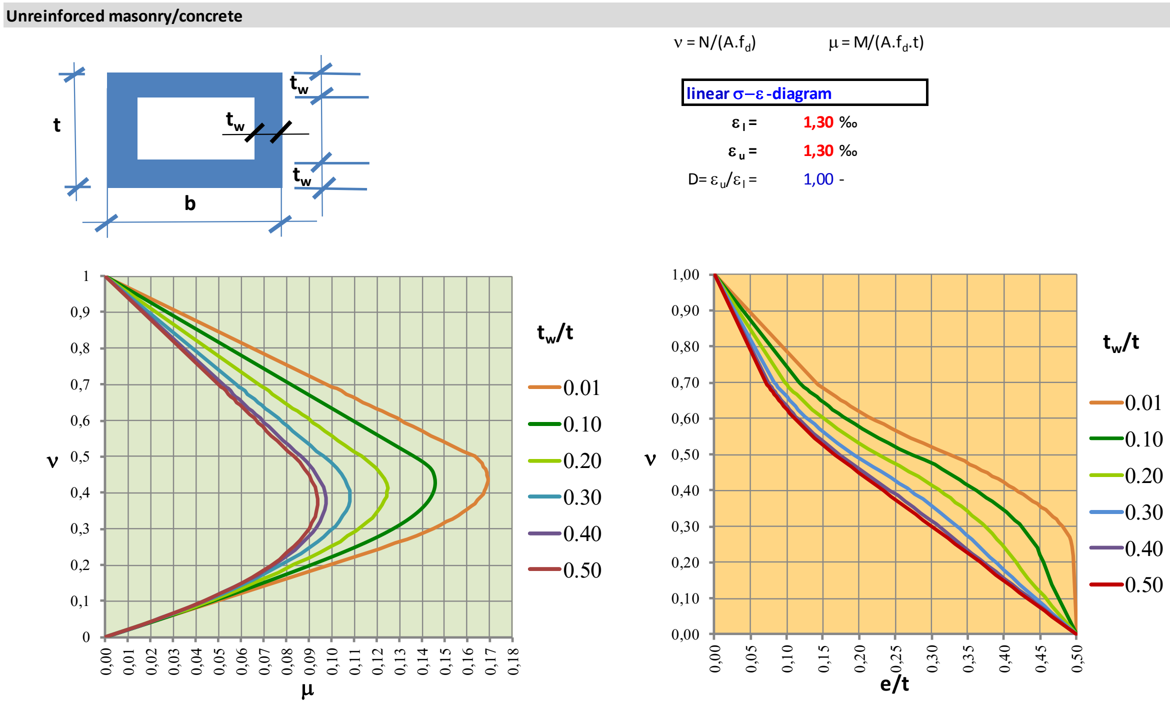
$I_{NA,x}$: traagheidsmoment van de gedrukte zone ten opzichte van de neutrale as.



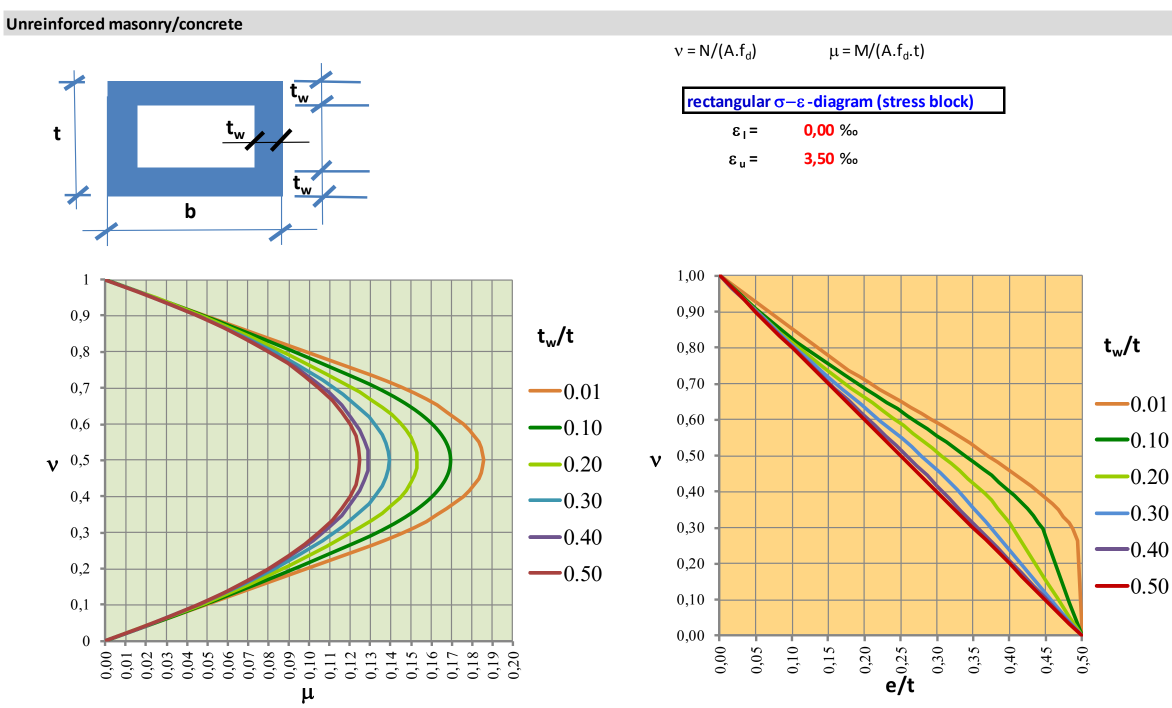
Lineair spanning-rek-diagram

Ter informatie zijn in onderstaande grafieken de reductiefactoren weergegeven voor holle rechthoekige doorsneden en holle cirkelvormige doorsneden, voor respectievelijk een lineair en rechthoekig spanning-rek-diagram. Deze grafieken kunnen bijvoorbeeld worden toegepast bij de dimensionering van rechthoekige of cirkelvormige schoorstenen of torens in metselwerk.

