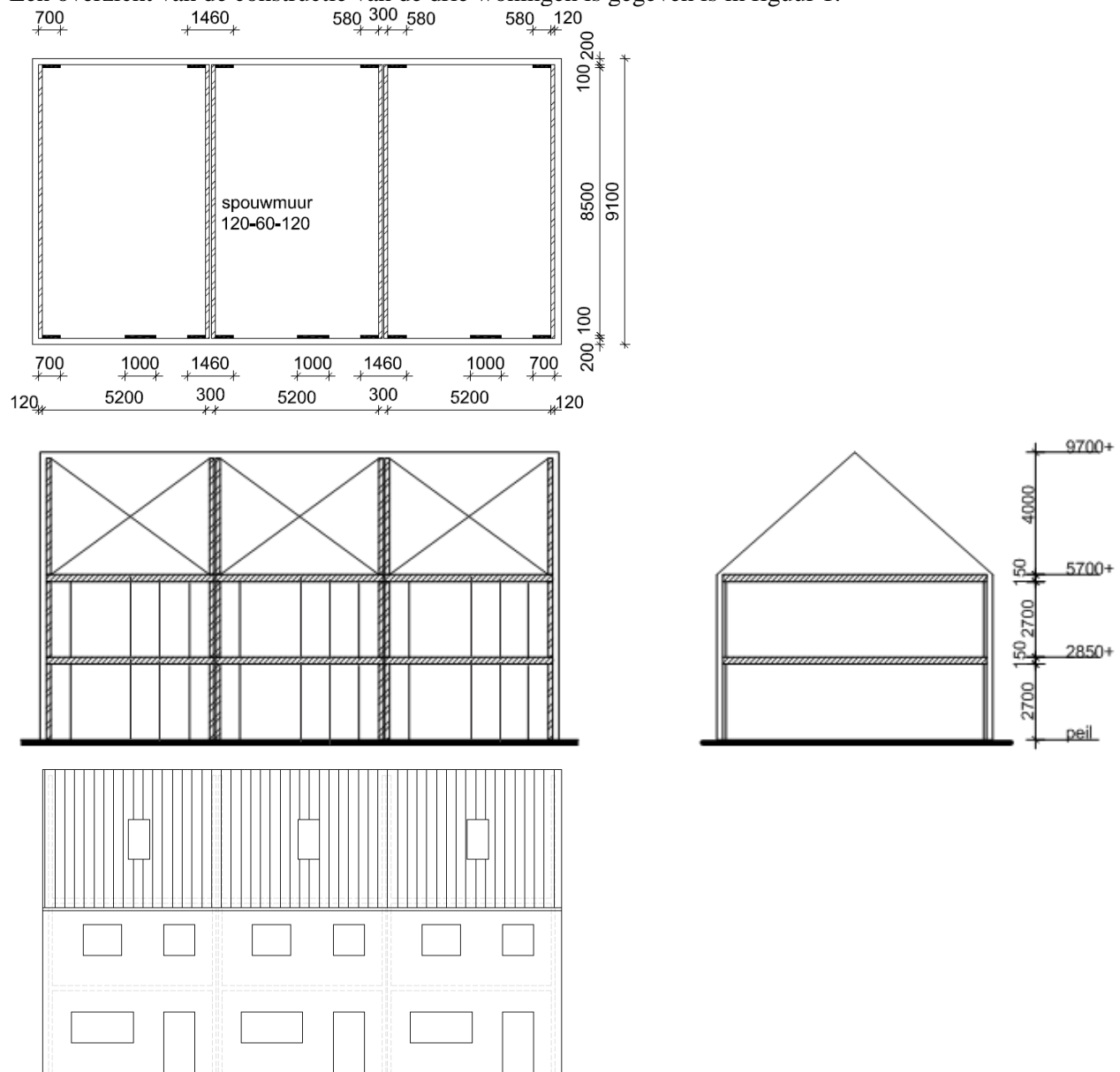


# Rij woningen met penanten in de voor- en achtergevel

## 1 Algemeen

In dit voorbeeld wordt de stabiliteit van een rij van drie woningen, waarbij de stabiliteit verzekerd wordt door penanten die zijn opgenomen in de voor- en achtergevel, beschouwd. Hierbij wordt de situatie beoordeeld met een windbelasting in de richting loodrecht op het vlak van de woningscheidende dragende wanden. Aanvullend wordt een toets uitgevoerd van het niet-dragende penant in het midden van de voorgevel in het geval hij wordt belast door wind in de richting loodrecht op de voorgevel.

Een overzicht van de constructie van de drie woningen is gegeven in figuur 1.



figuur 1 Overzicht van de constructie van de drie woningen

Hierna is een nadere beschrijving van de constructie en de in de berekening aangehouden belasting opgenomen.

*Beschrijving van de constructie:*

Vloer:	kanaalplaatvloer 150
Ankerloze spouwmuur:	gelijmd kalkzandsteen CS12: $d_w = 120 - 60 - 120$ mm
Binnenspouwblad kopgevel:	gelijmd kalkzandsteen CS12: $d_w = 100$ mm
Binnenspouwblad voorgevel:	gelijmd kalkzandsteen CS12: $d_w = 100$ mm
Buitenspouwblad:	baksteen metselwerk, vervaardigd met mortel voor algemene toepassing
Funderingsbalk:	$350 \cdot 470$ mm <sup>2</sup> – C35/45

*Materiaaleigenschappen metselwerk:*

Kalkzandsteen CS12	genormaliseerde druksterkte	$f_b = 12$ N/mm <sup>2</sup>
	gewicht	$\gamma = 18,5$ kN/m <sup>3</sup>
	karakteristieke splijtsterkte	$f_{bk} = 0,7$ N/mm <sup>2</sup>
	buigtreksterkte lijmwerk	$f_{xk1} = 0,6$ N/mm <sup>2</sup>
	buigtreksterkte kimvoeg	$f_{xkk1} = 0,3$ N/mm <sup>2</sup>
Baksteen:	genormaliseerde druksterkte	$f_b = 20$ N/mm <sup>2</sup>
	gewicht	$\gamma = 20,0$ kN/m <sup>3</sup>
	druksterkte mortel	$f_m = 10$ N/mm <sup>2</sup>
	buigtreksterkte	$f_{xk1} = 0,3$ N/mm <sup>2</sup>

Schijfwerking vloeren:

Aangenomen wordt dat de vloeren van de afzonderlijke woningen zijn gekoppeld overeenkomstig artikel 5.4(11) van NPR 9096-1-1.

Aansluiting penant-bouwmuur:

De voeg is uitgevoerd conform de voorschriften van kalkzandsteenindustrie, dit wil zeggen gelijmd en met koppelankers. Bij deze uitvoering heeft de voeg, volgens TNO Bouw-rapport BI-91-0219, een rekenwaarde van de sterkte gelijk aan 15 kN/m.

*Belastingen:*

De volgende belastingen zijn in de berekening aangehouden:

Vloer:	eigen gewicht	2,64 kN/m <sup>2</sup>
	afwerking	1,00 kN/m <sup>2</sup>
	separatiewanden	<u>0,80 kN/m<sup>2</sup></u>
		4,44 kN/m <sup>2</sup>
Dak:	eigen gewicht	0,65 kN/m <sup>2</sup>
Wanden:	eigen gewicht	18,5 kN/m <sup>3</sup>

De beschouwde constructie is gelegen in windgebied 2, onbebouwd.

Gevolgklasse:

CC1

## 2 Toets van stabiliteit in dwarsrichting

### 2.1 Toets van de stabiliteitspenanten

*Materiaaleigenschappen:*

Voor het met dunne lijmvoegen vervaardigde kalkzandsteen metselwerk geldt volgens artikel 3.6.1.2:

$$f_k = 0,8 f_b^{0,85} = 0,8 \cdot 12^{0,85} = 6,61 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = f_k / \gamma_M = 6,61 / 1,5 = 4,41 \text{ N/mm}^2$$

*Geometrische eigenschappen van de stabiliteitswand:*

Meewerkende breedte, zie artikel 5.5.3. De maatgevende voorwaarde is 6 maal de dikte van de kruisende wand (d.i. de bouwmuur):

$$6t = 6 \cdot 120 = 720 \text{ mm}$$

Bepaling van de geometrische eigenschappen van de kern:

Oppervlakte van de wand inclusief de meewerkende breedte:

$$A = 580 \cdot 100 + (100 + 720) \cdot 120 = 156 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Zwaartepunt vanaf de meest getrokken zijde van de bouwmuur:

$$z = \frac{580 \cdot 100 \cdot 410 + 820 \cdot 120 \cdot 60}{156 \cdot 10^3} = 190 \text{ mm}$$

Traagheidsmoment:

$$I = \frac{100 \cdot 580^3}{12} + \frac{820 \cdot 120^3}{12} + 100 \cdot 580(410 - 190)^2 + 820 \cdot 120(60 - 190)^2 =$$

$$I = 6,21 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

*Rekenwaarde van de belastingen:*

In de berekening wordt de maatgevende fundamentele belastingscombinatie met de maximale horizontale kracht en de minimale verticale belasting beschouwd:

$$0,9 G_k + 1,35 Q_{\text{wind;k}}$$

*Windbelasting:*

De belastingen ten gevolge van de wind volgen uit NEN-EN 1991-1-4

Windgebied 2 onbebouwd

$$p_w = 0,85 \text{ kN/m}^2$$

$c_s c_d$  aangenomen als 0,95 op basis van figuur D.2 uit NEN-EN 1991-1-4

$$c_{pe} = 0,8 + 0,5 = 1,3$$

Vanwege het gebrek aan correlatie tussen de extreme winddruk en windzuiging mag  $c_{pe}$  volgens NEN-EN 1991-1-4 artikel 7.2.2(4) worden vermenigvuldigd met 0,85.

$$p_{wk} = 0,95 \cdot 0,85 \cdot 1,3 \cdot 0,85 = 0,89 \text{ kN/m}^2$$

Bij het bepalen van de windbelasting wordt de wrijving langs het dakvlak verwaarloosd.