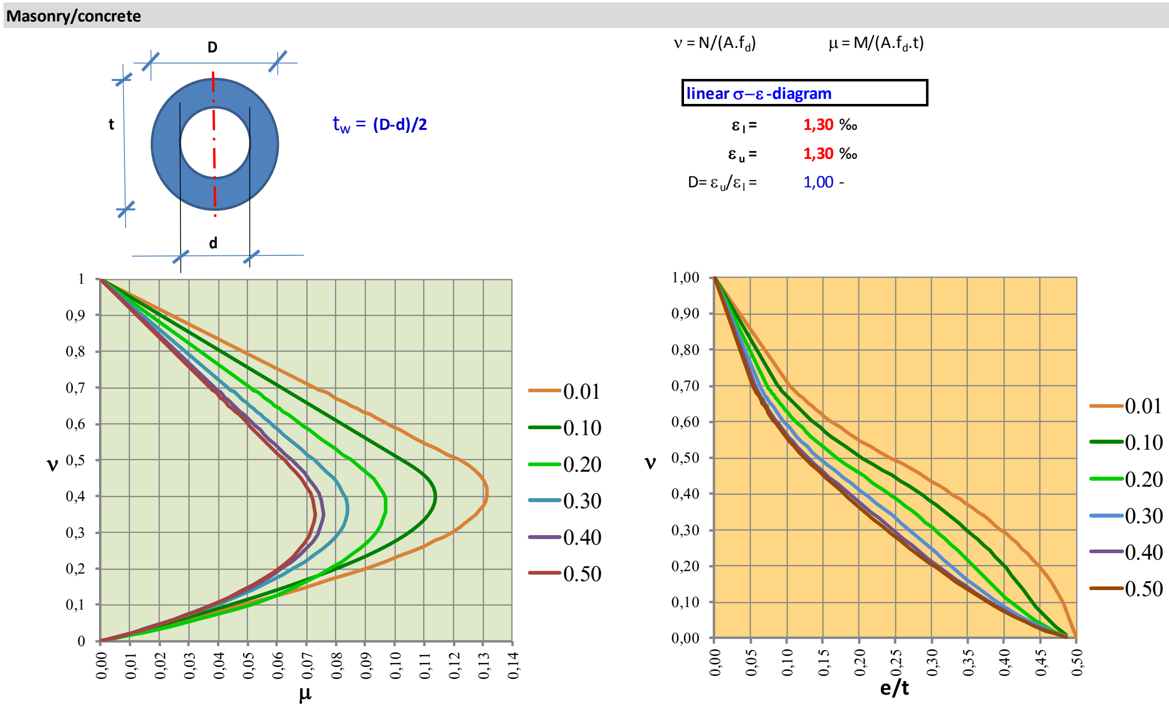




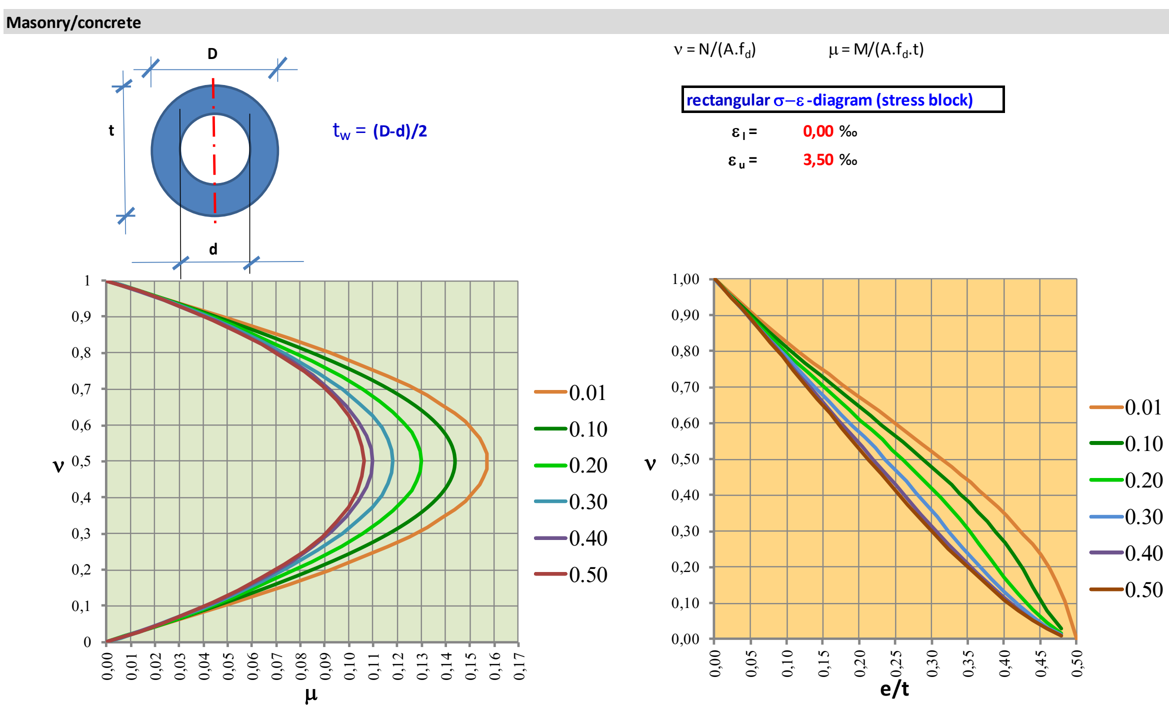
Holle rechthoekige doorsnede; lineair σ–ε-diagram



Holle rechthoekige doorsnede; rechthoekig σ–ε-diagram



Holle cirkelvormige doorsnede; lineair σ–ε-diagram



Holle cirkelvormige doorsnede; rechthoekig σ–ε-diagram

De **controle van de schuifsterkte tussen lijfplaat en flens** dient volgens EC6 als volgt te worden uitgevoerd:

'(7) De schuifsterkte in verticale richting ter plaatse van de aansluiting van twee metselwerkwanden mag zijn bepaald op basis van geschikte proeven voor een specifiek project of mag zijn ontleend aan de evaluatie van proefresultaten. Bij een gebrek aan dergelijke waarden mag de karakteristieke verticale schuifsterkte zijn gebaseerd op f_{vk0}, waarbij f_{vk0} de schuifsterkte is zonder normaaldrukspanning zoals gegeven in 3.6.2(2) en (6), onder voorwaarde dat de verbinding tussen de wanden volgens 8.5.2.1 is uitgevoerd.'

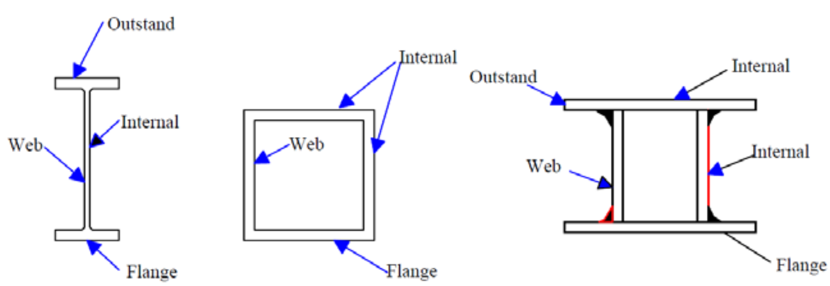
In artikel 8.5.2.1 Kruisingen is bepaald dat kruisende dragende wanden met elkaar moeten zijn verbonden zodat verticale en zijdelings belastingen onderling overgedragen kunnen worden. De verbinding tussen kruisende wanden kan worden uitgevoerd met een steenverband of door verbindingsmiddelen of een wapening die in iedere wand is doorgezet.

Om te controleren of de kruising met steenverband voldoende sterk is dient de maximale schuifspanning tussen flens en lijfplaat te worden berekend met de formule van Jouravski:

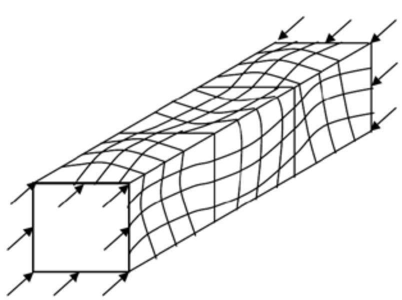
$$\tau_d = \frac{V_d \cdot S}{t_r \cdot I} \leq \boldsymbol{f_{vd}} = \frac{\boldsymbol{f_{vk0}+\mu\sigma_d}}{\boldsymbol{\gamma_M}} \qquad \text{met } \mu = 0$$

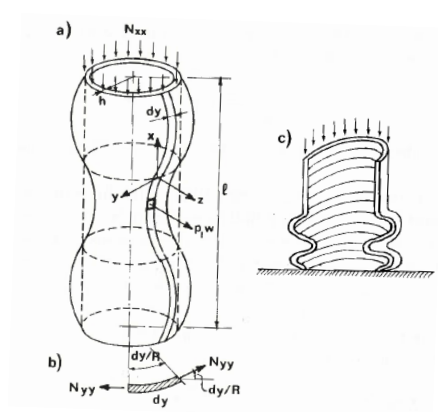
Bij verticale kruisingen is de normaalkracht loodrecht op de verbinding σ_d meestal gelijk aan nul.

Bij complexe doorsnede met kleine wanddikte dient ook nog te worden onderzocht of er al dan niet gevaar is op lokale instabiliteit door plooien van de wanden.



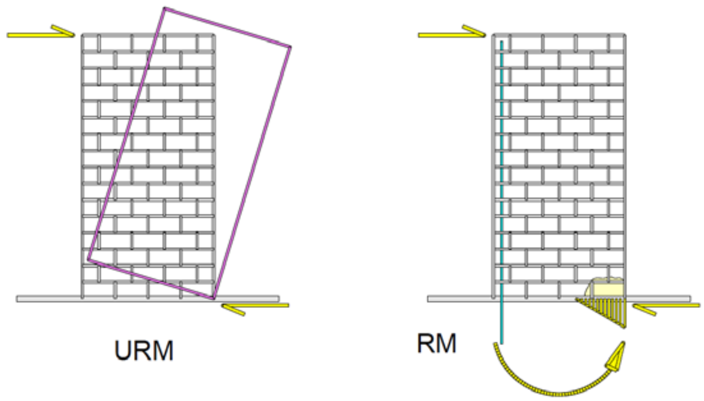
(a) Rolled I-section (b) Hollow section (c) Welded box section





4. Capaciteit van gewapende stabiliteitswanden

Door het aanbrengen van een verticale wapening in stabiliteitswanden kan de momentcapaciteit worden verhoogd en in beperkte mate de dwarskrachtcapaciteit. Indien ook horizontale wapening wordt aan gebracht is een verdere verhoging van de dwarskrachtcapaciteit mogelijk.