Rekenwaarde van de windbelasting op de tweede verdiepingvloer:

$$F_{Ew2d} = 1,35 \cdot 9,1 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 4 + \frac{1}{2} \cdot 2,85) \cdot 0,89 = 37,5 \text{ kN}$$
$$= 37,5 / 6 = 6,3 \text{ kN per penant}$$

Rekenwaarde van de windbelasting op de eerste verdiepingvloer:

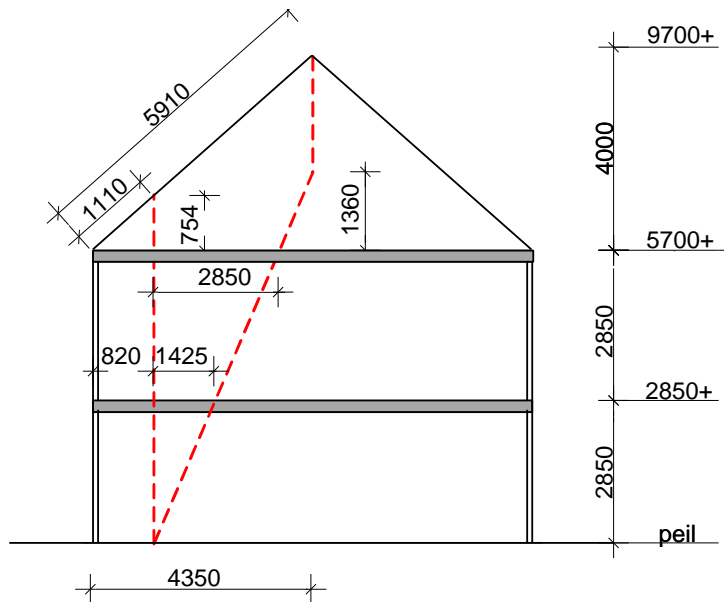
$$F_{Ew1d} = 1,35 \cdot 9,1 \cdot 2,85 \cdot 0,89 = 31,1 \text{ kN}$$
$$= 31,1 / 6 = 5,2 \text{ kN per penant}$$

### Toets van de sterkte

Bepaling van de beschikbare normaalkracht in het penant:

Het gewicht van het penant is gelijk aan:

$$G_d = 2 \cdot 2,85 \cdot 0,10 \cdot 0,58 \cdot 18,5 \cdot 0,9 = 5,5 \text{ kN}$$



figuur 2 Meewerkend oppervlak van de bouwmuur

Het gewicht in het deel van de bouwmuur dat onderdeel uitmaakt van de beschouwde doorsnede met de meewerkende breedte van 720 mm, is hierna bepaald:

Beschikbaar in de meewerkende breedte van de bouwmuur:

uit dakvlak:	$0,9 \cdot \frac{5,2}{2} \cdot 1,11 \cdot 0,65$	=	1,7 kN
uit topdriehoek:	$0,9 \cdot 0,5 \cdot 0,82 \cdot 0,754 \cdot 0,12 \cdot 18,5$	=	0,6 kN
uit vloeren:	$0,9 \cdot 2 \cdot 0,82 \cdot 2,6 \cdot 4,44$	=	17,0 kN
uit wanden:	$0,9 \cdot 0,82 \cdot 5,7 \cdot 0,12 \cdot 18,5$	=	<u>9,3 kN</u>
			28,6 kN

Bepaling van de maximaal te activeren normaalkracht in de kern volgens 5.5.3 van NPR 9091-1-1.

Hierbij wordt rekening gehouden met een extra normaalkracht uit de bouwmuur. Aanvullend moet de afschuifcapaciteit van de aansluiting tussen de bouwmuur en het penant worden getoetst om na te gaan over de gehele normaalkracht op het penant kan worden overgedragen.

Beschikbaar uit naast gelegen deel van de bouwmuur:

uit dakvlak:	$0,9 \cdot \frac{5,2}{2} \cdot 4,8 \cdot 0,65$	=	7,3 kN
--------------	--	---	--------

$$\begin{aligned}
\text{uit topdriehoek: } & 0,9 \cdot \left( \frac{4,35 \cdot 4 - 0,5 \cdot 1,36^2}{2} \right) \cdot 0,12 \cdot 18,5 - 0,6 = 15,7 \text{ kN} \\
\text{uit vloeren: } & 0,9(1,43 + 2,85) \cdot 2,6 \cdot 4,44 = 44,5 \text{ kN} \\
\text{uit wanden: } & 0,9 \cdot 5,7 \cdot \frac{2,85}{2} \cdot 0,12 \cdot 18,5 = \underline{16,3 \text{ kN}} \\
& 83,8 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Controle afschuifkracht tussen penant en bouwmuur.

De totale afschuifkracht in de voeg tussen het penant en de bouwmuur is gelijk aan:

$$F_{Ed} = 28,6 + 83,8 = 112,4 \text{ kN}$$

Volgens artikel 6.2 van NPR 9096-1-1 kan door de uvelwerking van de verdiepingvloeren, als de vloeren volledig zijn opgesloten, 40 kN per vloer worden overgedragen. Het restant moet worden opgenomen door de voeg tussen de bouwmuur en het penant. Deze is overeenkomstig de aanwijzing van de kalkzandsteenindustrie uitgevoerd met ankers en is verlijmd. Door de de uvelwerking kan de afschuifkracht in de voeg worden gereduceerd:

$$F_{vEd} = 112,4 - 2 \cdot 40 = 32,4 \text{ kN}$$

De afschuifsterkte van de vervaardigde voeg in het verticale vlak volgt uit de verklaring van onderzoek die de kalkzandsteen beschikbaar heeft:

$$F_{vRd} = 2 \cdot 2,7 \cdot 15 = 81 \text{ kN}$$

De afschuifcapaciteit van de aansluiting is groter dan de rekenwaarde van de afschuifkracht. De uit de bouwmuur beschikbare normaalkracht kan geheel worden gebruikt voor het creëren van momentcapaciteit.

De beschikbare normaalkracht in het penant:

$$N_{Ed} = 5,5 + 112,4 = 118 \text{ kN}$$

Berekening van benuttingsgraad:

$$\alpha = \frac{N_{Ed}}{A f_d} = \frac{118 \cdot 10^3}{156 \cdot 10^3 \cdot 4,41} = 0,172$$

Bepaling van de excentriciteit van de normaalkracht ten opzichte van de meest getrokken rand van de bouwmuur:

$$e = \frac{5,5 \cdot 410 + 112,4 \cdot 60}{118} = 76 \text{ mm}$$

Bepaling van de momentcapaciteit:

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \cdot \frac{118 \cdot 10^3}{100 \cdot 4,41} = 416 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = h - z - \frac{67}{189} x_{Rd} = 700 - 190 - \frac{67}{189} 416 = 363 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 118 \cdot 0,363 = 42,8 \text{ kNm}$$

*Bepaling van de kniklast van het penant:*

Voor de berekening van de kniklast worden de penanten geschematiseerd als een uit de fundering uitkragende wand over twee bouwlagen.

Voor de rotatiestijfheid van de fundering aangenomen dat deze gelijk is aan:

$$C = \frac{M}{\varphi} = \frac{Fa^2}{\delta_a} = \frac{3EI L}{(L-a)^2}$$

waarin:

$EI$  is de buigstijfheid van de niet onderheide funderingsbalk onder de langsgevel

$E_f = 5,0 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  (Tabel NB-1 bij NEN-EN1992-1-1)

$I = 0,35 \cdot 0,47^3 / 12 = 3,03 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

$EI = 5,0 \cdot 3,03 \cdot 10^3 = 15,1 \cdot 10^3 \text{ kNm}^2$

$L$  is de overspanning tussen de onderheide funderingsbalken onder de bouwmuren

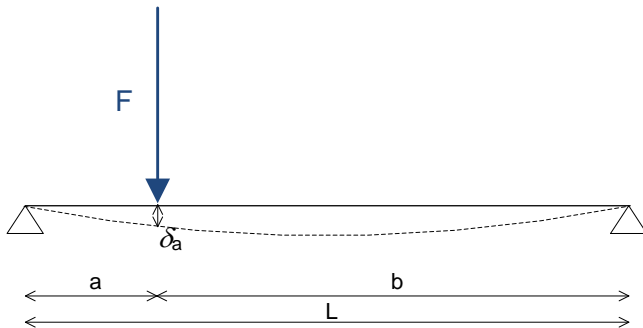
$L = 5,55 \text{ m}$

$a$  is afstand tussen het aangrijpingspunt van de puntlast en de oplegging

$a = 0,70 \text{ m}$

$$C = 3 \cdot 15,1 \cdot 10^3 \cdot 5,55 / (5,55 - 0,7)^2 = 10700 \text{ kNm/rad}$$