Verhoging van de momentcapaciteit door verticale wapening

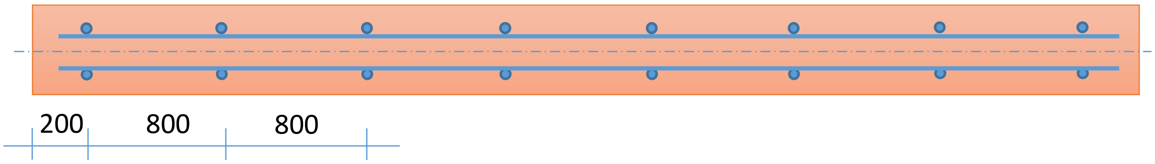
Aanbrengen van verticale en horizontale wapening

4.1 Bezwijken door overschrijding momentcapaciteit

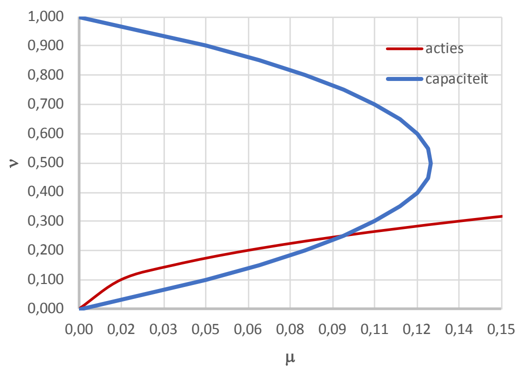
De momentcapaciteit van gewapende stabiliteitswanden in metselwerk kan op dezelfde manier worden berekend als bij kolommen in gewapend metselwerk, weliswaar uitgaande van het specifieke spanning-rek diagram dat van toepassing is voor het beschouwde type metselwerk.

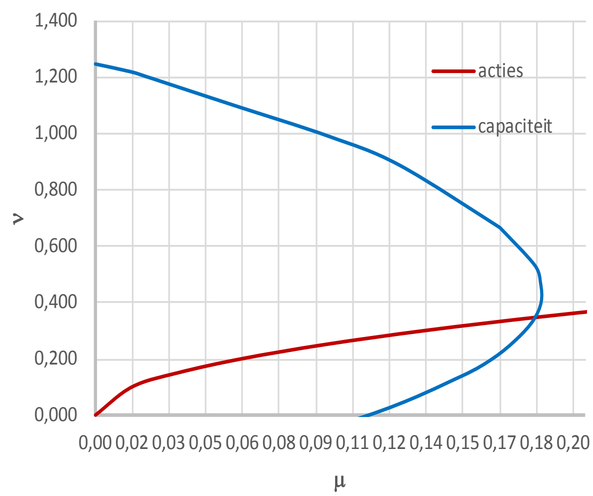
Voorbeeld

Beschouwen we opnieuw de stabiliteitswand met lengte 6000 mm en dikte 300 mm die nu wordt gewapend in verticale richting met 2 staven diameter 20 mm alle 800 mm en in horizontale richting met 2 staven diameter 16 mm.



De berekening van het μ–ν-interactiediagram gebeurt op dezelfde manier als bij gewapend beton. In onderstaande grafiek is voor de gewapende doorsnede uitgegaan van een parabool-rechthoekig diagram met ε_l =2,0 ‰ en ε_u = 3,5 ‰.





In dit geval is bij de gewapende doorsnede de maximale waarde van ν = 0,34 wat correspondeert met een maximale hoogte van h = 0,34 . 300 . 6000 . 4,5 N/mm² / 90 N/mm = 30 600 mm of n = 8,5 of afgerond **8 bouwlagen**. Door het wapenen van de doorsnede kan **2 extra bouwlagen** worden gerealiseerd.

4.2 Bezwijken door overschrijding dwarskrachtcapaciteit

De dwarskrachtcapaciteit van gewapende metselwerkwanden kan op de volgende manier worden berekend.

In de informatieve bijlage J van EC6 is bepaald dat de rekenwaarde van wanden waarbij hoodfwapening is geplaats in lijven, kokers of holten gevuld met beton de waarde van f_{vd} mag worden berekend met de volgende vergelijking:

$$f_{vd} = \frac{(0{,}35 + 17{,}5\,\rho)}{\gamma_M}$$

onder voorwaarde dat f_{vd} niet groter is aangenomen dan $0{,}7/\gamma_M$ N/mm²

waarin het geometrisch wapeningspercentage als volgt wordt berekend:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Met As de oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de hoofdwapening, b de breedte van de doorsnede en d de effectieve hoogte van de wapening.

Indien ook een horizontale wapening is aangebracht, is de dwarskrachtcapaciteit gelijk aan:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2}$$

waarin

$$V_{Rd1} = f_{vd} \,.\, t \,.\, l$$

waarin f_{vd} mag worden berekend rekening houdend met de invloed van de verticale wapening

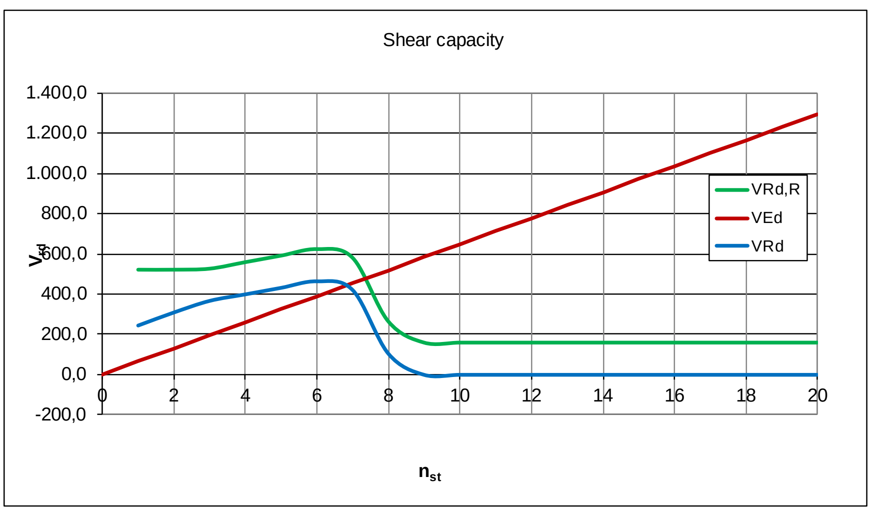
$$V_{Rd2} = 0{,}9\, A_{sw}\, f_{yd}$$

waarin A_{sw} de totale oppervalkte van de horizontale afschuifwapening over het beschouwde wanddeel voorstelt en f_{yd} de rekenwaarde van de sterkte van het wapeningsstaal.

en met $V_{Rd} \leq 2{,}0$ N/mm² $t\ l$

Voorbeeld

Voor het bovenvermelde voorbeeld levert dit de volgende grafiek op (blauwe en groene lijn voor respectievelijk ongewapende en gewapende stabiliteitswand).



Hieruit kan worden afgeleid dat met de aangebrachte wapening de doorsnede slechts een beperkte verhoging van de dwarskrachtcapaciteit kan worden gerealiseerd. Dit betekent dat op basis van de dwarskrachtcapaciteit **7 bouwlagen** kunnen worden gerealiseerd voor de gewapende stabiliteitswand tegenover 6 bouwlagen voor de ongewapende wand.

5. Capaciteit van voorgespannen stabiliteitswanden

Het principe van het voorspannen van stabiliteitswanden werd reeds bij gotische kathedralen toegepast. Door het aanbrengen van pinakels op de steunberen slaagden de ontwerpers erin om de draagkracht van de steunberen te verhogen.

Verhoging van de draagkracht van steunberen via voorspanning door gewicht pinakels

Voor de controle van de draagkracht van voorgespannen stabiliteitswanden dienen zowel de dwarskracht- als de momentcapaciteit te worden onderzocht.

5.1 Bezwijken door overschrijding momentcapaciteit

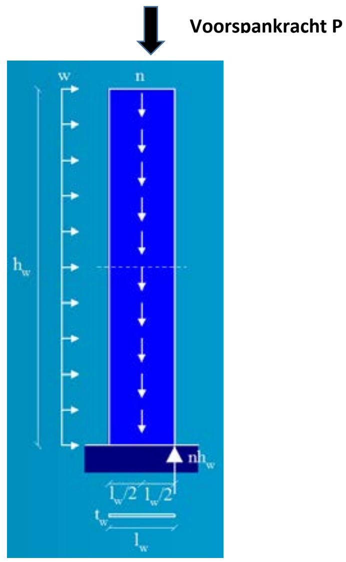
De momentcapaciteit van voorgespannen stabiliteitswanden in metselwerk kan op dezelfde manier worden berekend als bij voorgespannen beton, weliswaar uitgaande van het specifieke spanning-rek diagram en de specifieke krimp- en kruipeigenschappen die van toepassing zijn voor het beschouwde type metselwerk. In Eurocode 6 wordt hiervoor verwezen naar de uitgangspunten van Eurocode 2:

‘Het ontwerp en de berekening van voorgespannen metselwerkelementen dient te worden gebaseerd op de van belang zijnde uitgangspunten in EN 1992-1-1 met de vereisten voor het ontwerp en de berekening en de materiaaleigenschappen zoals beschreven in de hoofdstukken 3, 5 en 6 van deze EN 1996-1-1.’

Om de momentcapaciteit van een rechthoekige stabiliteitswand die wordt belast door een laterale belasting w, een verdeelde normaalkracht n en een voorspankracht P te evalueren, dienen de buigende momenten en de normaalkrachten in de meest kritische doorsneden te worden berekend:

$N = n.h_w + \text{P} \Longrightarrow \nu = (n.h_w + P)/(b.t.f_d)$

$M = \frac{w.h_w^2}{2} \Longrightarrow M = \frac{w.(N-P)^2}{2.n^2} \Longrightarrow \mu = \frac{\boldsymbol{w}.(\nu - \nu P)^2}{\boldsymbol{2.n^2}}\ t.f_d$



Op basis van de aanwezige normaalkracht kan met het moment-normaalkracht interactiediagram worden gecontroleerd of het optredend buigend moment M_d al dan niet opneembaar is.