De vergelijking voor  $C$  is afgeleid uit het schema in figuur 3. De rotatie van het penant wordt veroorzaakt door de zakking  $\delta_a$ . De rotatie is zodoende gelijk aan  $\delta_a/a$ .



figuur 3 Schema voor het bepalen van de rotatiestijfheid van de fundering

De stijfheid van de penanten in de uiterste grenstoestand moet volgens artikel 5.4(2) worden bepaald uit de verhouding tussen een moment gelijk aan  $0,8 M_{Rd}$  en de bijbehorende kromming.

$$0,8 M_{Rd} = 0,8 \cdot 42,8 = 34,2 \text{ kNm}$$

$$e_{0,8MRd} = \frac{0,8 M_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{34,2}{118} = 0,289 \text{ m}$$

Uitgaande van een lineair spanningsverloop en een constante breedte van de doorsnede kan de hoogte van de gedrukte zone worden bepaald:

$$x_{0,8MRd} \approx 3(h - z - e_{0,8MRd}) = 3(700 - 190 - 289) = 663 \text{ mm}$$

Een deel van de drukzone is gelegen in de bouwmuur. De aanname van een constante breedte is niet geheel juist. Middels iteratie is de volgende hoogte van de drukzone en spanning bij de meest gedrukte rand gevonden:

$$x_{0,8MRd} = 622 \text{ mm}$$

$$\sigma_{0,8MRd} = 3,68 \text{ N/mm}^2$$

Hieruit kan vervolgens de stuik bij de meest gedrukte rand en de kromming van de snede worden afgeleid:

$$\varepsilon_{0,8MRd} = 2,5\% \frac{\sigma_{0,8MRd}}{f_d} = 2,5\% \frac{3,68}{4,41} = 2,08\%$$

$$\kappa_{0,8MRd} = \frac{\varepsilon_{0,8MRd}}{x_{0,8MRd}} = \frac{0,00208}{622} = 3,34 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$$

De buigstijfheid volgt uit:

$$EI = \frac{0,8M_{Rd}}{\kappa_{0,8MRd}} = \frac{34,2}{3,34 \cdot 10^{-3}} = 10240 \text{ kNm}^2$$

De vergelijking voor de kniklast is opgenomen in tabel 7 van NPR 9096-1-1:

$$k = \frac{EI}{CL} = \frac{10240}{10700 \cdot 5,63} = 0,170$$

$$N_B = 7,8 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{1}{(3,9k + 1)} \frac{EI}{L^2} = 7,8 \frac{2}{2 + 1,6} \frac{1}{(3,9 \cdot 0,170 + 1)} \frac{10240}{5,63^2} = 842 \text{ kN}$$

Bepaling van het tweede-orde effect:

De verhouding tussen de kniklast en de rekenwaarde van de te stabiliseren belasting is gelijk aan:

$$\frac{N_B}{N_{Ed}} = \frac{842}{118} = 7,14$$

De verhouding is kleiner dan 11. Het tweede-orde effect mag niet worden verwaarloosd. De eerste-orde krachtsverdeling moet worden vergroot voor het tweede-orde effect. De normaalkracht die hierbij beschouwd wordt, is de normaalkracht die in het penant aanwezig is. Aangenomen wordt dat de scheefstand van de constructie zo beperkt is dat de dragende wanden niet gaan aanpendelen, ze worden beschouwd als neutrale wand. Deze aanname wordt later getoetst.

De vergrotingsfactor is gelijk aan:

$$\left(1 + \frac{1}{(N_B/N_{V,Ed}) - 1}\right) = \left(1 + \frac{1}{7,14 - 1}\right) = 1,165$$

Berekening van het moment in de uiterste grenstoestand ten gevolge van de verschillende belastingen:

$$M_{0Ed} = F_{w2Ed} L_{Fw2} + F_{w1Ed} L_{Fw1} - N_{Ed}(z - e) = 6,3 \cdot 5,63 + 5,2 \cdot 2,78 - 118(0,190 - 0,076) = 36,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \left(1 + \frac{1}{(N_B/N_{V,Ed}) - 1}\right) M_{0Ed} = 1,165 \cdot 36,5 = 42,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 42,5 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 42,8 \text{ kNm}$$

De penanten zijn voldoende sterk.

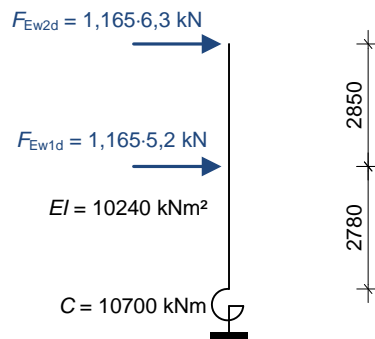
De in deze paragraaf uitgevoerde toets van het stabiliserende penant is ook uitgevoerd met het Staticaprogramma. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de bijlage bij dit rekenvoorbeeld.

## 2.2 Controle aanname van neutrale wanden

### Inleiding

Hiervoor is aangenomen dat er geen sprake is van aanpendelen van belasting uit bouwmuren die geen onderdeel vormen van een stabiliteitswand. Oftewel de bouwmuren zijn beschouwd als neutrale wanden. Deze aanname moet getoetst worden door voor de bouwmuren op de begane grond en de verdieping het verplaatsingsverschil over de hoogte van de wand te bepalen en vervolgens te toetsen of dit verplaatsingsverschil kleiner is dan de uiterste verplaatsing waarbij nog juist geen sprake is van aanpendelen.

Voor de berekening van de verplaatsingen worden de penanten geschematiseerd als een uit de fundering uitkragende wand over twee bouwlagen. Het schema voor de berekening van optredende verplaatsingen is gegeven in figuur 4.



figuur 4 Schema

Uit het schema zijn de volgende verplaatsingen van de vloeren berekend:

eerste verdiepingsvloer:  $\delta_1 = 32 \text{ mm}$   
 tweede verdiepingsvloer:  $\delta_2 = 84 \text{ mm}$

### Beoordeling wand op de eerste verdieping

Berekening van uiterste verplaatsing van de bouwmuren voordat aanpendelen van de belasting zal optreden:

Beschouwing van de bouwmuur op de eerste verdieping, voor schema zie figuur 2:

Krachten die op de bouwmuur aangrijpen:

$N_{Ed}$ :	dak:	$0,9 \cdot 2,6 \cdot 0,65 \cdot 5,9 / 4,35$	=	2,1 kN/m
	wand:	$0,9 \cdot 0,12 \cdot 18,5 \cdot 4 / 2$	=	4,0 kN/m
	vloer:	$0,9 \cdot 2,6 \cdot 4,44$	=	<u>10,4 kN/m</u>
				16,5 kN/m

$G_d$ :	$0,9 \cdot 2,7 \cdot 0,12 \cdot 18,5$	=	5,4 kN/m
---------	---------------------------------------	---	----------

De excentriciteit aan de bovenzijde van de bouwmuur kan als volgt worden bepaald. De kanaalplaten zijn over de gehele dikte van de wand opgelegd. zie figuur 6 van de NPR 9096-1-1:



$$e_1 = 0 \text{ mm}$$

De slankheid van de bouwmuur volgt uit:

$$\lambda = L/t = 2,7/0,12 = 22,5$$

De benuttingsgraad van de bouwmuur volgt uit:

$$\alpha = \frac{\frac{G_d}{2} + N_{Ed}}{f_d \cdot l \cdot t} = \frac{\frac{5400}{2} + 16500}{4,41 \cdot 1000 \cdot 120} = 0,036$$

Uit de figuren 10 en 11 van de NPR volgt dat  $e_o$  gelijk is aan 0,44t:

$$e_o = 0,44 \cdot 120 = 52,8 \text{ mm}$$

$$\delta_u = \frac{e_o (N_{Ed} + G_d) - e_1 N_{Ed}}{N_{Ed} + \frac{G_d}{2}} = \frac{52,8(16,5 + 5,4) - 0}{16,5 + \frac{5,4}{2}} = 60,2 \text{ mm}$$

Het optredende verplaatsingsverschil van de bouwmuur op de eerste verdieping is gelijk aan het verplaatsingsverschil tussen de eerste en tweede verdiepingsvloer:  $84 - 32 = 52 \text{ mm}$ , dit is kleiner dan de uiterst toelaatbare verplaatsing. Daarom kan geconcludeerd worden dat er op de eerste verdieping geen aanpendelen van de belasting optreedt. De aanname dat de bouwmuur zich neutraal kan gedragen, is een correcte aanname.

De in deze paragraaf uitgevoerde toets van een neutrale wand is ook uitgevoerd met het Statica-programma. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de bijlage bij dit rekenvoorbeeld.

#### *Beoordeling wand op de begane grond*

Beschouwing van de bouwmuur op de begane grond, voor schema zie figuur 2:

Krachten die op de bouwmuur aangrijpen:

$N_{Ed}$ :	1 <sup>e</sup> verd:	16,5 + 5,4	=	21,9 kN/m
	vloer:	0,9 · 2,6 · 4,44	=	<u>10,4 kN/m</u>
				32,3 kN/m
$G_d$ :			=	5,4 kN/m

De excentriciteit aan de bovenzijde en de slankheid zijn gelijk als bij de 1<sup>e</sup> verdieping:

$$e_1 = 0 \text{ mm}$$

$$\lambda = L/t = 2,7/0,12 = 22,5$$

De benuttingsgraad van de wand volgt uit:

$$\alpha = \frac{\frac{G_d}{2} + N_{Ed}}{f_d \cdot l \cdot t} = \frac{\frac{5,4}{2} + 32,3}{4,41 \cdot 120} = 0,071$$

Uit de figuren 10 en 11 van de NPR volgt dat  $e_o$  gelijk is aan 0,40t:

$$e_o = 0,40 \cdot 120 = 48 \text{ mm}$$

$$\delta_{u=} = \frac{e_o(N_{Ed} + G_d) - e_l N_{Ed}}{N_{Ed} + \frac{G_d}{2}} = \frac{48(32,3 + 5,4) - 0}{32,3 + \frac{5,4}{2}} = 51,9 \text{ mm}$$

Het optredende verplaatsingsverschil van de bouwmuur op de begane grond is gelijk aan 32 mm, dit is kleiner dan de uiterst toelaatbare verplaatsing. Er treedt op de eerste verdieping geen aanpendelen van de belasting op. De aanname dat de bouwmuur zich neutraal kan gedragen is een correcte aanname.

#### *Samenvatting toets van de neutrale wanden*

Geconcludeerd kan worden dat de optredende verplaatsingen zodanig klein zijn dat de aanname dat geen aanpendelen optreedt, welke is gedaan bij de sterktecontrole, juist is. De rij woningen is stabiel.

## **2 Toets van het niet-dragende penant in de voorgevel**

### *Materiaaleigenschappen:*

Voor het met dunne lijmvogen vervaardigde kalkzandsteen metselwerk geldt volgens artikel 3.6.1.2:

$$f_k = 0,8 f_b^{0,85} = 0,8 \cdot 12^{0,85} = 6,61 \text{ N/mm}^2$$

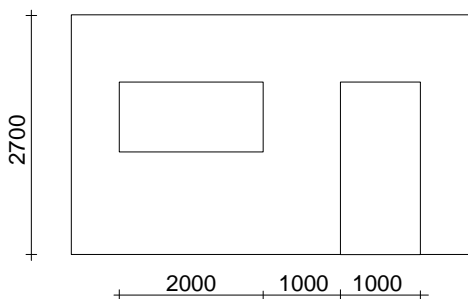
$$f_d = f_k / \gamma_M = 6,61 / 1,5 = 4,41 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_M = 0,6 / 1,5 = 0,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{xdk1} = f_{xkk1} / \gamma_M = 0,3 / 1,5 = 0,2 \text{ N/mm}^2$$

### *Geometrische eigenschappen van de niet-dragende wand:*

Hoogte van de wand:	$l = 2700 \text{ mm}$
Breedte van het penant:	$b_2 = 1000 \text{ mm}$
Breedte raamsparing:	$b_{01} = 2000 \text{ mm}$
Breedte deursparing:	$b_{02} = 1000 \text{ mm}$



figuur 5 Wand in de voorgevel op de begane grond

### *Rekenwaarde van de belastingen:*

In de berekening wordt de maatgevende fundamentele belastingscombinatie met de maximale horizontale kracht en de minimale verticale belasting beschouwd:

$$0,9 G_k + 1,35 Q_{\text{wind;k}}$$

*Verticale belasting:*

$$q_{Evd} = 0,9 \cdot 18,5 \cdot 0,1 \cdot 1,0 = 1,7 \text{ kN/m}$$

*Windbelasting:*

De belastingen ten gevolge van de wind volgen uit NEN-EN 1991-1-4 en NPR 9096.

Windgebied 2 onbebouwd

$$p_w = 0,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Krachtcoëfficiënt } c_f = c_{pe} + c_{pi} = 0,80 + 0,30 = 1,10$$

Belastingsfactor  $\gamma_F$  is 1,35 voor CC1

Het percentage van de totale windbelasting die op het penant aangrijpt is hierna berekend op basis van de stijfheidsverhouding:

$$I_{\text{binnenblad}} = I_{\text{buitenblad}}$$

$$E_{\text{kalkzandsteen}} = 1000 f_k = 1000 \cdot 6,61 = 6610 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{k,\text{baksteen}} = 0,6 f_b^{0,65} f_m^{0,25} = 0,6 \cdot 20^{0,65} \cdot 10^{0,25} = 7,48 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{\text{baksteen}} = 1000 f_{k,\text{baksteen}} = 1000 \cdot 7,48 = 7480 \text{ N/mm}^2$$

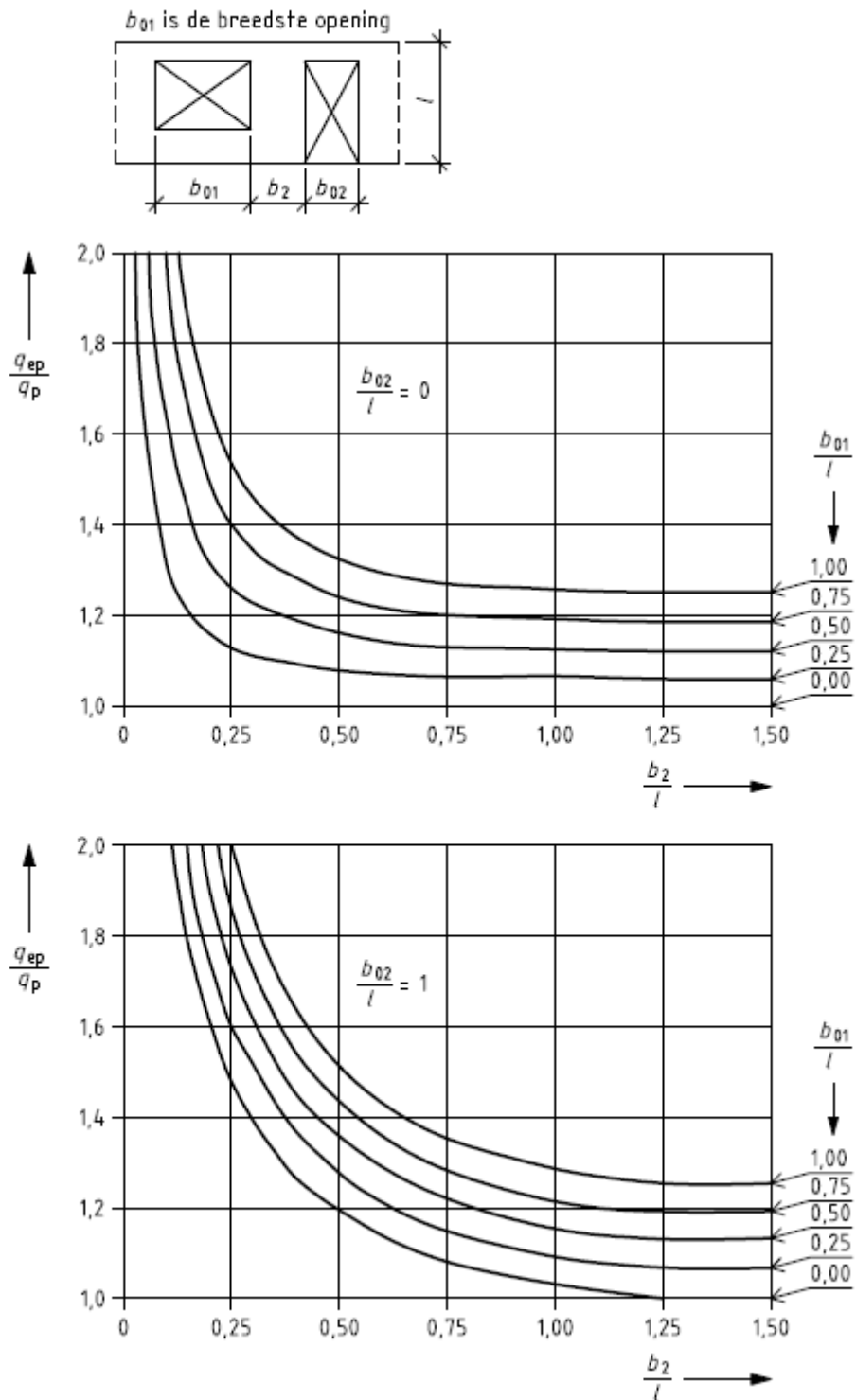
De verhouding van de afdracht van de windbelasting is gelijk aangenomen aan de verhouding tussen de elasticiteitsmodulussen van bakstenen buitenblad en de het gelijmde kalkzandsteen binnenblad:

$$\text{kalkzandsteen: } E_{\text{kalkzandsteen}} / (E_{\text{kalkzandsteen}} + E_{\text{baksteen}}) = 6610 / (6610 + 7480) \cdot 100\% = 48 \%$$