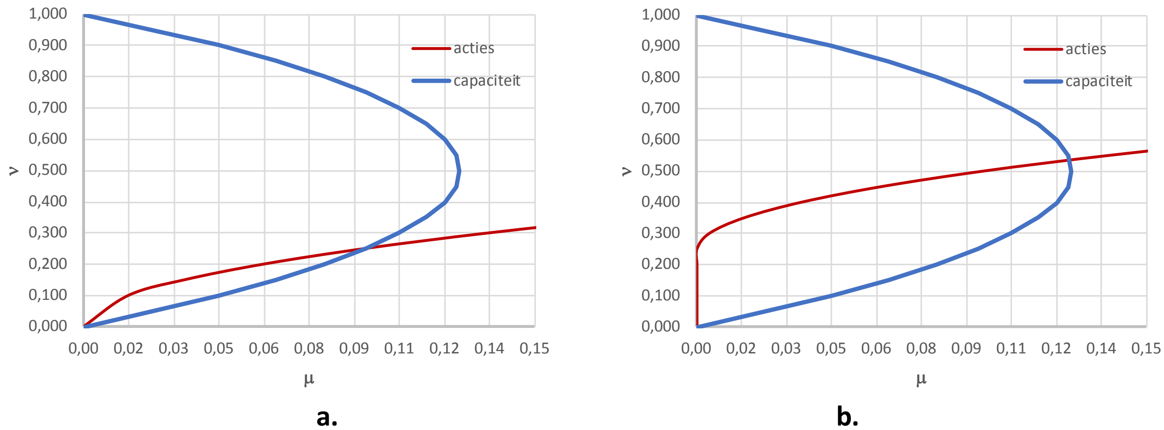
Voorbeeld

Geometrische gegevens:
Lengte van de wand l_w = 6000 mm
Dikte van de wand t_w = 300 mm
Hoogte van de bouwlagen h_{st} = 3600 mm

Materiaaleigenschappen:
Karakteristieke druksterkte steen f_b = 30 N/mm²
Karakteristieke waarde van de initiële schuifsterkte f_{vk0} = 0,2 N/mm²
Materiaalfactor γ_M = 2,0

Acties:
Laterale belasting w_d = 18 kN/m
Verdeelde normaalkracht n = 90 kN/m
Voorspankracht **P = 2000 kN**

Maximale wandhoogte:
In onderstaande figuren is het μ–ν-diagram weergegeven voor een ongewapende stabiliteitswand met rechthoekige doorsnede op basis van een rechthoekig spanning-rek diagram.



Interactiediagram zonder (a) en met voorspanning (b)

Uit de grafiek kan worden afgeleid dat de grootste waarde van ν waarbij de momentcapaciteit van de wand niet wordt overschreden gelijk is aan **ν = 0,535**. Met deze waarde een normaalkracht van 4 334 kN overeen, wat betekent dat een totale hoogte van (4 334 – 2 000) kN / 90 kN/m = 25,9 m mogelijk is, of dat er maximaal 25,9 m / 3,6 m = 7,2 of afgerond **7 bouwlagen** kunnen worden gerealiseerd.

Indien ook rekening wordt gehouden met de treksterkte van de voorspanstaven of -strengen, zal de momentcapaciteit nog groter zijn.

5.2 Bezwijken door overschrijding dwarskrachtcapaciteit

In Eurocode 6 is bepaald dat de rekenwaarde van de afschuifweerstand van een voorgespannen metselwerkelement groter moet zijn dan de rekenwaarde van de toegepaste afschuifkracht.

Voor een ongewapende stabiliteitswand met een voorspankracht P die wordt belast door een laterale windbelasting met rekenwaarde w_d, kan de afschuifweerstand worden berekend volgens de principes van ongewapend metselwerk, rekening houdend met de invloed van de voorspankracht P:

Lengte van de gedrukte doorsnede:

$$l_c = \frac{3}{2}[l_w - \frac{w_d.\ n_{st}^2.\ h_{st}{}^2}{P + n.n_{st}.h_{st}}] \leq l_w$$

Rekenwaarde van de gemiddelde spanning op de gedrukte doorsnede:

$$\sigma_d = \frac{P + n.n_{st}.h_{st}}{t_w.l_c}$$

Karakteristieke waarde van de schuifsterkte:

$f_{vk} = f_{vko} + 0{,}4\ \sigma_d \leq 0{,}065 f_b$ (voor metselwerk met gevulde stootvoegen)

rekenwaarde van de afschuifcapaciteit:

$$V_{Rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \frac{l_c}{\gamma_M}$$

Voorbeeld:

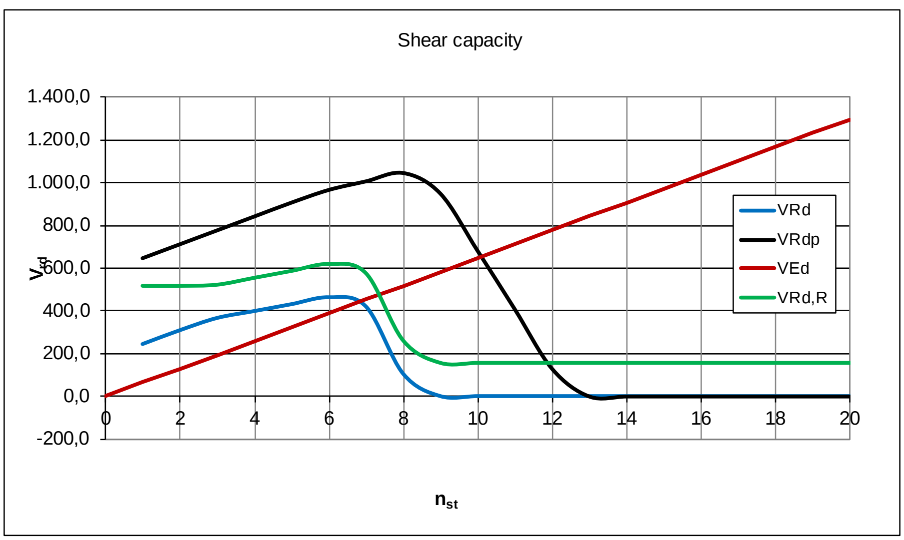
Geometrische gegevens:
Lengte van de wand l_w = 6000 mm
Dikte van de wand t_w = 300 mm
Hoogte van de bouwlagen h_{st} = 3600 mm