Het percentage van de totale windbelasting die op het penant aangrijpt is 48%. Opgemerkt wordt dat het buitenblad in dit voorbeeld niet is gecontroleerd. Eventueel moet er op basis van sterkte worden herverdeeld.

$$p_{wEd} = p_w \cdot c_f \cdot \gamma_F \cdot \text{per}/100 = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 1,35 \cdot 48/100 = 0,61 \text{ N/mm}^2$$

Omdat er naast de niet-gesteunde penant sprake is van twee sparingen, behoort de equivalente stuwdruk  $q_{ep}$  te worden vergroot overeenkomstig figuur 18 uit NPR 9096.



figuur 6 equivalente extreme stuwdruk,  $q_{ep}$ , op penanten met een breedte  $b_2$  (bron: NPR 9096, 2012)

$$\frac{b_{01}}{l} = \frac{2}{2,7} = 0,74$$

$$\frac{b_2}{1} = \frac{1}{2,7} = 0,37$$

$$\frac{b_{02}}{1} = \frac{1}{2,7} = 0,37$$

$$equ_a = \left( \frac{q_{ep}}{q_p} \right)_1 = 1,3 \quad (\text{grafiek } \frac{b_{02}}{1} = 0)$$

$$equ_b = \left( \frac{q_{ep}}{q_p} \right)_2 = 1,6 \quad (\text{grafiek } \frac{b_{02}}{1} = 1)$$

$$equ = equ_a + (equ_b - equ_a) \cdot \frac{b_{02}}{1} = 1,3 + (1,6 - 1,3) \cdot 0,37 = 1,4$$

$$q_{Ehd} = p_{wEd} \cdot b \cdot equ = 0,61 \cdot 1,0 \cdot 1,4 = 0,85 \text{ kN/m}$$

*Toets van de kimvoeg:*

De optredende normaalkracht aan de onderzijde van de wand als gevolg van eigen gewicht is:

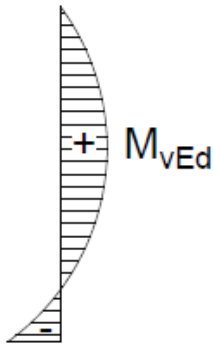
$$N_{bEd} = l \cdot q_{Evd} = 2,7 \cdot 1,7 = 4,5 \text{ kN}$$

De momentcapaciteit aan de onderzijde van de wand volgt uit:

$$M_{bRd} = \left( f_{xdk1} + \frac{N_{bEd}}{t \cdot b} \right) \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} = \left( 0,2 + \frac{4500}{100 \cdot 1000} \right) \cdot \frac{1000 \cdot 100^2}{6} \cdot 10^{-6} = 0,41 \text{ kNm}$$

Aangenomen wordt dat het maximale moment optreedt aan de onderzijde van de wand (figuur 7).

$$M_{bEd} = -\frac{1}{8} \cdot q_{Ehd} \cdot l^2 = -\frac{1}{8} \cdot 0,85 \cdot 2,7^2 = -0,77 \text{ kNm}$$



$M_{bEd}$

figuur 7 Momentenlijn in wand

$|M_{bEd}| > M_{bRd}$  De kimvoeg is gescheurd. Het optredend moment aan de onderzijde van de wand voor de gescheurde doorsnede is gelijk aan:

$$M_{bEd} = -N_{bEd} \left[ \frac{t}{2} - \left( \frac{67}{189} \cdot \frac{N_{bEd}}{b \cdot f_d} \right) \right] = -4500 \left[ \frac{100}{2} - \left( \frac{67}{189} \cdot \frac{4500}{1000 \cdot 4,41} \right) \right] \cdot 10^{-6} = -0,22 \text{ kNm}$$

De optredende dwarskracht aan de bovenzijde van het penant volgt uit:

$$V_{tEd} = q_{Ehd} \cdot \frac{1}{2} + \frac{M_{bEd}}{1} = 0,85 \cdot \frac{2,7}{2} + \frac{-0,22}{2,7} = 1,07 \text{ kN}$$

De optredende dwarskracht aan de onderzijde van het penant volgt uit:

$$V_{bEd} = q_{Ehd} \cdot 1 - V_{tEd} = 0,85 \cdot 2,7 - 1,07 = 1,23 \text{ kN}$$

De afstand, gezien vanaf de bovenzijde van de wand, tot de positie waar het maximale veldmoment optreedt volgt uit:

$$y = \frac{V_{tEd}}{q_{Ehd}} = \frac{1,07}{0,85} = 1,26 \text{ m}$$

Het maximale veldmoment bedraagt:

$$M_{vEd} = V_{tEd} \cdot y - q_{Ehd} \cdot \frac{y^2}{2} = 1,07 \cdot 1,26 - 0,85 \cdot \frac{1,26^2}{2} = 0,67 \text{ kNm}$$

De optredende normaalkracht er plaatse van het maximale veldmoment bedraagt:

$$N_{vEd} = q_{Evd} \cdot y = 1,7 \cdot 1,26 = 2,1 \text{ kN}$$

De normaalspanning ter plaatse van het maximale optredende veldmoment volgt uit:

$$\sigma_d = \min\left(\frac{N_{vEd}}{b \cdot t}; 0,2 \cdot f_d\right) = \min\left(\frac{2100}{1000 \cdot 100}; 0,2 \cdot 4,41\right) = 0,021 \text{ N/mm}^2$$

De momentcapaciteit volgt uit:

$$M_{vRd} = (f_{xdk1} + \sigma_d) \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} = (0,2 + 0,021) \cdot \frac{1000 \cdot 100^2}{6} \cdot 10^{-6} = 0,70 \text{ kNm}$$

$M_{vRd} > M_{vEd} \Leftrightarrow 0,70 \text{ kNm} > 0,67 \text{ kNm}$  Het penant is voldoende sterk.

De in deze paragraaf uitgevoerde toets van een niet-dragende wand met (laterale) windbelasting is ook uitgevoerd met het Staticaprogramma. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de bijlage bij dit rekenvoorbeeld

## ***Bijlage - Berekeningen uitgevoerd met VNK Statica 6.01.11***

Berekeningen zoals hiervoor zijn beschreven, kunnen ook worden uitgevoerd met het programma VNK Statica. Hierna treft u achtereenvolgens berekeningen aan die overeenkomen met de berekeningen in de volgende paragrafen:

- 2.1** Toets van stabiliteitspenant  
Berekening uitgevoerd met module 9 van het programma
- 2.2** Controle aanname van neutrale wanden  
Berekening uitgevoerd met module 10 van het programma
- 2.3** Toets van het niet-dragende penant in de voorgevel  
Berekening uitgevoerd met module 2 van het programma

Bestand : ....200501\_Rij woningen met penanten in voor- en achtergevel.vnks  
Nationale annex : Nederlands

### Module 9 - Stabiliteitskern van twee verdiepingen bestaande uit een bouwmuur en penant

#### INVOERGEGEVENS

##### ONDERDEEL : 2.1 Stabiliteitspenant

Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC1

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 12)

$$f_b = 12 \text{ N/mm}^2$$

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel

Doorsnedegeometrie:

hoogte

$$y = 700 \text{ mm}$$

lijfbreedte

$$t_l = 100 \text{ mm}$$

breedte 1 flens

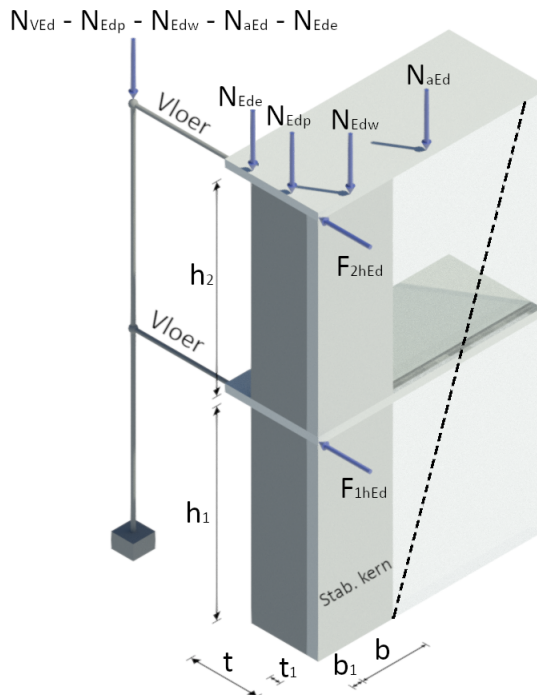
$$x_1 = \text{mm}$$

breedte 2 flens

$$x_2 = 720 \text{ mm}$$

dikte flens

$$t_f = 120 \text{ mm}$$



Geometrie wand:

hoogte van de wand begane grond

$$h_1 = 2700 \text{ mm}$$

hoogte van de wand op de 1e verdieping

$$h_2 = 2700 \text{ mm}$$

aantal verdiepingen

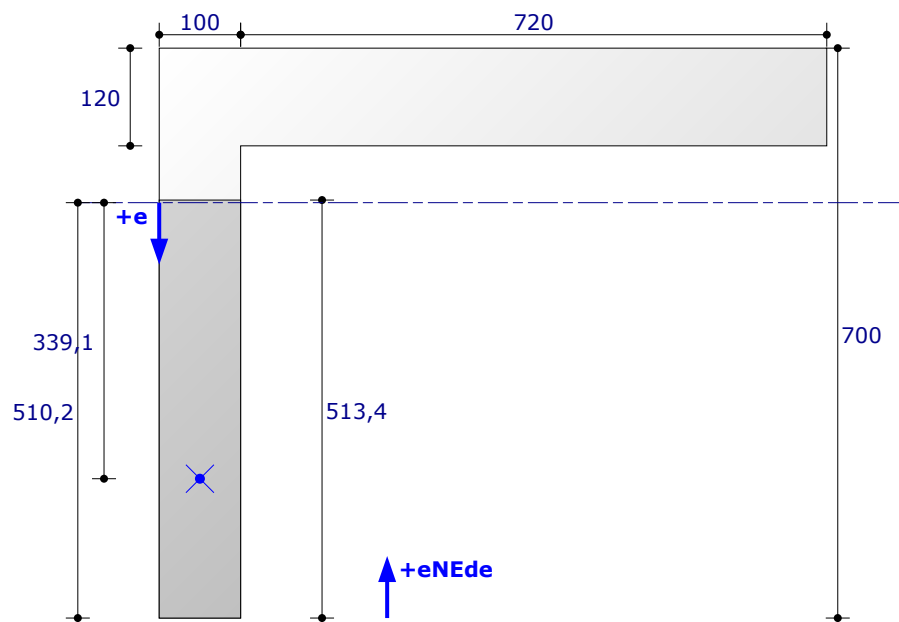
$$n_f = 2$$

rotatie veerconstante

$$C = 1,07e+04 \text{ kNm/rad}$$

aansluiting: verlijmde loodvoeg met ankers





**Belastingen:**

*normaalkracht van het gewicht van het penant*

*normaalkracht die aangrijpt op de bouwmuur*

*normaalkracht die gestabiliseerd moet worden*

*horizontale belasting*

*horizontale belasting*

*normaalkracht in de bouwmuur buiten de meewerkende breedte*

*extra normaalkracht*

*excentricitet  $N_{Ede}$*

$$N_{Edp} = 5,5 \text{ kN}$$

$$N_{Edw} = 28,6 \text{ kN}$$

$$N_{vEd} = 118,0 \text{ kN}$$

$$F_{1HEd} = 5,200 \text{ kN}$$

$$F_{2HEd} = 6,300 \text{ kN}$$

$$N_{aEd} = 83,800 \text{ kN}$$

$$N_{Ede} = 0,000 \text{ kN}$$

$$e_{NEde} = 0 \text{ mm}$$

## BEREKENING

**Bepaling capaciteit volgens art. 5.5.1 van NEN-EN 1996-1-1 (nl):**

### Tussenresultaten

$$f_{vfk} = \frac{22,5}{b} = \frac{22,5}{100} = 0,225 \text{ N/mm}^2 \quad f_{vvd} = \frac{f_{vfk}}{\gamma_M} = \frac{0,225}{1,5} = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 5.5.3 (2)

$$b_{max} = \min \left( \frac{h_{tot}}{5}; \frac{h}{2}; 6t \right) = 720 \text{ mm}$$

$$b_1 = x_1 = 0 \text{ mm} \quad b_2 = x_2 = 720 \text{ mm}$$

$$A = 1,564 \times 10^5 \text{ mm}^2 \quad S = 7,98 \times 10^7 \text{ mm}^3 \quad z_w = \frac{S}{A} = 510,2 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = N_{Edw} + N_{Edp} + N_{Ede} = 28,6 + 5,5 + 0 = 34,1 \text{ kN}$$

$$e_{NEd} = \frac{N_{Edw} \left( \frac{t_1}{2} - t - z_w \right) + N_{Edp} \left( z_w - \frac{t - t_1}{2} \right) + N_{Ede} (z_w - e_{NEde})}{N_{Ed}} = -73,3 \text{ mm}$$

$$F_{fRd} = nf_{40} = 80 \text{ kN} \quad F_{vRd} = h_{tot} t_1 f_{vvd} = 5400 \times 100 \times 0,15 = 81 \text{ kN}$$

$$N_{aEd} = 83,8 \text{ kN} \quad N_{aEd} + N_{Edw} < F_{fRd} + F_{vRd}$$

$$N_{VEd} = \max(N_{VEd}; N_{aEd} + N_{Ed}) = 118 \text{ kN}$$

$$M_{0Ed} = N_{Ed} e_{NEd} + N_{aEd} \left( z_w - y + \frac{t_1}{2} \right) + F_{2HEd} h_{tot} + F_{1HEd} h_1 = 34,68 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = F_{2HEd} + F_{1HEd} = 11,5 \text{ kN} \quad M_{h0Ed} = M_{0Ed} - V_{Ed} \frac{h_1}{2} = 19,16 \text{ kNm}$$

Controle van de partiële stabiliteit artikel 6.1.2.2

$$f_k = K (f_b)^\alpha (f_m)^\beta = 0,8 \times 12^{0,85} \times 12,5^0 = 6,61 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{6,61}{1,5} = 4,41 \text{ N/mm}^2 \quad f_{vko} = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 5.5.1.2 (7)

$$L_v = 580 \text{ mm} \quad n_s = 3$$

$$\rho = 0,75 \quad \dots(5.3)$$

$$h = 2700 \text{ mm} > 3,5 L_v = 2030 \text{ mm}$$

$$\frac{1,5 L_v}{h} = \frac{1,5 \times 580}{2700} = 0,32 > 0,3 \quad \rho = 0,32 \quad \dots(5.7)$$

$$h_{ef} = \rho h = 0,32 \times 2700 = 870 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

Artikel 5.5.1.4 (2)

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 8,70 < 27 \quad u.c. = 0,32$$

Slankheid van de wand voldoet.

Artikel 5.5.1.1 (4)

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = 1,9 \text{ mm}$$

Artikel 6.1.2.2

Excentriciteit midden

$$e_{Ed.m} = \frac{M_{Ed.mc}}{N_{Ed}} = 0 \text{ mm}$$

$$e_m = |e_{Ed.m}| + e_{init} = 1,9 \text{ mm}$$

Bij constante minimale eerste-orde excentriciteit

$$h = 2700 \text{ mm} > 3,5 L_v = 2030 \text{ mm}$$

$$\frac{1,5 L_v}{h} = \frac{1,5 \times 580}{2700} = 0,32 > 0,3$$

$$\rho_2 = 0,32 \quad \dots(5.7)$$

$$h_{ef2} = \rho_2 h = 0,32 \times 2700 = 870 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

Artikel 5.5.1.4 (2)

$$\lambda = \frac{h_{ef2}}{t_{ef}} = 8,70 < 27 \quad u.c. = 0,32$$

Slankheid van de wand voldoet.

$$e_{m2} = \max\left(10; \frac{h_{ef2}}{300}\right) = 10 \text{ mm}$$

$$e_k = 0 \text{ mm} \dots(6.8) \quad e_{mk2} = \max(e_{m2} + e_k; 0,05 t) = 10 \text{ mm} \quad \dots(6.6)$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk2}}{t} = 1 - 2 \frac{10}{100} = 0,8 \quad \dots(G.2)$$

$$\lambda_\phi = \frac{h_{ef2}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{870}{100} \sqrt{\frac{6,6}{4629,1}} = 0,329 \quad \dots(G.4)$$

$$u = \frac{\lambda_\phi - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,329 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{10}{100}} = 0,434 \quad \dots(G.3)$$

$$\Phi_{m2} = A_1 e^{-(u u)^2} = 0,728 \quad \dots(G.1) \quad N_{Rd.m2} = \Phi_{m2} \ell t f_d = 321,04 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

$$f_{d.limit} = \Phi f_d = 0,728 \times 4,41 = 3,21 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_u = -0,0035 \quad \varepsilon_{ul} = \frac{f_{d.limit}}{f_d} \cdot -0,0025 = \frac{3,21}{4,409} \cdot -0,0025 = -0,00182$$

Capaciteit zonder gelimiteerde sterkte

$$M_{Rd} = 42,78 \text{ kNm} \quad x_u = 416,3 \text{ mm}$$

### Capaciteit met gelimiteerde sterkte

$$M_{Rid} = 29,63 \text{ kNm} \quad x_{ul} = 661,8 \text{ mm}$$

### Bepaling van de buigstijfheid EI

$$M_{EI} = 0,8 M_{Rd} = 34,23 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_c = -0,002079 \quad \varepsilon_t = 0,000260$$

$$k_{EI} = \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_c}{y} = \frac{0,000260 - (-0,002079)}{700} = 3,342 \times 10^{-6} \text{ 1/mm}$$

$$EI = \frac{M_{EI}}{k_{EI}} = 10243 \text{ kNm}^2$$

$$k = \frac{EI}{C h_{tot}} = \frac{10243}{10700 \times 5400} = 0,177$$

$$N_B = \frac{4,29}{3,9k + 1} \frac{EI}{h_{tot}^2} = 891 \text{ kN} \dots (\text{NPR 9096-1-1 tabel 7})$$

$$\frac{N_B}{N_{VEd}} = 7,6 < 11 \quad M_{Ed} = M_{0Ed} \left( 1 + \frac{1}{\frac{N_B}{N_{VEd}} - 1} \right) = 39,98 \text{ kNm}$$

$$M_{hEd} = M_{h0Ed} \frac{M_{Ed}}{M_{0Ed}} = 19,16 \times \frac{39,98}{34,68} = 22,08 \text{ kNm}$$

### Toetsing momentcapaciteit aan de voet

$$M_{Ed} = 39,98 \text{ kNm} < M_{Rd} = 42,78 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,93 \quad \text{Momentcapaciteit voldoet.}$$

### Toetsing gereduceerde momentcapaciteit op de halve hoogte

$$M_{hEd} = M_{h0Ed} \frac{M_{Ed}}{M_{0Ed}} = 22,08 \text{ kNm} < M_{Rid} = 29,63 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,75 \quad \text{Momentcapaciteit voldoet.}$$

### Bepaling van het gedrukte gedeelte

$$\varepsilon_c = -0,002605 \quad \varepsilon_t = 0,000947$$

$$x_v = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_t} y = \frac{-0,002605}{-0,002605 - 0,000947} \times 700 = 513,4 \text{ mm}$$

$$l_c = \min(x_v; y) = 513,4 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = \frac{\varepsilon_c}{0,0025} f_d = \frac{-0,002605}{0,0025} \times 4,41 = 4,593 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{vxdH} = 117,9 \text{ kN} \quad N_{vxd} = 117,9 \text{ kN}$$

$$\sigma_d = \frac{N_{vxd}}{l_c t_1} = \frac{117,9}{513,4 \times 100} = 2,296 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 3.6.2 (3)

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d = 0,6 + 0,4 \times 2,296 = 1,519 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.5)$$

$$f_{vk} = \min(f_{vit} ; f_{vk}) = \min(0,78 ; 1,519) = 0,78 \text{ N/mm}^2 \quad f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,78}{1,5} = 0,52 \text{ N/mm}^2$$

Toetsing dwarskrachtcapaciteit volgens artikel 6.2

$$V_{Rd} = f_{vd} t_1 l_c = 0,52 \times 100 \times 513,4 = 26,7 \text{ kN} \quad \dots(6.13)$$

$$V_{Ed} = 11,5 \text{ kN} < V_{Rd} = 26,7 \text{ kN} \quad \dots(6.12) \quad u.c. = 0,43$$

Dwarskrachtcapaciteit voldoet.

Horizontale verplaatsing 1<sup>e</sup> en 2<sup>e</sup> verdiepingsvloer

$$\delta_{d1} = 29,4 \text{ mm} \quad \delta_{d2} = 74,8 \text{ mm}$$

### Resultaten

$$f_d = 4,41 \text{ N/mm}^2 \quad f_{d,limit} = 3,21 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vvd} = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = 42,78 \text{ kNm} \quad x_u = 416,3 \text{ mm}$$

$$M_{Rld} = 29,63 \text{ kNm} \quad x_{ul} = 661,8 \text{ mm}$$

$$EI = \frac{M_{EI}}{\kappa_{EI}} = 10243 \text{ kNm}^2$$

Toetsing momentcapaciteit aan de voet

$$M_{Ed} = 39,98 \text{ kNm} < M_{Rd} = 42,78 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,93$$

Momentcapaciteit voldoet.

Toetsing gereduceerde momentcapaciteit op de halve hoogte

$$M_{hEd} = M_{h0Ed} \frac{M_{Ed}}{M_{0Ed}} = 22,08 \text{ kNm} < M_{Rld} = 29,63 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,75 \quad \text{Momentcapaciteit voldoet.}$$

$$V_{Ed} = 11,5 \text{ kN} < V_{Rd} = 26,7 \text{ kN} \quad \dots(6.12) \quad u.c. = 0,43$$

Dwarskrachtcapaciteit voldoet.

Verplaatsingen

$$\delta_{d1} = 29,4 \text{ mm} \quad \delta_{d2} = 74,8 \text{ mm}$$

**Conclusie : Wand voldoet.**

## Module 10 - Verplaatsingscontrole van een neutrale wand

### INVOERGEGEVENS

#### ONDERDEEL : 2.2 Neutrale wand 2

##### Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC1

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 12)

$$f_b = 12 \text{ N/mm}^2$$

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel

volumiek gewicht kalkzandsteen

$$= 18,5 \text{ kN/m}^3$$

##### Geometrie van de wand:

dikte

$$t = 120 \text{ mm}$$

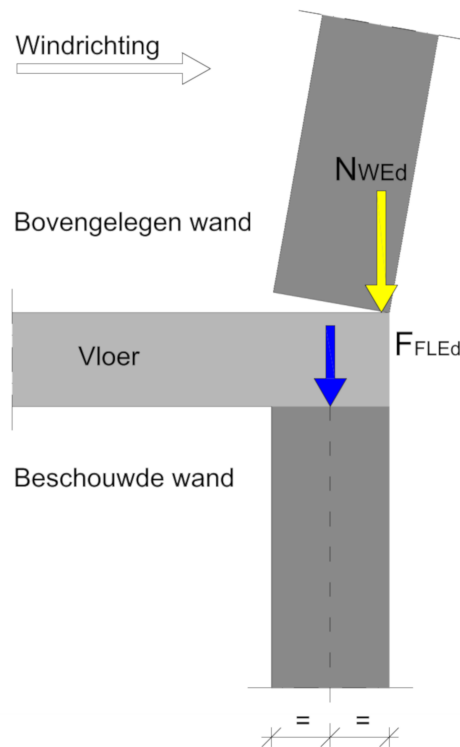
hoogte

$$h = 2700 \text{ mm}$$

breedte

$$\ell = 1000 \text{ mm}$$

Type oplegging: A



zie NPR 9096-1-1: figuur 6 Kopwand of blad van een ankerloze spouwmuur

##### Belastingen:

normaalkracht

$$N_{WE,d} = 6,1 \text{ kN}$$

reactiekracht uit de vloer links

$$F_{FLE,d} = 10,4 \text{ kN}$$

verplaatsing aan de top

$$\delta_d = 52,0 \text{ mm}$$

## BEREKENING

**Toetsing volgens NPR 9096 -1-1 art 5.4 of de dragende wand zich als neutrale wand gedraagt door de verplaatsing aan de bovenzijde van de wand te toetsen.**

### Tussenresultaten

$$N_{Ed} = N_{WEEd} + F_{FLEd} = F_{FREd} = 16,5 \text{ kN}$$

$$G_{Ed} = t \ell h \gamma_{Ed} = 0,12 \times 1 \times 2,7 \times (0,9 \times 18,5) = 5,4 \text{ kN}$$

$$f_d = 4,41 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 5.4(9)

$$e_1 = 0 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = 22,5 \quad \alpha = \frac{N_{Ed} + \frac{1}{2} G_{Ed}}{\ell t f_d} = 0,036 \quad \frac{e_1}{t} = \frac{0}{120} = 0$$

Bepaling  $e_0/t$  m.b.v. NPR 9096-1-1 figuren 10 en 11 ( $h/t=20$  en  $h/t=25$ )

$$\lambda_{h1} = 20$$

$$\lambda_{h2} = 25$$

$$e_{oh1} = 0,4509 t = 54,1 \text{ mm}$$

$$e_{oh2} = 0,429 t = 51,5 \text{ mm}$$

$$e_0 = e_{e0h2} + (e_{e0h2} - e_{oh1}) \frac{\lambda - \lambda_{h1}}{\lambda_{h2} - \lambda_{h1}} = 52,8 \text{ mm}$$

$$\delta_u = \frac{e_0 (N_{Ed} + G_{Ed}) - e_1 N_{Ed}}{N_{Ed} + \frac{1}{2} G_{Ed}} = 60,2 \text{ mm}$$

$$\delta_d = 52 \text{ mm} < \delta_u = 60,2 \text{ mm} \quad u.c. = 0,86$$

Neutrale wand voldoet aan de eisen.

### Resultaten

$$f_d = 4,41 \text{ N/mm}^2$$

$$e_1 = 0 \text{ mm}$$

$$e_0 = 52,8 \text{ mm}$$

$$\delta_d = 52 \text{ mm} < \delta_u = 60,2 \text{ mm} \quad u.c. = 0,86$$

Neutrale wand voldoet aan de eisen.