Materiaaleigenschappen:
Karakteristieke druksterkte steen f_b = 30 N/mm²
Karakteristieke waarde van de initiële schuifsterkte f_{vk0} = 0,2 N/mm²
Materiaalfactor γ_M = 2,0

Acties:
Laterale belasting w_d = 18 kN/m
Verdeelde normaalkracht n = 90 kN/m
Voorspankracht **P = 2000 kN**

Maximale wandhoogte:
l_c = 2 322 mm
σ_d = 7,52 N/mm²
f_{vk} = 2,0 N/mm²

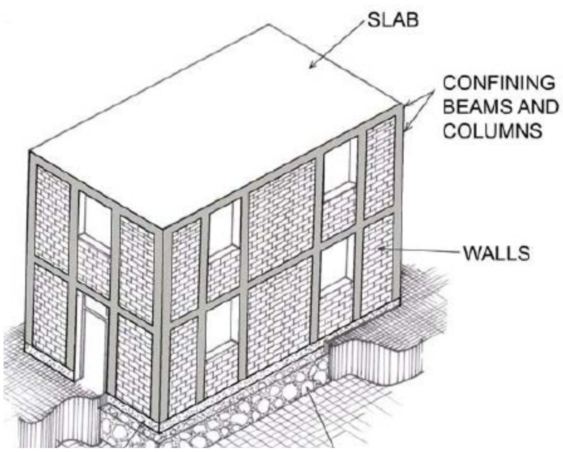
De resultaten van de berekening van de dwarskrachtcapaciteit zijn grafisch voorgesteld in onderstaande grafiek (blauwe lijn voor ongewapende wand, groene lijn voor gewapende wand en zwarte lijn voor voorgespannen wand)'.

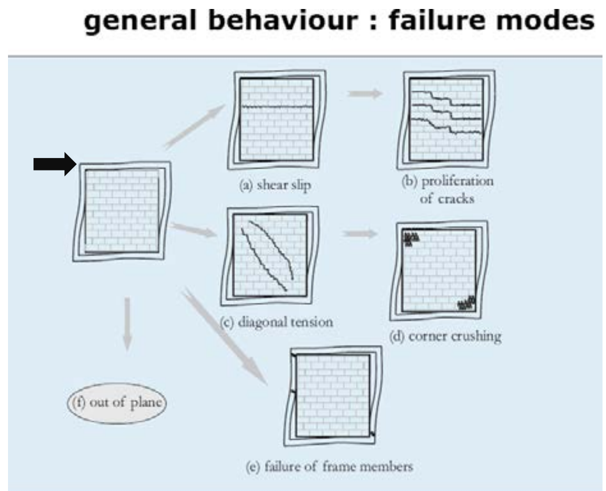


Uit deze grafiek kan worden afgeleid dat, op basis van de dwarskrachtcapaciteit, de maximale hoogte van de stabiliteitswand **10 bouwlagen** bedraagt. Dit is minder kritischer dan de momentcapaciteit op basis waarvan 7 bouwlagen mogelijk zijn.

6. Invulwanden (ingesloten metselwerk)

Ingesloten metselwerk bestaat uit metselwerk en insluitende kolommen en balken in gewapend beton of gewapend metselwerk die een monoliet constructief geheel vormen met het metselwerk.





De draagkracht van ingesloten metselwerk onderhevig aan verticale en horizontale belastingen dient te worden gecontroleerd voor de volgende spanningstoestanden:

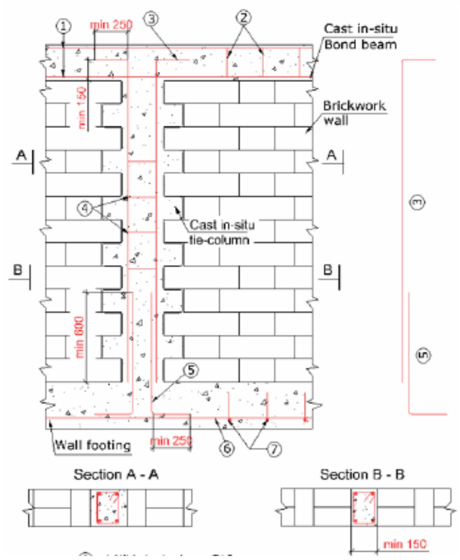
- Axiale belasting
- Dwarskracht in het vlak van de wand
- Buigende momenten in het vlak van de wand
- Laterale (uit het vlak) belastingen

De ontwerpregels voor ingesloten metselwerk zijn niet van toepassing voor groep 4 stenen.

De insluitende elementen moeten worden gestort nadat het metselwerk is uitgevoerd zodat ze behoorlijk zijn verankerd aan het metselwerk.

De maximale afstand tussen de insluitende elementen mag maximaal 4 m bedragen, zowel in horizontale als verticale richting.

De insluitende elementen moeten een minimale afmeting van 150 mm in het vlak van de wand te hebben en voorzien zijn van een langswapening van minimaal 0,8% van de oppervlakte van de dwarsdoorsnede en niet minder dan 200 mm². De beugels met minimale diameter van 6 mm hebben een beugelafstand van maximum 300 mm.