**Conclusie : Neutrale wand voldoet.**

## Module 10 - Verplaatsingscontrole van een neutrale wand

### INVOERGEGEVENS

#### ONDERDEEL : 2.2 Neutrale wand 1

##### Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC1

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 12)

$$f_b = 12 \text{ N/mm}^2$$

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel

volumiek gewicht kalkzandsteen

$$= 18,5 \text{ kN/m}^3$$

##### Geometrie van de wand:

dikte

$$t = 120 \text{ mm}$$

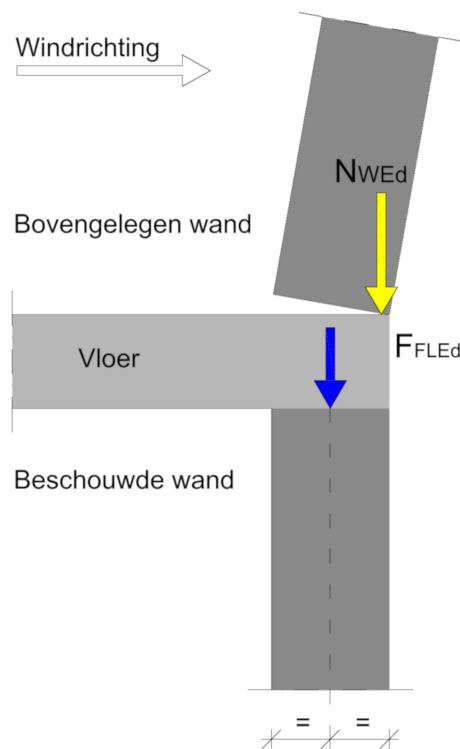
hoogte

$$h = 2700 \text{ mm}$$

breedte

$$\ell = 1000 \text{ mm}$$

Type oplegging: A



zie NPR 9096-1-1: figuur 6 Kopwand of blad van een ankerloze spouwmuur

##### Belastingen:

normaalkracht

$$N_{WE,d} = 21,9 \text{ kN}$$

reactiekracht uit de vloer links

$$F_{FLE,d} = 10,4 \text{ kN}$$

verplaatsing aan de top

$$\delta_d = 32,0 \text{ mm}$$



## BEREKENING

**Toetsing volgens NPR 9096 -1-1 art 5.4 of de dragende wand zich als neutrale wand gedraagt door de verplaatsing aan de bovenzijde van de wand te toetsen.**

### Tussenresultaten

$$N_{Ed} = N_{WEEd} + F_{FLEEd} = F_{FREEd} = 32,3 \text{ kN}$$

$$G_{Ed} = t \ell h \gamma_{Ed} = 0,12 \times 1 \times 2,7 \times (0,9 \times 18,5) = 5,4 \text{ kN}$$

$$f_d = 4,41 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 5.4(9)

$$e_1 = 0 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = 22,5 \quad \alpha = \frac{N_{Ed} + \frac{1}{2} G_{Ed}}{\ell t f_d} = 0,066 \quad \frac{e_1}{t} = \frac{0}{120} = 0$$

Bepaling  $e_0/t$  m.b.v. NPR 9096-1-1 figuren 10 en 11 ( $h/t=20$  en  $h/t=25$ )

$$\lambda_{h1} = 20$$

$$\lambda_{h2} = 25$$

$$e_{oh1} = 0,4195 t = 50,3 \text{ mm}$$

$$e_{oh2} = 0,3844 t = 46,1 \text{ mm}$$

$$e_0 = e_{e0h2} + (e_{e0h2} - e_{oh1}) \frac{\lambda - \lambda_{h1}}{\lambda_{h2} - \lambda_{h1}} = 48,2 \text{ mm}$$

$$\delta_u = \frac{e_0 (N_{Ed} + G_{Ed}) - e_1 N_{Ed}}{N_{Ed} + \frac{1}{2} G_{Ed}} = 51,9 \text{ mm}$$

$$\delta_d = 32 \text{ mm} < \delta_u = 51,9 \text{ mm} \quad u.c. = 0,62$$

Neutrale wand voldoet aan de eisen.

### Resultaten

$$f_d = 4,41 \text{ N/mm}^2$$

$$e_1 = 0 \text{ mm}$$

$$e_0 = 48,2 \text{ mm}$$

$$\delta_d = 32 \text{ mm} < \delta_u = 51,9 \text{ mm} \quad u.c. = 0,62$$

Neutrale wand voldoet aan de eisen.

**Conclusie : Neutrale wand voldoet.**

## Module 2 - Niet-dragende wand met (laterale) windbelasting

### INVOERGEGEVENS

#### ONDERDEEL : 2.3 Voorgevel

Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC1

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 12)

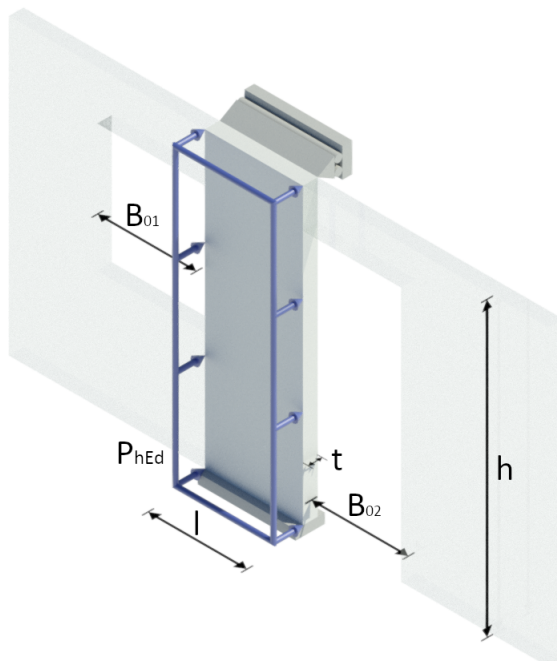
mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel

buigtreksterkte van de kimvoeg

volumiek gewicht kalkzandsteen

$$f_b = 12 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{xkk1} = 0,3 \text{ N/mm}^2$$
$$= 18,5 \text{ kN/m}^3$$



Geometrie van de wand:

dikte

hoogte

breedte

hoogte van het gebouw

breedte van het gebouw

hoogte van de wandlocatie

breedte van naastliggende raamopening 1

breedte van naastliggende raamopening 2

aantal zijden die gesteund zijn

$$t = 100 \text{ mm}$$

$$h = 2700 \text{ mm}$$

$$l = 1000 \text{ mm}$$

$$h_b = 9,7 \text{ m}$$

$$b_b = 16,4 \text{ m}$$

$$h_w = 5,2 \text{ m}$$

$$b_{o1} = 2 \text{ m}$$

$$b_{o2} = 1 \text{ m}$$

$$ss = 2$$

Belastingen:

Windgebied : II

Terreincategorie : II Onbebouwd gebied

Drukcoëfficiënt

Percentage van belasting op de wand

Horizontale belasting

Verticale belasting ( $q_{Evd} = \gamma_G \gamma_t b = 0,9 \times 18,5 \times 0,1 \times 1$ )

$$c_f = 1,10$$

$$= 48 \%$$

$$q_{Ehd} = 0,845 \text{ kN/m}$$

$$q_{Evd} = 1,665 \text{ kN/m}$$

## BEREKENING

**Bepaling capaciteit volgens art. 6.3.1 van NEN-EN 1996-1-1 (nl):**

**Resultaten**

$$f_k = K (f_b)^\alpha (f_m)^\beta = 0,8 \times 12^{0,85} \times 12,5^0 = 6,61 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{6,61}{1,5} = 4,41 \text{ N/mm}^2 \quad f_{xdk1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} = \frac{0,6}{1,5} = 0,4 \text{ N/mm}^2 \quad f_{xdk1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} = \frac{0,3}{1,5} = 0,2 \text{ N/mm}^2$$

Berekening  $q_{Ehd}$

$$z_e = 9,7 \text{ m} \quad \text{Extreme stuwdruk } p_w = 0,844 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{wEd} = p_w c_f \gamma_f \text{ per}/100 = 0,844 \times 1,10 \times 1,35 \times 48/100 = 0,601 \text{ kN/m}^2$$

NPR 9096-1-1 figuur 18

$$b/h = 0,370 \quad b_{o1}/h = 0,741 \quad b_{o2}/h = 0,370$$

$$equ = equ_a + (equ_b - equ_a) b_{o2}/h = 1,295 + (1,591 - 1,295) \times 0,370 = 1,405$$

$$q_{Ehd} = p_{wEd} b equ = 0,601 \times 1 \times 1,405 = 0,845 \text{ kN/m}$$

$$N_{bEd} = h q_{Evd} = 4,496 \text{ kN} \quad M_{bRd} = (f_{xdk1} + \frac{N_{bEd}}{\ell t}) \frac{\ell t^2}{6} = 0,41 \text{ kNm}$$

$$M_{bEd} = -q_{Ehd} \frac{h^2}{8} = -0,77 \text{ kNm}$$

$$|M_{bEd}| > M_{bRd} \quad M_{bEd} = -N_{bEd} \left( \frac{t}{2} - 0,36 \frac{N_{bEd}}{\ell f_d} \right) = -0,22 \text{ kNm}$$

$$V_{tEd} = q_{Ehd} \frac{h}{2} + \frac{M_{bEd}}{h} = 1,057 \text{ kN} \quad V_{bEd} = q_{Ehd} h - V_{tEd} = 1,223 \text{ kN}$$

$$y = \frac{V_{tEd}}{q_{Ehd}} = 1,251 \text{ m}$$

$$M_{vEd} = V_{tEd} y - q_{Ehd} \frac{y^2}{2} = 0,66 \text{ kNm} \quad N_{vEd} = q_{Evd} y = 2,084 \text{ kN}$$

$$\sigma_d = \min \left( \frac{N_{vEd}}{\ell t}; 0,2 f_d \right) = 0,021 \text{ N/mm}^2 \quad M_{vRd} = (f_{xdk1} + \sigma_d) \frac{\ell t^2}{6} = 0,7 \text{ kNm}$$

Artikel 6.3.1(1)

$$M_{vEd} = 0,66 \text{ kNm} < M_{vRd} = 0,7 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,94 \text{ Capaciteit van de wand voldoet.} \quad \dots(6.15)$$

**Conclusie : Wand voldoet.**