Volgens EC6 mag bij het bepalen van de rekenwaarde van het **opneembaar moment** van ingesloten metselwerkelementen een rechthoekige spanningsverdeling, gebaseerd op de druksterkte van het metselwerk, worden aangenomen waarbij de gedrukte wapening wordt verwaarloosd. De momentcapaciteit kan dan worden berekend zoals bij gewapende stabiliteitswanden ($\mu - \nu -$interactiediagram).

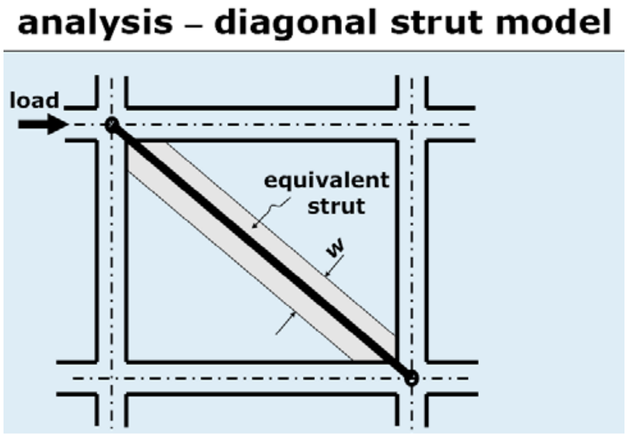
De dwarskrachtcapaciteit van ingesloten metselwerk is gelijk aan de **dwarskrachtcapaciteit** van het metselwerk en van het beton van de insluitende elementen. De dwarskrachtcapaciteit van het ingesloten metselwerk dient te worden berekend volgens de regels voor ongewapende metselwerkwanden waarbij voor l_c de lengte van het metselwerkelement mag worden aangehouden. De wapening in de insluitende elementen mag niet in rekening worden gebracht.

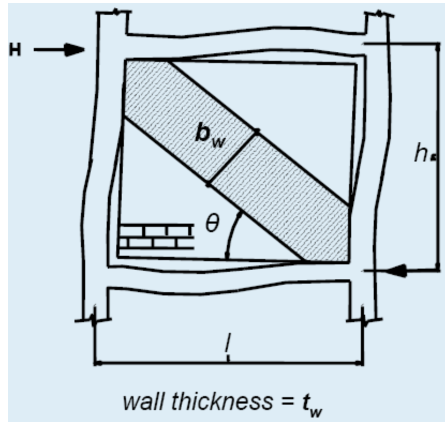
Indien de insluitende elementen in staal of beton worden geplaatst vooraleer het metselwerk wordt uitgevoerd, is sprake van r**aamwerken met invulwanden** (infilled frames en infill walls).

In de herziene versie van EC 6 zal meer informatie worden opgenomen voor de berekening van ingesloten metselwerk.

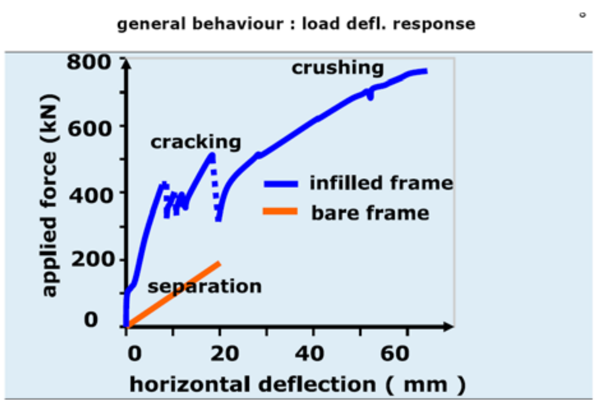
 

Raamwerken met invulwanden belast door horizontale krachten in het vlak, kunnen worden geschematiseerd als een raamwerk met een drukdiagonaal.



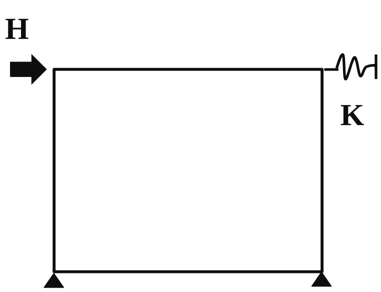


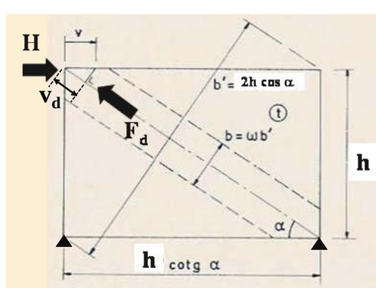
De sterkte en stijfheid van een raamwerk met invulwanden is vele malen groter dan van het raamwerk alleen zoals blijkt uit onderstaande figuur.



Sterkte en stijfheid van een stalen raamwerk met en zonder invulwand

Om de stijfheid van een raamwerk met een invulwand te berekenen kan onderstaand model worden gehanteerd.





<u>Geometry:</u>
$b' = 2\ h\ \cos\alpha$
$b = \omega\ b' = 2\ \omega\ h\ \cos\alpha$
$\omega = \frac{1}{4}$ (assumption)
$l_d = h/\sin\alpha$

<u>Force in diagonal:</u>
$F_d = \varepsilon_d\ bt\ E_w$
$\varepsilon_d = v_d/l_d = v\ \cos\alpha\ \sin\alpha\ /\ h$

<u>Horizontal force related to force in infill wall:</u>
$H_d = F_d\ \cos\alpha$

<u>spring characteristic:</u>
$K = H_d\ /v = 2\omega t E_w \sin\alpha\cos^3\alpha$